



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA

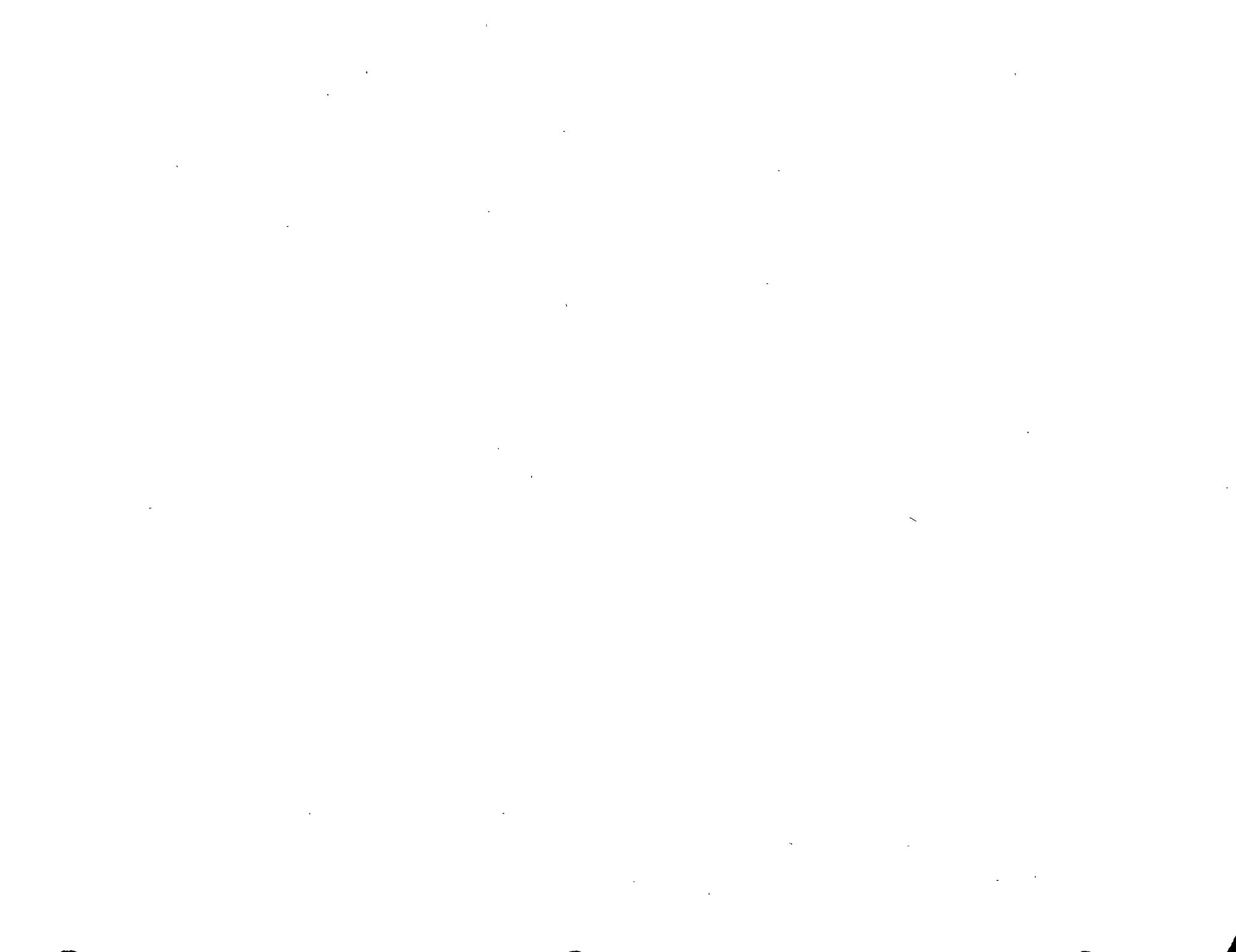
Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe del Centro de Educación Continua, Dr. Pedro Martínez Pereda, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en la constancia, deberán entregar copia del mismo o de su cédula a más tardar el SEGUNDO DIA de clases, en las oficinas del Centro con la señorita Barraza, encargada de inscripciones.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona encargada de entregar las notas del curso. Las inasistencias serán computadas por las autoridades del Centro, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencia.

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

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes entregando el oficio respectivo.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, al final del curso se hará una evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
DIRECTORIO GENERAL

REGISTRO DE ASISTENTES Y PROFESORES.

NOMBRE DEL CURSO: _____

FOLIO

1 5

CLAVE ASOC

6 7

8 13 14 41

NOMBRE(S) APELLIDO PATERNO APELLIDO MATERNO

REG. FED. CAUS.

42 51

CED. PROF.

52 58

TEL. PARTICULAR

59 65

TEL. OFICINA

66 72

EXTENSION

73 76

MARQUE CON UNA CRUZ

ASISTENTE

PROFESOR

77

1
80

8 41

DOMICILIO PARTICULAR (CALLE. NUMERO Y No. INTERIOR)

42 71

COLONIA

Z.P.

72 73

ESTADO

74 75

TITULO PROFESIONAL

76 77

ESPECIALIDAD

78 79

2
80

8 41

DOMICILIO DE OFICINA (CALLE, NUMERO Y No. INTERIOR)

42 71

COLONIA

Z.P.

72 73

ESTADO

74 75

ASOCIACIONES A LAS QUE PERTENECE.

3
80

PROFESORES DEL CURSO MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

1. M. EN I. JESUS ALBERRO ARAMBURU
INVESTIGADOR
SECCION DE MECANICA DE SUELOS
INSTITUTO DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 548.65.60 EXT.448
2. ING. ARTURO BELLO MALDONADO
GERENTE GENERAL
GEOSISTEMAS S.A.
ANICETO ORTEGA 1310
COL. DEL VALLE
MEXICO 12, D.F.
TEL. 534.37.20
3. ING. GUILLERMO BOTAS ESPINOSA
DIRECTOR DE PROYECTOS ESPECIALES
DIRAC S.A.
M.A DE LA LUZ BRINGAS 28
COL. DEL VALLE
MEXICO 12, D.F.
TEL. 534.52.55
4. ING. JORGE EFRAIN CASTILLA CAMACHO
SUBJEFE DE LA OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AUGUSTO RODIN 265
COL. NOCHEBUENA
MEXICO 19, D.F.
TEL. 563.37.00 EXT.26
5. ING. RAUL CUELLAR BORJA
JEFE DE LA OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AUGUSTO RODIN 265
MEXICO 19, DF.
TEL. 563.37.00 EXT.26
6. M. EN I. LEOPOLDO ESPINOSA GRAHAM

SECCION DE MECANICA DE SUELOS
INSTITUTO DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 548.65.60 EXT.448

PROFESORES DEL CURSO MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

7. M. EN I. AGUSTIN DEMENEGUI C.
ASESOR Y PROFESOR EN EL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 548.96.69 670.51.21
8. DR. CARLOS GARCIA HERRERA
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA Y MINERIA
GERENCIA DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MELCHOR OCAMPO 455-7°
MEXICO 5, D.F.
TEL. 553.71.33 EXT.2149
9. ING. JOSE LUIS LEON TORRES
INVESTIGADOR
SECCION DE MECANICA DE SUELOS
INSTITUTO DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 548.65.60 EXT.448
10. ING. QUIM. ALFREDO OLIVARES PONCE
INVESTIGADOR DE TIEMPO COMPLETO
INSTITUTO DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 548.65.60 EXT. 453
11. ING. MARIANO RUIZ VAZQUEZ
JEFE
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA PETROLERA
MINERA, GEOLOGICA Y GEOFISICA
FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 5.50.00.40
12. ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
SUPERINTENDENTE TECNICO
TUNEL, S.A.
INSURGENTES NORTE ESQ. STRAUSS
MEXICO 14, D.F.
TEL. 759.15.17

PROFESORES DEL CURSO MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

13. ING. ALEJANDRO BELLO BARRADAS
INVESTIGADOR
DEPARTAMENTO DE INVESTIGACION
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS DEL
TERRITORIO NACIONAL
SAN ANTONIO ABAD NO. 124-3°ELEVADOR C
MEXICO 8, D.F.
TEL.: 578.62.00 EXT.179

14. ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
COORDINADOR DE MATEMATICAS EN
FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 530.30.00 EXT.413

15. ING. LUIS VIEITEZ UTESA
DIRECTOR TECNICO DEL PROYECTO DEL METRO
INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO
LEGARIA NO.252
COL. PENSIL
MEXICO 14, D.F.
TEL. 527.87.74

16. ING. ARMANDO G. QUEZADAS FLORES
PETROGRAFO
GEOLOGIA Y MINERIA
C. F. E.
MELCHOR OCAMPO 465-7°
MEXICO 17, D.F.
TEL. 390.13.09

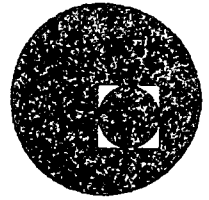
MECANICA DE ROCA APLICADA A LA INGENIERIA

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 21		GEOLOGIA	
	9 a 11 a .m.	1.1 Compilación de datos geológicos existentes 1.2 Métodos para obtener la información básica para estudios geológicos , contenido en la información recabada	Ing. Alejandro Bello Barradas
	11 a 13 h	1.3 Representación gráfica de los datos geológicos	Dr. Carlos García Herrera
	14 a 16 h	1.4 Principales factores geológicos que influyen en la estabilidad de los taludes (naturales y artificiales) y en la de excavaciones subterráneas. 1.5 Interpretación de los datos geológicos para su aplicación en los análisis y solución de problemas de estabilidad de taludes y de excavaciones subterráneas en macisos rocosos.	M. en I. Agustín Demeneghi Colina
	16 a 18 h	1.6 Aportación de la geología del ingeniero al conocimiento del flujo de agua subterránea, permeabilidad y presiones de los macisos rocosos.	Dr. Carlos García Herrera
Agosto 22	9 all a .m.	Conferencia sobre: Cartas Geotécnicas	Ing. Mariano Ruiz Vázquez
		PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS	
Agosto 22	11 a 13 y de 14 a 15 h 15 a 18 h	2.1 Introducción 2.2 Propiedades físicas y mecánicas del material rocoso 2.3 Propiedades mecánicas de los macisos rocosos	M. en I. Leopoldo Espinosa Graham Ing. Jorge E. Castilla C.
		ESTABILIDAD DE TALUDES	
Agosto 23	9 a 13 h	3.1 Mecanismo de falla 3.2 Métodos de análisis 3.3 Resistencia de discontinuidades 3.4 Fuerzas que intervienen en los diferentes mecanismos 3.5 Formas de mejorar la estabilidad	Ing. José Luis León Torres
	14 a 16 h	3.6 Instrumentos de observación	
	16 a 18 h	3.7 Algunos casos concretos	M. en I. Jesús Alberrro A.

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 24	9 a 11 a. m.	Conferencia: Experiencias sobre la estabilidad de taludes en obras de la Comisión Federal de Electricidad	Ing. Raúl Cuellar B.
		TUNELES	
	11 a 13 h y de 14 a 15 h	4.1 Introducción	Ing. Juan Jacobo Schmitter
		4.2 Distribución de esfuerzos alrededor de cavidades	
		4.3 Principales tipos de ademes provisionales y definitivos	
	15 a 18 h	4.4 Métodos de diseño para ademes provisionales y definitivos	Ing. Arturo Bello Maldonado
Agosto 25	9 a 11 a. m.		
	11 a 13 h	Conferencia: Métodos de análisis experimental de esfuerzos y principios de instrumentación	Ing. Alfredo Olivares P.
	14 a 16 h	4.5 Observaciones y mediciones de control	Ing. Guillermo Botas
	16 a 18 h	Mesa Redonda	Alumnos y Profesores
Agosto 26	9 a 14 h	Conferencia	Dr. Evert Hoek



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

GEOLOGIA DEL INGENIERO

M. EN I. AGUSTIN DEMENEGUI C.

AGOSTO, 1978.

GEOLOGIA DEL INGENIERO . CEC.

Exploración detallada

Introducción

De acuerdo con la experiencia que se tiene actualmente sobre la estabilidad de macizos rocosos, se ha determinado que los factores que influyen en ella son la dirección de los planos de las grietas de la roca, las características del material que rellena dichas grietas y las condiciones piezométricas dentro de las fisuras de la roca.

Veamos algunos ejemplos sencillos para ilustrar el efecto de los factores anteriores.

En rocas estratificadas la falla se puede presentar por el movimiento relativo de una losa sobre la otra (Fig. 1). La estabilidad del macizo rocoso se puede analizar haciendo un diagrama de cuerpo libre y tomando en cuenta las fuerzas actantes y resistentes que se presentan en la Fig. 1 (Cuéllar, 1978). Se observa en este caso que es sumamente importante conocer la inclinación de los planos de estratificación, el material que existe en esos planos y el valor de la subpresión. Por lo tanto, la exploración geológica estará orientada a determinar estos parámetros.

Otras condiciones para efectuar análisis de estabilidad de taludes se presentan en masas de roca con intenso fracturamiento o bloques de roca que pueden sufrir volteo (Figs. 2 y 3; Cuéllar, 1978): En estos casos también es indispensable determinar los datos antes mencionados: determinación del sistema de fisuras, material que las rellena y condiciones piezométricas en ellas.

En túneles, tanto el procedimiento constructivo como la determinación de la carga de roca para el diseño del ademe, se verán afectados por el sistema de fisuras de la roca, por las características del material de relleno y por las presiones en el agua dentro de ellas (Figs. 4 y 5; Terzaghi, 1956).

Por lo anterior, es obvio que la exploración del macizo rocoso deberá estar orientada a la determinación de los parámetros antes mencionados.

Exploración poco profunda

Los tipos de sondeos poco profundos son los pozos a cielo abierto, las zanjas y los socavones, los cuales tienen la desventaja de que no se puede alcanzar una gran profundidad de exploración y que no se pueden llevar a una profundidad mayor que la del nivel freático.

Los pozos a cielo abierto son de sección horizontal aproximadamente cuadrada y las zanjas de longitud varias veces mayor que su anchó.

Los socavones son túneles de 1.5 m de ancho y 2.0 m de altura, aproximadamente, y su longitud es variable, pero se han excavado socavones de hasta 200 m de longitud.

En todos estos sondeos se debe indicar el espesor del relleno, las características del sistema de fisuras y obtener muestras para su ensaye en el laboratorio. Se deben tomar estos datos tanto de las paredes, como del fondo del sondeo. El levantamiento de los sondeos se realiza en general con brújula o plancheta.

En una fractura, o en un sistema de fisuras, se deben consignar el rumbo de las mismas, el cual es la dirección de la línea de intersección, o traza, entre la superficie inclinada de la fractura y un plano horizontal. También hay que indicar el ángulo de echado, o echado simplemente, que es el ángulo de

inclinación de la superficie de la fisura medida con respecto a una línea horizontal. La dirección del echado forma exactamente un ángulo recto con respecto a la línea del rumbo. Una línea sobre la superficie inclinada, oblicua con relación al rumbo estará inclinada, pero la inclinación máxima sobre la superficie estará a lo largo de la línea perpendicular al rumbo. Por lo tanto, la máxima inclinación con respecto a la horizontal, será -- precisamente el ángulo de echado de la fractura.

Los echados se miden con el clinómetro de la brújula Brunton, asentando también la dirección de los mismos.

Los sondeos mencionados tienen el inconveniente de -- su alto costo, pero son los que proporcionan la información más completa para el ingeniero de mecánica de rocas. También se pueden emplear después para realizar dentro de ellos pruebas de -- campo de permeabilidad (Hoek y Londe, 1974) y servir como galerías de drenaje o inyección posteriormente.

De los sondeos se toman muestras para su análisis en el laboratorio, cuyas dimensiones deben ser lo mayor posible -- para poder detectar microfisuras, resistencia al corte en las fisuras y características del material de relleno.

Exploración profunda

El método más empleado para conocer las característi-- cas de un manto rocoso a gran profundidad, es el de perforación rotatoria a base de barriles muestreadores.

En general son tres las variables que intervienen en este procedimiento: la velocidad angular, la presión sobre el muestreador y el gasto que hace circular.

Los barriles muestreadores son de 4 tipos: simple, doble rígido, doble rotatorio, doble rotatorio con válvula y -- especiales. En las Figs. 6 a 10 se muestran estos tipos de barriles.

Los diámetros usuales de las perforaciones se presentan en la Tabla 1. El diámetro más conveniente es el mayor, o sea el NX.

Durante la perforación se extraen muestras, procurando tomarlas de manera continua. Se debe anotar el echado de las fracturas, su frecuencia, el relleno que las forma, su clasificación litológica, su abertura y la recuperación.

Hay que distinguir entre el fracturamiento inherente (en el sitio) y el inducido (ocasionado por la perforación). - El segundo se puede detectar uniendo las dos muestras adyacentes: si coinciden los bordes, se tratará de fracturamiento inducido (Alberro, 1970).

Las cajas de los corazones de roca extraídos deberán ser fotografiadas a colores, para conservar el registro de las características del sondeo.

Un problema que se presenta es la rotación de la muestra de roca, lo que hace que no se pueda conocer el rumbo de las fisuras.

Durante la extracción de las muestras se anotan la recuperación y el índice de calidad.

Se entiende por recuperación en un tramo al cociente de la longitud recuperada de muestra y la longitud total de perforación del tramo. En general, se da en por ciento.

El índice de calidad (RQD: rock quality designation), se obtiene dividiendo la suma de la longitud de muestras mayores que 10 cm, entre la longitud total de perforación, en un tramo dado. También se proporciona en por ciento.

De los dos parámetros anteriores, el que ha mostrado mayor validez en Mecánica de Rocas es el índice de calidad. En la Tabla 2 aparece la calidad de la roca en función del RQD.

Esto se debe a que existe cierta correlación entre la frecuencia de las fracturas de una masa de roca y su índice de calidad. Cuando éste aumenta, aquélla disminuye.

En los sondeos se observa la cantidad de agua que se inyecta y la que sale a la superficie. Las fugas que se presentan darán una idea cualitativa de la permeabilidad del macizo rocoso y de la probabilidad de fisuras de gran abertura. Se debe observar también el material en suspensión en el agua de retorno y tomar muestras del mismo, anotando la profundidad. El nivel de aguas freáticas se deberá medir dentro del sondeo; en general, conviene que pase cierto tiempo para que se establezca este nivel dentro del sondeo. Por esta razón, conviene medirlo en la mañana antes de continuar el sondeo (Alberro, 1970).

Se puede también introducir un tubo con agua dentro del sondeo, sellar un tramo en sus extremos y medir el gasto en función de la presión, lo que dará una idea de la permeabilidad e indirectamente de la abertura de las fisuras de la roca. Este procedimiento es análogo a la prueba Lugeon; en ocasiones se realiza esta prueba cumpliendo todas sus especificaciones.

Se han desarrollado algunos procedimientos de exploración con el objetivo principal de extraer muestras de roca que conserven su sistema de fracturamiento. Uno de ellos es el conocido como muestreo integral (Rocha, 1967), el cual consiste en hacer primeramente una perforación de diámetro pequeño (del orden de 3.6 cm) en una longitud de aproximadamente 1.5 m; luego se introduce una barra de acero inyectando lechada de cemento de alta resistencia; la roca queda entonces adherida a la barra de acero. Después se corta la roca alrededor de la barra en un diámetro mayor (Fig. 11), usualmente en 7.6 a 8.6 cm, y se extrae la muestra de roca. Este procedimiento tiene la ventaja de que preserva el sistema de fracturas, pero actualmente está en la etapa de desarrollo para su aplicación en la práctica.

Se han empleado también observaciones con cámara fotográfica ó con televisión dentro de una perforación. Estos métodos están actualmente en desarrollo y sólo si se cuenta con técnicos expertos para manejar y mantener las unidades, e interpretar los resultados, se pueden obtener excelentes resultados, particularmente para la detección de capas de material blando, las cuales es probable que se pierdan en el muestreo (Hoek y Londe, 1974).

Cuando se ha empleado cámara de televisión, la inclinación del barreno debe ser de por lo menos 5 a 10° con respecto a la vertical, para que funcione el aparato. Después de que se ha terminado la perforación, ésta se limpia con aire a presión y se lava con chiflón, hasta que quede limpia, o cuando el agua dentro del agujero esté transparente. La cámara se desliza lentamente dentro de la perforación, con una velocidad -- acorde con las condiciones del macizo rocoso. El método permite observar y estudiar cuidadosamente la masa de roca y sus fisuras, zonas de falla y de fisuramiento y ciertas variaciones en el tipo de roca (Bergmann, 1974).

Representación de los sistemas de fisuras

Una de las maneras de mostrar los aspectos estructurales de un macizo consiste en la formación de modelos a escala del sitio, contruidos con láminas rígidas de plástico o -- con barras; estos modelos permiten visualizar la continuidad de las fracturas en tres dimensiones y han mostrado ser de gran utilidad. (Hoek y Londe, 1974).

Los sistemas de fallas se pueden esquematizar en planos geológicos, tanto en planta como en cortes.

Los sistemas de fisuras se pueden representar mediante diagramas como el de Wulf. El procedimiento para la ubicación del plano de una fisura (dado por su traza y su echado),

se muestra en la Fig. 12. Mediante este método, cada fisura - queda definida por un punto en el diagrama de Wulf; a un sistema de fisuras le corresponderá una zona definida del diagrama, a otro sistema otra zona definida, y si existe otro tercer sistema, otra zona. De esta manera, con la observación en el diagrama de Wulf, se tiene una idea clara de los diferentes sistemas de juntas en un macizo rocoso.

México, D. F., agosto de 1978.

Agustín Deméneghi Colina.

Referencias

- Alberro J, Apuntes de la clase Mecánica de Rocas, DESFI, UNAM, 1970.
- Bergmann M, "Rock mass investigation in depth: reliability of different methods for drill hole investigations", Advances in Rock Mechanics, Vol. II, Part A, Proc. of the 3rd. congress of the Int. Soc. for Rock -- Mech., pp. 15-20 Denver, Col., 1974.
- Cuéllar R, "Estabilidad de taludes en macizos rocosos. Métodos preventivos y correctivos", Curso de Ingeniería Geológica, CEC, julio 1978.
- Hoek E. y P. Londe, "Surface working in rock", Advances in -- Rock Mechanics, Vol. I, Part A, pp. 613-654, Denver, Col., 1974.
- Rocha M, " A method of integral sampling of rock mass", Rock - Mechanics, Vol. 3, No. 1, pp. 1-12, 1967.

Bibliografía

Advances in Rock Mechanics, Proc. 3rd. Congress Int. Soc.
Rock Mech., Denver, Col., 1974.

Alberro J, Apuntes del curso Mecánica de Rocas, DESFI,
UNAM, 1970.

Farmer, Mechanical properties of rocks, Spon.

Jaeger Ch, Rock mechanics and engineering, Cambridge - -
University Press.

Obert y Duvall, Rock mechanics and the design of underground
structures.

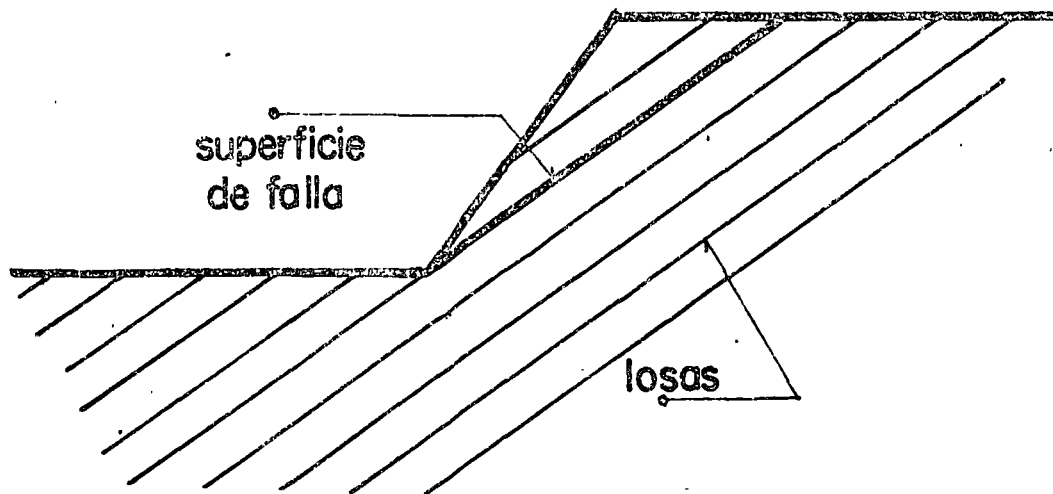
Stagg y Zienkiewicz, Mecánica de rocas en la ingeniería
práctica, Blume.

Tipo	Diámetro de la muestra mm	Diámetro de la perforación mm
EX	22.2	38.1
AX	28.5	49.2
BX	41.2	60.3
NX	53.9	76.2

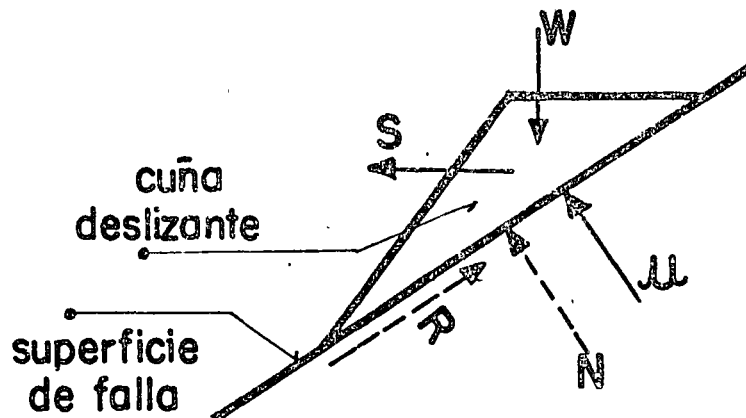
Tabla 1. Diámetro de las perforaciones

Indice de calidad, % (RQD)	Calidad de la roca
0 - 25	Muy pobre
25 - 50	Medianamente pobre
50 - 75	Aceptable
75 - 90	Buena
90 -100	Excelente

Tabla 2. Calidad de la roca en función del RQD.



TALUD EN ROCA ESTRATIFICADA O ROCA FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

FUERZAS CONOCIDAS:

W = peso propio

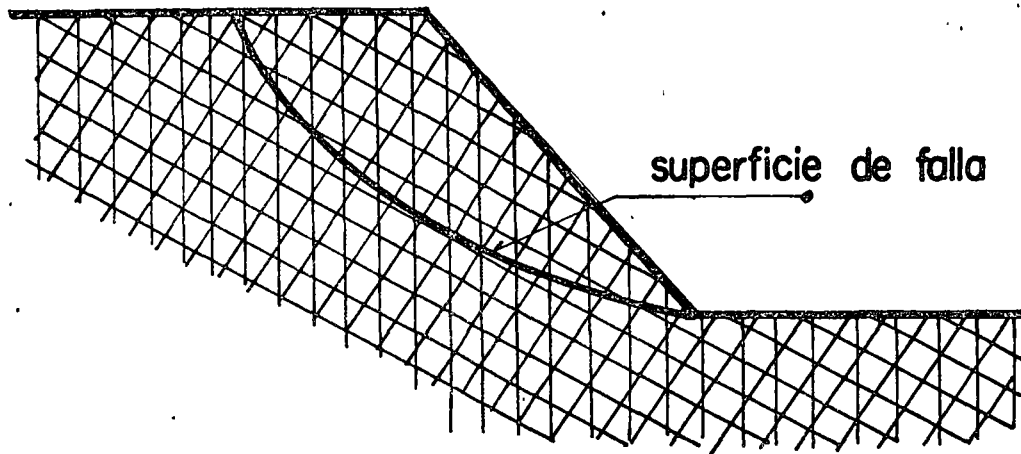
S = fuerza horizontal por vibración

U = empuje hidrostático

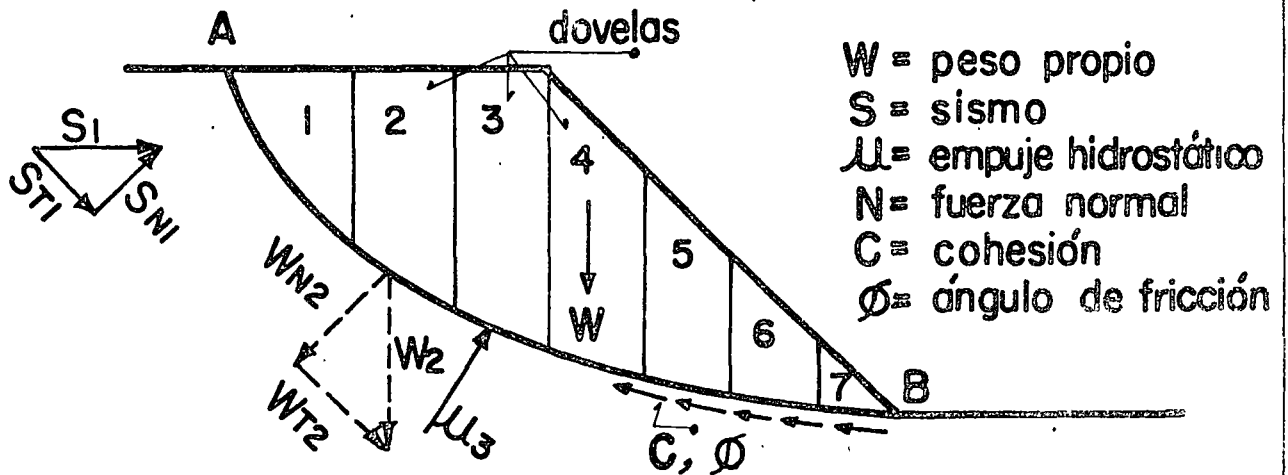
FUERZAS DEPENDIENTES:

N = fuerza normal

R = fuerza resistente
o tangencial



ROCA INTENSAMENTE FRACTURADA



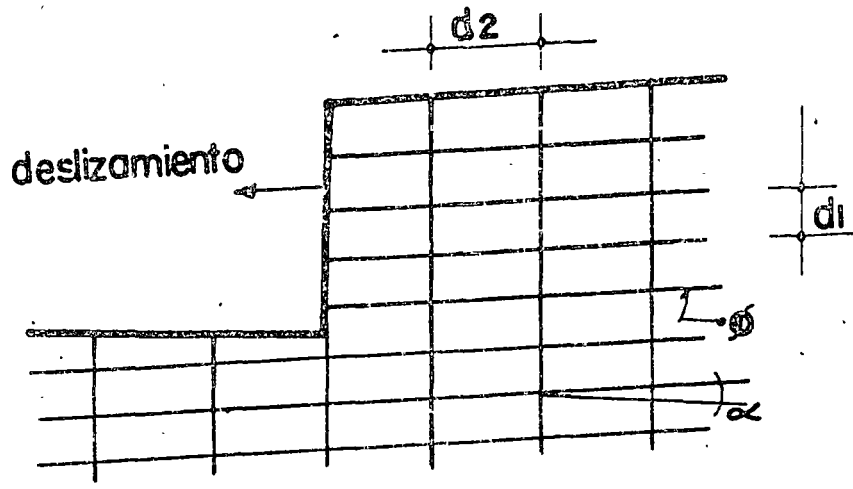
FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

FACTOR DE SEGURIDAD

$$F.S. = \frac{\sum \text{fzas. resistentes}}{\sum \text{fzas. actuantes}}$$

$$F.S. = \frac{C \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan. \phi}{\sum F \Delta}$$

FIG. No. 2



$$\frac{d2}{d1} > 1$$

ϕ = ángulo de fricción
 α = echado

a)

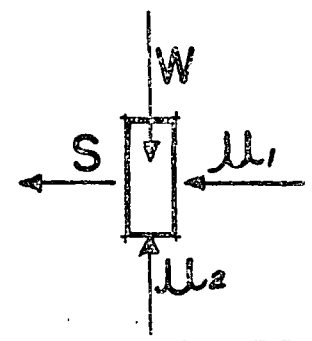
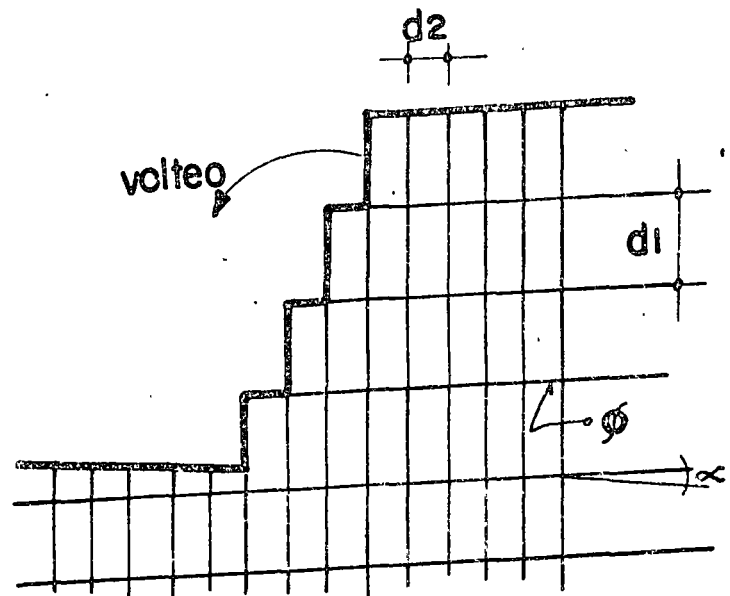


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

W = peso propio
 S = sismo
 U = presión hidrostática

$$\frac{d2}{d1} < 1$$



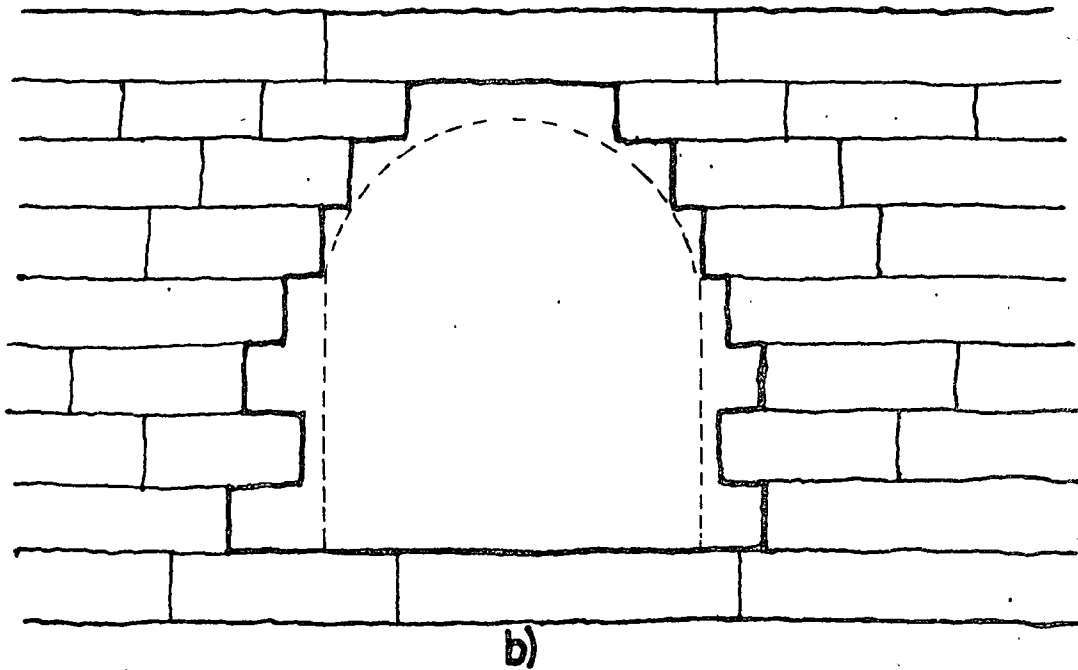
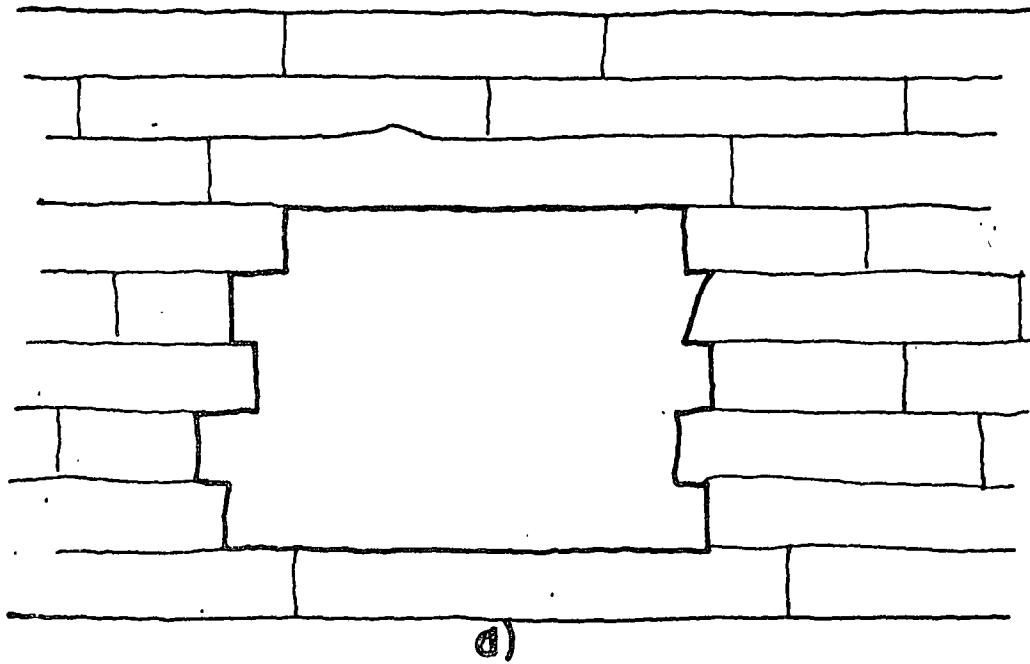
b)

PATRON DE JUNTAS QUE PRODUCEN VOLTEO

a) poca probabilidad de volteo

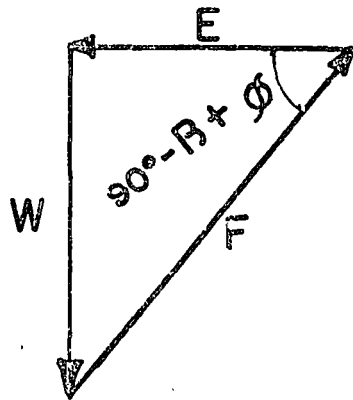
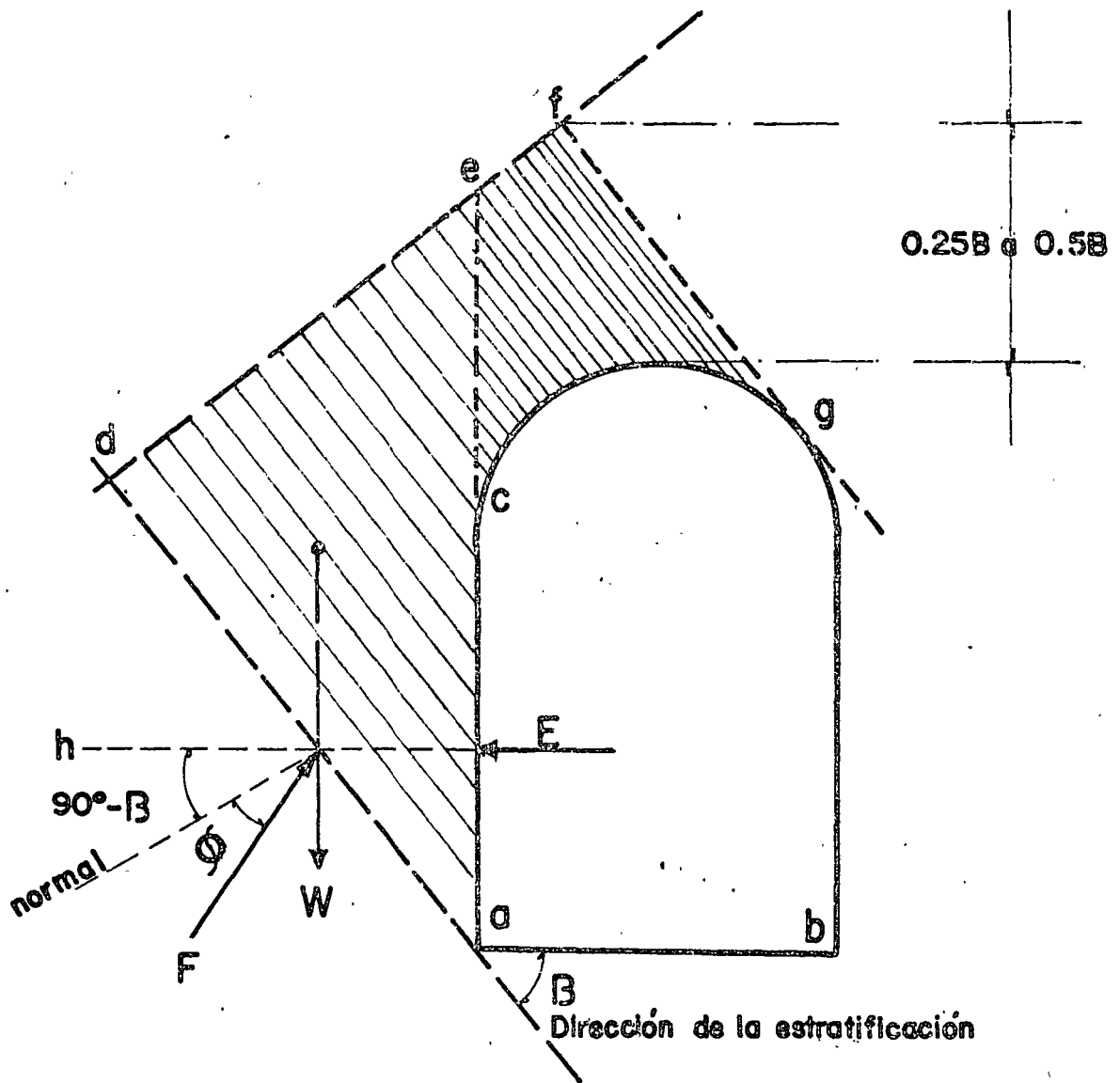
b) alta probabilidad de volteo

FIG. No. 3



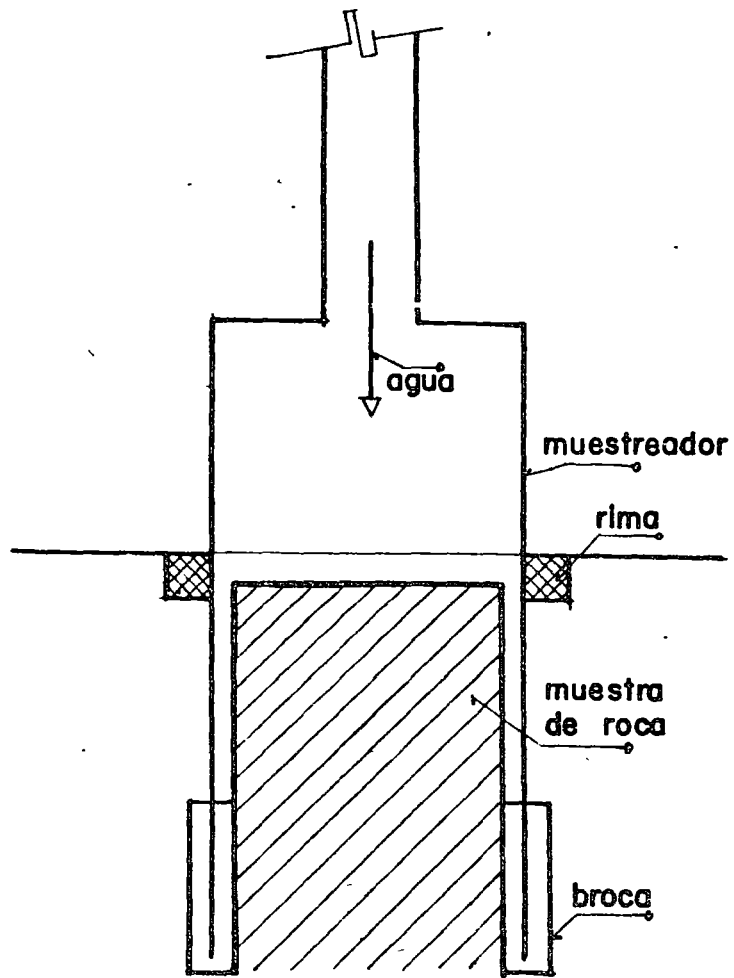
EFECTO DE PUENTE EN ROCA ESTRATIFICADA

- a) con juntas transversales muy espaciadas
- b) con juntas transversales próximas



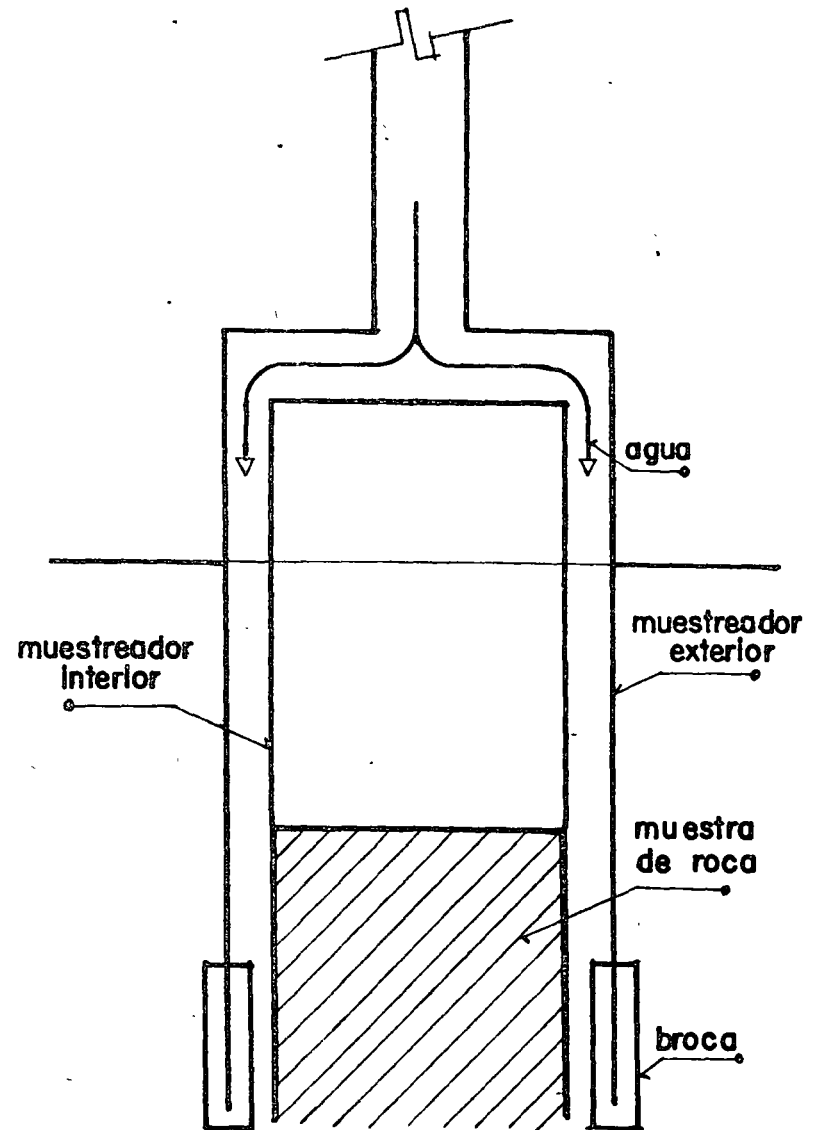
**CALCULO DE EMPUJES EN ROCA
ESTRATIFICADA EN PLANOS INCLINADOS**

FIG. No. 5



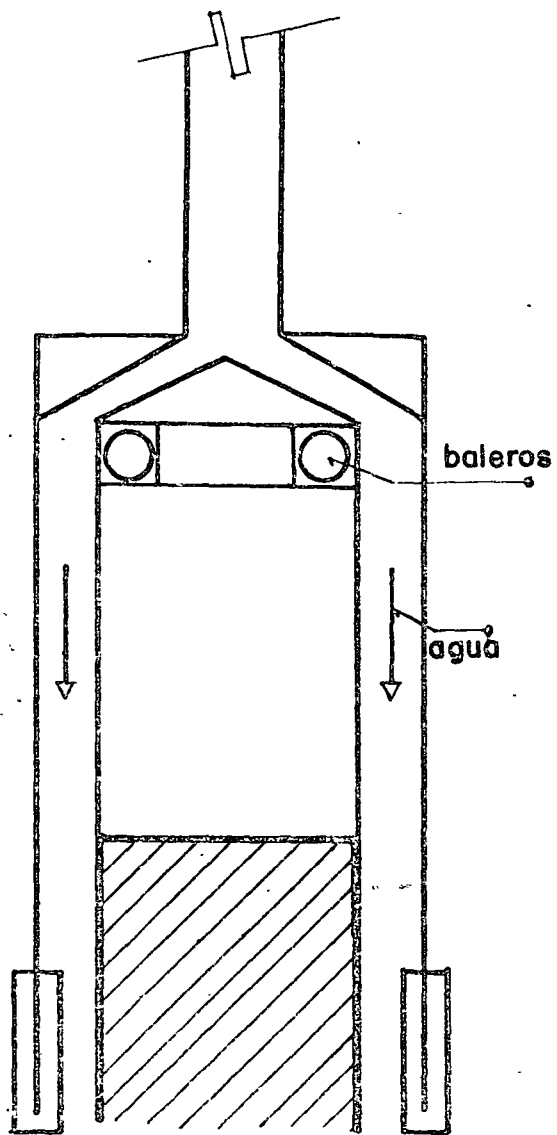
BARRIL SIMPLE

FIG. No. 6



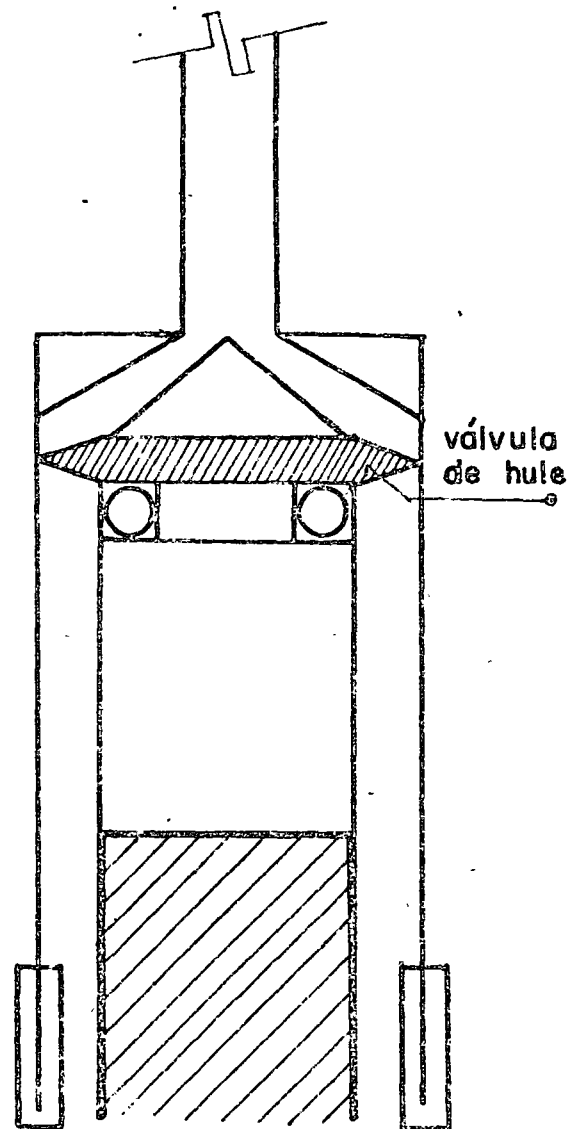
MUESTREADOR DOBLE ROTATORIO

FIG. No. 7



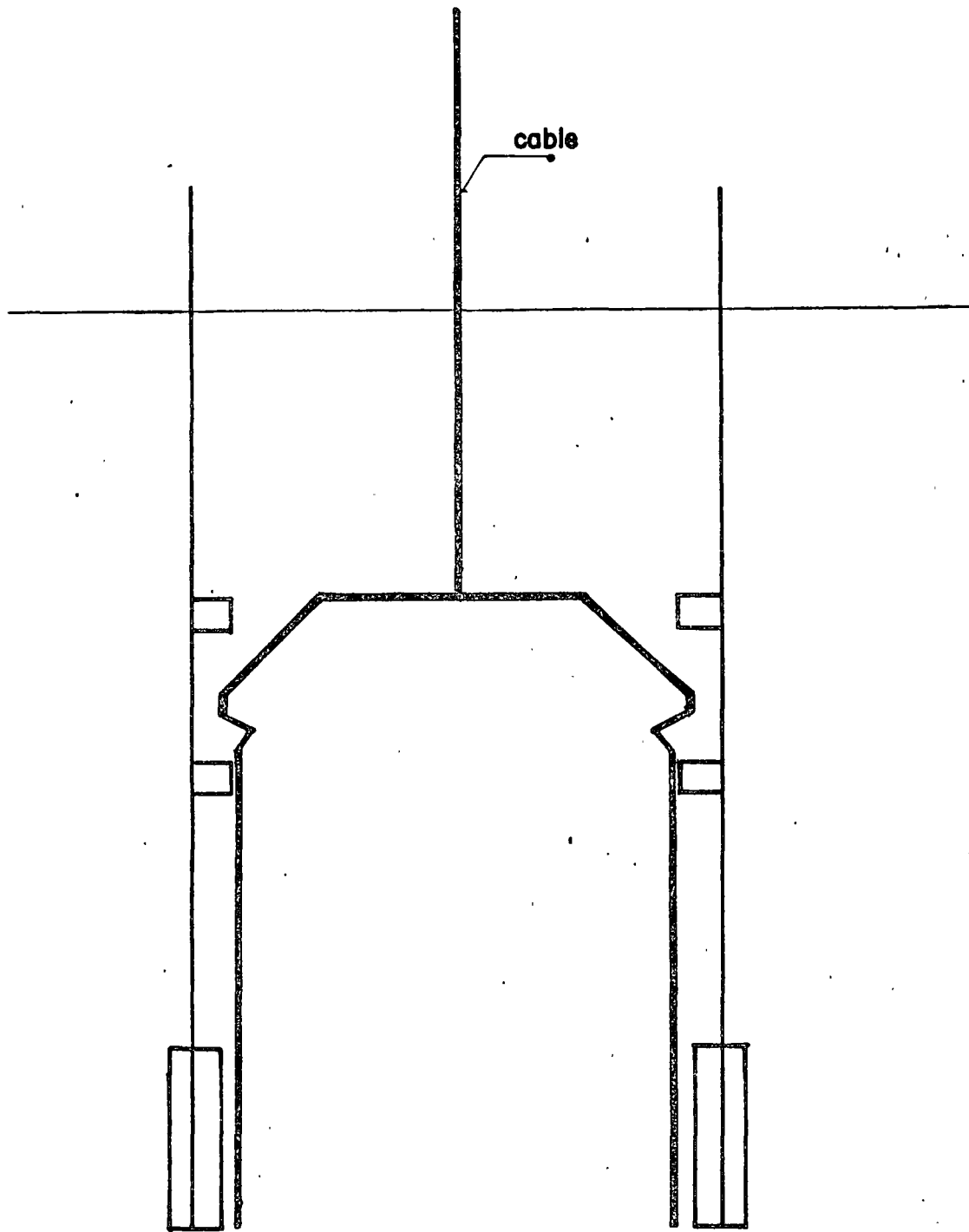
MUESTREADOR DOBLE ROTATORIO

FIG. No. 8



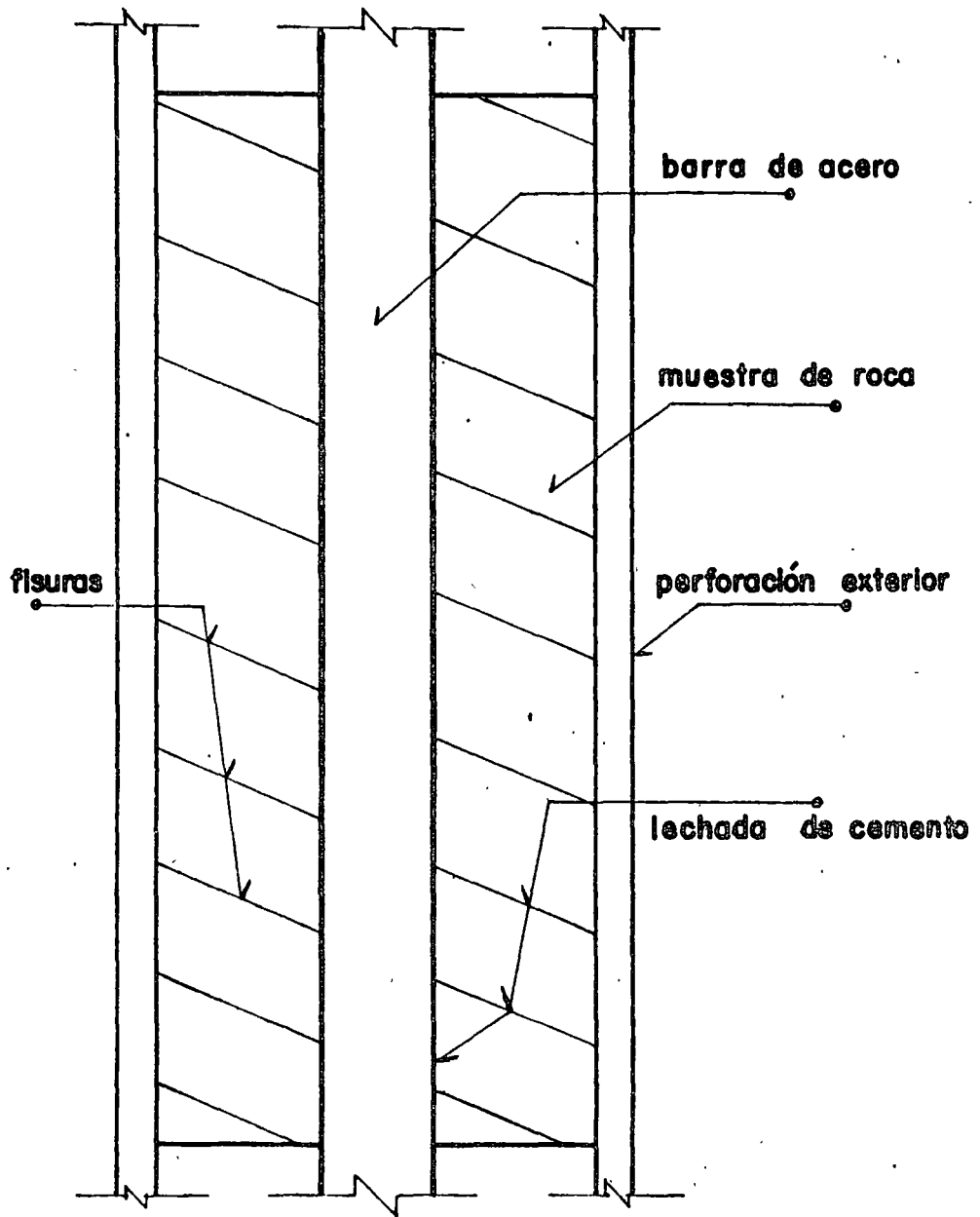
MUESTREADOR DOBLE ROTATORIO
CON VALVULA

FIG. No. 9



MUESTREADOR WIRE LINE

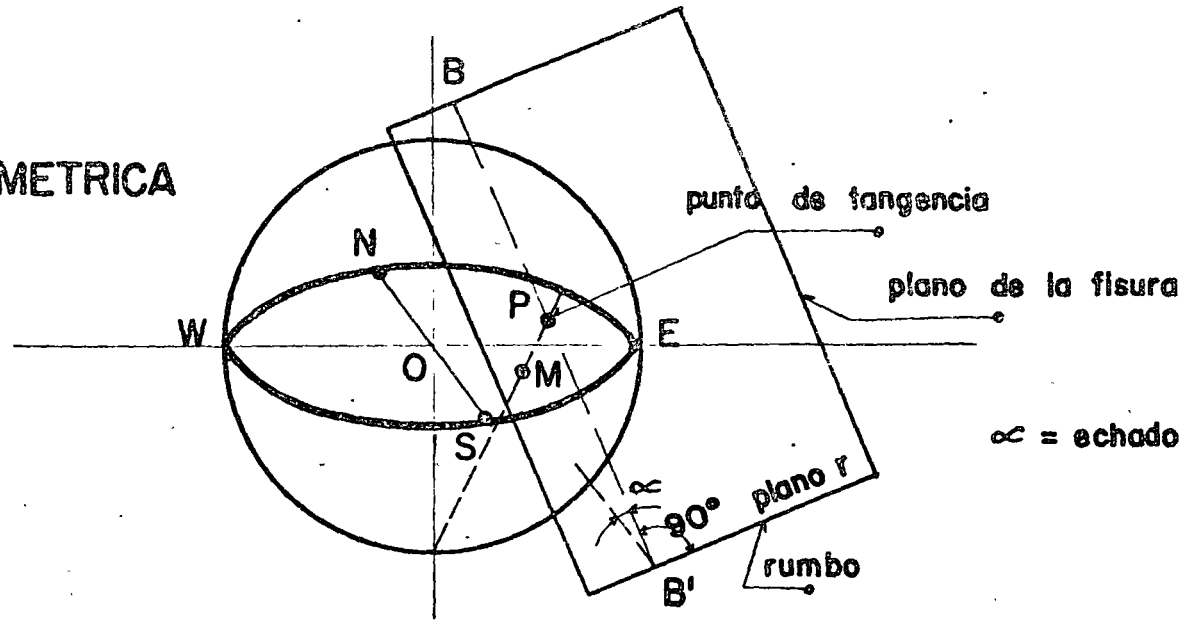
FIG. No. 10



MUESTREO INTEGRAL

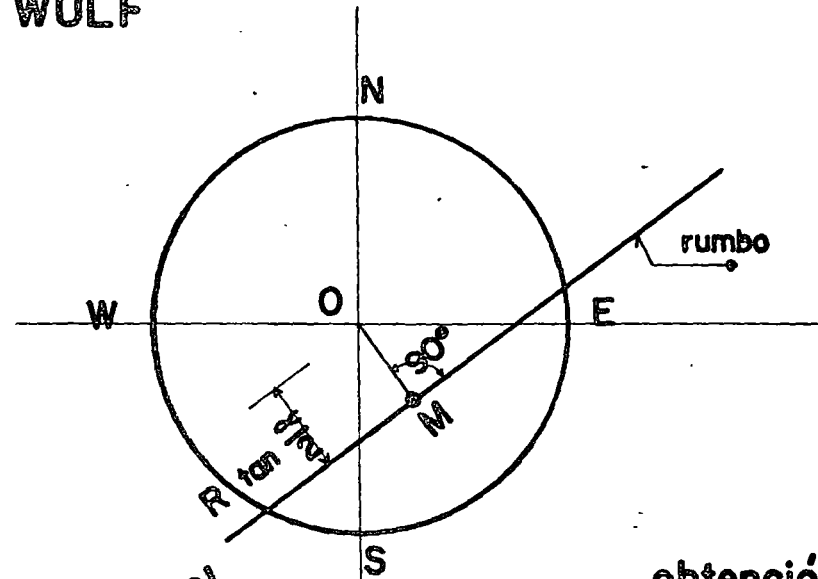
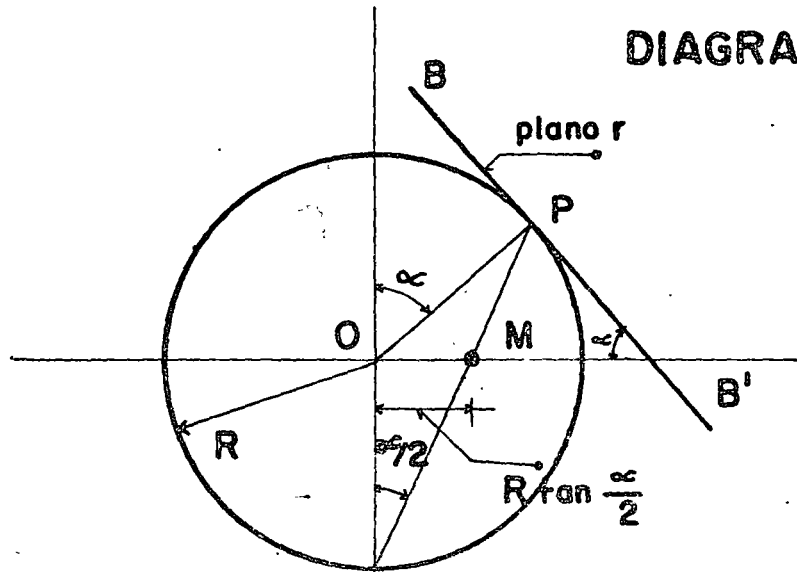
FIG. No. II

a) VISTA ISOMETRICA



$\alpha = \text{echado}$

DIAGRAMA DE WULF



b) CORTE VERTICAL A LO LARGO DE LA LINEA B-B' (perpendicular al rumbo)

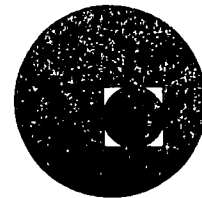
c) PLANTA

obtención del diagrama de Wulf

FIG. No. 12



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

FACTORES GEOLOGICOS PRINCIPALES PARA EL ESTUDIO
DE ESTABILIDAD DE TALUDES

DR. CARLOS GARCIA HERRERA

AGOSTO, 1978

FACTORES GEOLOGICOS QUE CONTROLAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

TRADUCIDO DEL ARTICULO DE F.D. PATTON, PROFESOR GEOLOGO DE LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS Y D.U. DEER, PROF. DE INGENIERIA CIVIL Y GEOLOGIA DE LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS.

INTRODUCCION.- Existe estrecha relación entre la investigación geológica y el análisis de estabilidad de taludes de una mina a cielo abierto. Un resultado importante de esta relación, es que el análisis de estabilidad no es mejor que la evaluación de los factores geológicos pertinentes que entran o que se introducen al análisis. En algunos problemas de estabilidad de taludes las soluciones ingenieriles son obvias, una vez que el marco geológico o el modelo geológico es establecido. En otros casos el logro del modelo geológico es solamente la primera etapa en el proceso de análisis. Sin embargo, igual en esos casos, la geología no puede ser olvidada una vez que el análisis se ha hecho. La evaluación geológica deberá ser revisada periódicamente cuando nuevos taludes sean excavados. Así se ayudará a asegurar que las situaciones básicas para el análisis no han cambiado o difieren de lo que se predijo al hacer el análisis y se podrán efectuar cambios cuando nuevas condiciones sean encontradas.

En años recientes se han logrado nuevos métodos de análisis de estabilidad, que han sido acompañados por avances en técnicas de pruebas de laboratorio y se ha logrado mejor la resistencia al corte de las discontinuadas de roca. Al mismo tiempo se han logrado nuevas técnicas o nuevos avances en la descripción de los datos geológicos de campo.

Conforme más experiencia se ha ganado en analizar y predecir la estabilidad de taludes, la importancia de ciertos factores geológicos se ha hecho más importante.

Este artículo en primer lugar describe la delimitación de un problema de estabilidad de pendientes, incluyendo la adquisición de los papeles relativos de los estudios de geología de campo, pruebas de laboratorio, análisis de estabilidad, y la continuidad de los estudios de instrumentación de pendientes. A continuación se describen los modelos que han sido encontrados útiles para clasificar o separar los diferentes tipos de problemas de estabilidad de pendientes encontradas en minas a cielo abierto. Los factores geológicos principales en los problemas de estabilidad de pendientes en rocas son discutidos y se hacen comentarios breves de ellos sobre cómo esos factores distinguen a los problemas de estabilidad de pendientes en taludes que son normalmente encontrados en taludes de suelos. La importancia del control de las estructuras geológicas mayores, especialmente fallas en la mayoría de los problemas de estabilidad de taludes es enfatizada. Se considera la importancia relativa de estudios estadísticos y es comparada con el conocimiento de la posición o localización de los rasgos estructurales claves o mayores mostrados sobre mapas y las posiciones proyectadas de esas estructuras en secciones transversales de los futuros cortes de las pendientes de la mina. Finalmente varios elementos los cuales llevan consideraciones especiales en la estabilidad de las pendientes de rocas serán descritos.

DELIMITACION DE LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.- El propósito de los estudios de mecánica de rocas y suelos de las minas a cielo abierto, es ase-

gurar una estabilidad razonable de los taludes en la forma más económica posible. Esos estudios generalmente incluyen:

- a).- Un mapeo geológico detallado,
- b).- Determinación de las condiciones de agua subterránea en el área de la cantera abierta,
- c).- Determinación de las propiedades mecánicas de las rocas y suelos en el laboratorio y pruebas de campo,
- d).- Estudios analíticos de la estabilidad de la pendiente para varios ángulos dados y en porciones diferentes de la mina, y
- e).- Observación del comportamiento de los taludes con continuos levantamientos geológicos e instrumentación apropiada.

Dependiendo de los resultados de los estudios anteriores, puede ser necesario para la seguridad y estabilidad, diseñar pendientes más planas o implementar ciertas medidas correctivas. Eso puede incluir banquetas anchas en localizaciones particulares, pozos o barrenos de drenaje o galerías de drenaje, anclas pretensadas o anclas profundas y tratamiento superficial de taludes para prevenir los efectos de la erosión por la lluvia.

Siempre existen conflictos en los requerimientos que representan los estudios de estabilidad de las minas a cielo abierto. Desde el punto de vista de economía, se desean taludes parados y el mínimo de medidas correctivas. Algunas veces, desde el punto de vista de seguridad y estabilidad (y por esos indirecta-

mente, economía), las pendientes deberán ser tan planas como sean posibles y - numerosas medidas correctivas son desables. Así es muy difícil para la dirección, seleccionar el mejor procedimiento de excavación hasta que la estabilidad de varias posibles pendientes han sido evaluadas.

La principal responsabilidad para aquellos que conducen o efectúan investigaciones de mecánica de rocas y de suelos, para estudios de estabilidad de minas a cielo abierto, es prevenir los grandes deslizamientos los cuales dan como resultado pérdidas de vidas y serios paros en la producción. En consideración, para evaluar esta responsabilidad se debe efectuar un estudio inicial muy detallado y se requiere que sea seguido por un mapeo continuo del avance de las excavaciones y vigilancia de los cortes o taludes abiertos y de los accidentes geológicos expuestos, así como cuidadosa observación de las condiciones del agua subterránea.

Los análisis de los resultados de las pruebas, niveles freáticos y condiciones geológicas, deberán ser evaluados tan rápidamente como sea posible, de tal manera que puedan ser anticipados los deslizamientos peligrosos y prevenidos, aplicando trabajos apropiados de remedio cuando sea necesario. A esos cuidados se debe el valor de los geólogos y de los expertos en mecánicas de rocas de anticipar las áreas potencialmente peligrosas mucho antes de que comiencen a fallar y que vengán obvios al personal de operación. De estos estudios se concluirá que muchas de las áreas investigadas deberán ser relativamente seguras; algunas veces, pueden ser mostradas a ser tan críticas que una acción inmediata debe ser requerida .

Siempre será mejor si el geólogo tiene un conocimiento de trabajo de la resistencia al corte de los materiales naturales y los métodos de análisis de estabilidad. En esta forma se asegura que el verdadero significado de los factores geológicos deberán ser reconocidos y ampliados. En una manera similar - - Müller and Hofmann recomiendan modelos de pruebas en un estado primario en la investigación para permitir la mejor selección e interpretación de la colección de los datos geológicos de campo. En cualquier evento debe haber una estrecha colaboración entre el geólogo de campo y el personal que hace los análisis, esto es esencial. El papel del geólogo es muy crítico en la colección y presentación de datos porque es muy fácil coleccionar más datos de los que pueden ser usados en el análisis. Esto puede resultar que el analista dirija mal su énfasis o sus fuerzas. Aquí de que solamente los datos más importantes deberán ser presentado aunque cualquier limitación sobre los datos presentados al analista deberá reflejar los prejuicios del colector. Como conclusión se tiene que los geólogos con experiencia son esenciales en esta clase de estudios, pero los prejuicios de los geólogos deberán ser dirigidos para que se puedan anticipar correctamente al actual modo de falla actual del talud (si una falla, la que va a ocurrir), la localización de los materiales críticos y la actual distribución de la presión dentro de la pendiente. Es por eso que la tarea del geólogo debe ser la de examinar un gran número de parámetros geológicos y reducir estos a unos cuantos significativos. En muchos casos cuando no haya determinación final de cuáles parámetros sean más importantes, deberá de esperarse a las etapas iniciales del análisis de estabilidad en este punto probablemente investigaciones nuevas de campo pueden ser requeridas.

Müller y Hofmann (2) han notado que en evaluación de la estabilidad de una pendiente, la interpretación de los datos geológicos es no solamente uno de los factores más importantes sino una de las etapas más mal definidas e indeterminadas. También hacen notar, y esto ha sido nuestra experiencia, que los cálculos de estabilidad usando parámetros de resistencias y presiones de fluidos basados sobre datos geológicos son a menudo hechos fuera de escala. Ocasionalmente estos cálculos pueden incluir consideraciones de dos resultantes de magnitudes diferentes de los parámetros seleccionados. Hoy raramente se piensa que dado al mayor error el cual puede resultar de una evaluación no realista de relativa significancia de los parámetros o de la mala selección de los parámetros. El conocimiento de la geología regional, el origen de los materiales locales y la estabilidad y falla de las pendientes naturales a menudo ayuda a prevenir tales errores mayores en la evaluación de pendientes.

En conclusión, nosotros deberíamos estar pendientes a llevar en mente y vivir con el hecho que la naturaleza es a menudo más compleja de lo que al principio parece. El estado del arte de la mecánica de rocas y nuestra habilidad para localizar cada discontinuidad geológica y analizar sus efectos no es tan absoluta que garantice los resultados. Esto es particularmente verdadero con la compleja geología encontrada en la vecindad de muchos cuerpos minerales. La falla de pendientes o de taludes puede así ocurrir. Algunas veces estudios cuidadosos deberán disminuir grandemente el número de accidentes de fallas de taludes y llevar la mina a cielo abierto a desarrollarse tan seguramente y económicamente como es posible.

TRES PRINCIPALES TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD.

Varios problemas de estabilidad de taludes pueden ser encontrados en la excavación de una mina a cielo abierto. Esos problemas tienen diferentes orígenes y comúnmente tienen apreciablemente diferentes efectos sobre el diseño y operación de la mina. Nosotros hemos encontrado que es conveniente agrupar los problemas típicos de falla de taludes de minas dentro de tres categorías:

TIPO UNO. Fallas locales de taludes envolviendo un solo banco.

TIPO DOS. Fallas de grandes bloques envolviendo varios bancos.

TIPO TRES. Fallas en roca desquebrajada y descompuesta la cual puede involucrar varios bancos.

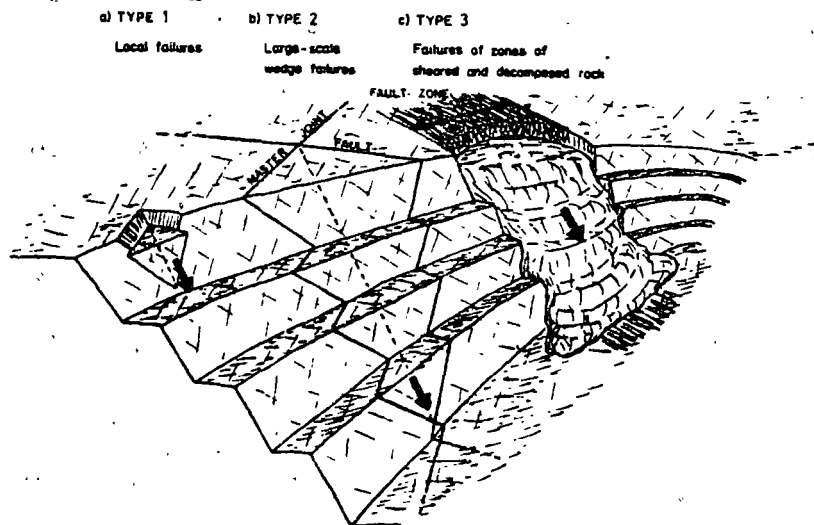


Fig. 1 — Three principal types of slope failures in open pit mines.

FALLAS LOCALES DE TALUDES (TIPO UNO).

Las fallas de taludes de pequeñas masas de rocas a través de uno o más planos de juntas, tal como se ilustra en la Figura 1-A, son comunes en cualquier gran excavación. Ellos son casi imposibles de eliminar completamente sin el uso de pendientes excesivamente planos o con un sistema costoso de soporte de pendiente, tales como aplicación de Gunitte sobre una malla de fierro que es asegurada por anclas. En la mayoría de los casos si unas cuantas fallas no ocurren uno deberá concluir que la pendiente ha sido sobrediseñada y es probablemente muy plana.

Esas fallas locales se consideran que se extienden una distancia vertical de metros que la altura de un banco. Tales fallas usualmente no deberán tener influencia apreciable sobre los trabajos de la mina por más que unos pocos días a lo más. El problema más grande se presenta a partir de fallas locales si son peligrosas para el hombre y el equipo. Algunas veces en algunas de las minas actuales el costo de una sola pieza de equipo puede exceder a los 20 Millones de dólares y en este caso será posible para una falla local de talud el cambiar apreciablemente la economía de la operación de la mina. Fallas locales pueden también ser significantes junto a bandas transportadoras, portales de túneles y otras estructuras de minas relativamente permanentes.

En general, un buen diseño de pendiente de taludes minimiza las fallas locales, pero se deberá tener como meta que muchas operaciones de mina deberán esforzarse para eliminar dichas fallas. Condiciones de seguridad pueden requerir una

observación cuidadosa y monitoreo de ciertos bancos individuales de las pendientes por personal de campo después de que se ha abierto la excavación. No es esencial que uno tenga un gran entrenamiento en los métodos de geología de campo para reconocer los factores que llevan a esas fallas locales. El personal especializado de las minas a menudo reconoce las condiciones geológicas que llevan a estas fallas a un estado primario y ajustan sus operaciones mineras de acuerdo a las condiciones.

FALLAS DE BLOQUES DE GRAN ESCALA (TIPO DOS).

La presencia de dos o más discontinuidades mayores, tales como un prominente plano de estratificación o una junta maestra combinada con una falla grande puede llegar a la situación ilustrada en la Figura 1-b, esta condición geológica es potencialmente mucho más peligrosa que la falla local. El peligro resultante es a causa de:

- a).- Que una masa mucho mayor de roca viene involucrada en el deslizamiento, y
- b).- Las condiciones geológicas que llevan a la falla son a menudo difíciles de detectar, mientras avanza la excavación, de aquí a que hay menos oportunidad a que la falla pueda ser predecida. La dificultad en la detección y previsión ocurre cuando dos estructuras geológicas adversas quedan separadas por cientos de pies en la superficie y donde la influencia de la desintegración de las rocas u otras cubiertas pueden hacer que esto sea muy difícil de detectar. Trabajos cuidadosos de geología de campo pueden requerirse para encontrar esas importantes estructuras; las estructuras deberán

deberán ser proyectadas para anticipar su influencia sobre pendientes futuras de minas.

Las condiciones que conducen a una falla de bloques de gran tamaño pueden causar a los operadores de mina y trabajadores a desarrollar un sentido falso de seguridad tal de que no son muy peligrosas o de una inminente falla de la pendiente hasta que la línea de intersección de los dos ramos geológicos es expuesto o llevado a la luz del día. En los ejemplos mostrados en la Figura 1-b, las fallas probablemente no deberán ocurrir hasta que la excavación haya alcanzado unos pocos pies dentro de la intersección de la falla y la junta maestra, una falla de un bloque de roca de tal tamaño deberá detener las operaciones de la mina por meses y deberá de una manera muy importante cambiar la economía de la operación entera. Por esas razones es una de las primeras obligaciones del geólogo del proyecto localizar las estructuras principales para anticipar las fallas antes que éstas ocurran.

FALLAS DE ZONAS DE ROCA QUEBRADA Y DESCOMPUESTA (TIPO TRES).

Donde los taludes de la mina o del tajo encuentran amplias zonas falladas conteniendo rocas quebradas y descompuestas, el diseño de las pendientes usada para roca suave deberá ser modificado de tal manera para ese material débil.

La evidencia geológica para tales materiales débiles es usualmente más fácilmente de ver que las fallas del tipo dos, algunas veces igual que las del tipo dos la pendiente no puede fallar hasta que la excavación ha avanzado considerable -

mente bajo la elevación donde los materiales débiles fueron primeramente encontrados. Las fallas del tipo uno y dos pueden ser analizadas por las técnicas desarrolladas de la mecánica de rocas, mientras las fallas del tipo tres como se ilustra con la figura 1-C pueden, usualmente, ser tratadas por los métodos más convencionales desarrollados en el campo de la mecánica de suelos. Condiciones adversas de aguas subterráneas son comúnmente encontradas donde las estructuras geológicas son tales del tipo dos y del tipo tres, y las fallas pueden desarrollarse.

RESUMEN DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD.

Las condiciones que llevan a fallas del tipo dos y tres son bastante importantes y debe dárseles la máxima consideración en el proyecto de una mina a cielo abierto. Así el objetivo principal de un programa de exploración deberá ser para identificar y describir las zonas mayores de fallas, áreas de roca desintegrada y todos los sistemas de juntas, fallas y capas de rocas débiles. A continuación el proyecto de taludes basados sobre las estructuras geológicas mayores deberán ser modificadas a la mayor extensión que sea posible por las características de las discontinuidades secundarias y en orden al minimizar la ocurrencia de las fallas del tipo uno, puesto que una mina a cielo abierto tiene varios lados, las estructuras geológicas más importantes intersectan más que un lado, por eso la posición más favorable y la pendiente de un lado del tajo pueden resultar un problema de estabilidad para el otro lado. En esos casos el problema de estabilidad de pendientes viene de una optimización del proyecto de la geometría del tajo.

DIFERENCIAS EN LA ESTABILIDAD DE PROBLEMAS PARA ROCAS Y SUELOS.

Dos principales grupos de factores geológicos distinguen los problemas de estabilidad de pendientes en suelos de aquellos de rocas. Un grupo de factores geológicos es relacionado a los defectos estructurales omnipresentes encontrados en las masas de rocas y los problemas especiales de resistencia que resultan, mientras que el otro grupo relacionado a las condiciones del agua subterránea los cuales son más comunmente asociados con masas de rocas que con suelos. Las condiciones críticas del agua subterránea son a menudo una consecuencia directa de la presencia de defectos estructurales. En general las masas de rocas son mejor considerados como teniendo una resistencia anisotrópica, permeabilidad y características de deformabilidad en un grado mucho más significativo que para los suelos.

ESTRUCTURAS GEOLOGICAS PRINCIPALES.

PLANOS ORIENTADOS Y ZONAS DE DEBILIDAD.

El rasgo distintivo de los problemas de estabilidad de taludes en rocas es que los planos de falla son cercanos o coincidentes con planos preexistentes de debilidad. El problema promedio de estabilidad de taludes de suelos (pero no en todos los casos), uno supone que el suelo tiene una resistencia igual en todas direcciones. Algunas veces en la roca la resistencia a lo largo de una discontinuidad puede ser solamente una pequeña fracción de la resistencia del material intacto de aquí, que la necesidad para localizar y establecer la orientación y propiedades de resistencia de las discontinuadas críticas en la roca es obvio.

Así raramente hay una necesidad equivalente para establecer la localización de un solo plano, en un problema de pendiente de suelos.

En adición a los cambios en resistencia, la alteración y discontinuidades pueden resultar en grandes cambios en el módulo de deformación y la permeabilidad, esos cambios son todos posibles dentro del mismo tipo de roca, resultando en grandes variaciones que son comúnmente encontradas dentro de un solo tipo de suelo.

VARIACIONES DE RESISTENCIA DEBIDO A IRREGULARIDADES A LO LARGO DE LAS DESCONTINUADAS DE LA ROCA.

Raramente uno debe de considerar la naturaleza de irregularidades a lo largo de las superficies de las fallas del suelo. En las rocas las irregularidades a lo largo de una falla o superficie de junta pueden llevar a la diferencia entre estabilidad y falla de una pendiente de mina. La presencia de superficies irregulares de rocas (tales como aquellas mostradas en las figuras 2, 5 y 6) puede resultar en la posibilidad de diferentes modos de fallas a lo largo de la misma superficie de roca. Dependiendo sobre el nivel normal de esfuerzos las irregularidades pueden ser cortadas o montadas. Así la relación de diferentes esfuerzos normales resistentes, existentes en los diferentes niveles de esfuerzos para la misma superficie de roca. Esos y otros efectos han sido descritos por Patton y otros.

GRANDES PERDIDAS DE RESISTENCIA AL CORTE DEBIDO A DESPLAZAMIENTOS.

La resistencia intacta al corte de las rocas es mucho más grande que la resis -

tencia intacta de los suelos teniendo la misma composición mineralógica algunas veces la resistencia desigual o la resistencia obtenida después de grandes desplazamientos es gruesamente la misma para suelos y para una superficie relativa mente plana de junta en la roca equivalente. De aquí la pérdida de resistencia con desplazamiento puede ser de varios órdenes de magnitud más grande para la roca que para el suelo. Esta relación es mostrada en la Figura No. 2.

La figura dos muestra las curvas de desplazamiento contra resistencia al corte para una roca y un suelo con la misma mineralogía y las cuales fueron probadas con los mismos esfuerzos normales σ_n . Así es obvio que la resistencia pico para la roca deberá ser muchas veces más que para el suelo, aunque el desplazamiento continúe la resistencia residual de ambos materiales es aproximadamente la misma de la figura 2-b, es una gráfica que resume que se prepararon para una serie de pruebas de resistencia al corte sobre una serie de idénticos especímenes de roca y una serie de idénticos especímenes de suelo, ambas series tienen la misma composición mineral.

Las resistencias al corte desiguales son graficadas para cada prueba al nivel apropiado de esfuerzo normal y los resultados para las dos pruebas de la Figura 2-a se muestran graficados a lo largo de la línea vertical para τ , las Figuras 2-a y 2-b son dos caminos para ilustrar que las pérdidas de resistencia posibles en roca son de una magnitud mucho más grande que para la mayoría de los suelos. Las grandes pérdidas de resistencia con pequeños desplazamientos que es característica de muchas discontinuidades de las rocas es una observación por la cual pequeños desplazamientos son tan significantes en el estudio de estabilidad de pendientes, es así también porque las fallas de pendientes de ro-

cas a menudo dan una advertencia con tan poco tiempo para fallas que en la mayoría de las pendientes de suelos.

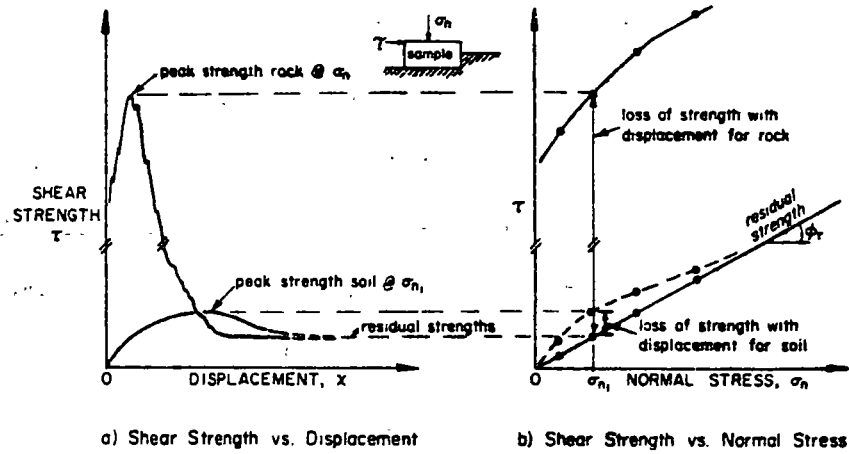


Fig. 2 — Comparison of the loss of strength with displacements between soil and rock.

GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY

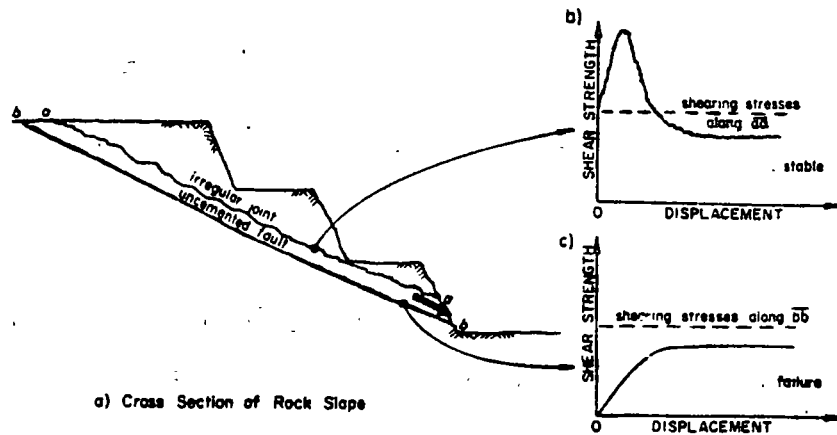


Fig. 3 — Significance of pre-existing displacements along faults.

Las bajas resistencias obtenidas a lo largo de las superficies de rocas han sufrido considerables desplazamientos, es una de las razones por las cuales las fallas no cementadas y zonas cizalladas son tan significantes en los problemas de estabilidad de taludes. La Figura 3a es una sección transversal de un talud de roca con una junta irregular y una falla plana no cementada, ambas con orientaciones poco favorables. En este ejemplo, las subpresiones se supone que son negativas. La Figura 3b muestra el diagrama de resistencia al corte para juntas irregulares. Puesto que la resistencia al corte en pequeños desplazamientos se muestra que excede a la resistencia del corte, la junta deberá permanecer estable. Como se ve en la Figura 3c se muestra que cuando el corte es excavado más profundo y se expone la falla no cementada, la resistencia al corte en todos los desplazamientos no deberá ser suficiente para resistir los esfuerzos al corte y, la falla del talud deberá resultar.

El geólogo deberá localizar estas fallas o zonas cizalladas que tienen baja resistencia al corte debido a previos desplazamientos. La investigación debe tomar en cuenta el hecho conocido que las fallas o zonas cizalladas son característicamente asociadas con medios ambientes geológicos particulares. Estos incluyen:

- a). Fallas subparalelas con un alineamiento secundario conjugado a fallas regionales.
- b). Fallas de planos de estratificación de lutitas donde ellas son estratificadas con otros tipos de rocas.

c). Zonas cizalladas en esquistos y pizarras.

d). Zonas de foliación cizalladas a lo largo de bandas micáceas con gneiss.

Las fallas o zonas cizalladas descritas en los puntos b) y c) de arriba, son particularmente comunes en sedimentos inclinados o plegados y adyacentes capas gruesas de una roca relativamente menos deformable, tales como areniscas, basaltos, cuarcitas y anfíbolitas.

Ejemplos de fallas o zonas cizalladas en varias de las situaciones geológicas - descritas arriba se muestran en la Figura 4.

IRREGULARIDADES ASOCIADAS CON FALLAS Y ZONAS CIZALLADAS.

Los diferentes tipos de superficies irregulares son comúnmente asociados con diferentes series de juntas y fallas. Además la naturaleza y efecto de las irregularidades pueden ser diferentes en diferentes direcciones sobre la misma superficie de roca, debido al desarrollo de una estructura orientada sobre la superficie. Esas diferencias pueden dar el efecto de cambiar el ángulo equivalente de resistencia al corte de una superficie de roca por 15° ó más. De aquí - que la orientación de las irregularidades es importante en el campo, en el laboratorio, y en los procedimientos de pruebas in-situ.

El papel de tales irregularidades orientadas a lo largo de una superficie de - falla se muestra en la Figura No. 5. Se muestran dos fallas en la figura 5-a, las dos están inclinadas con una orientación poco favorable hacia el talud. La

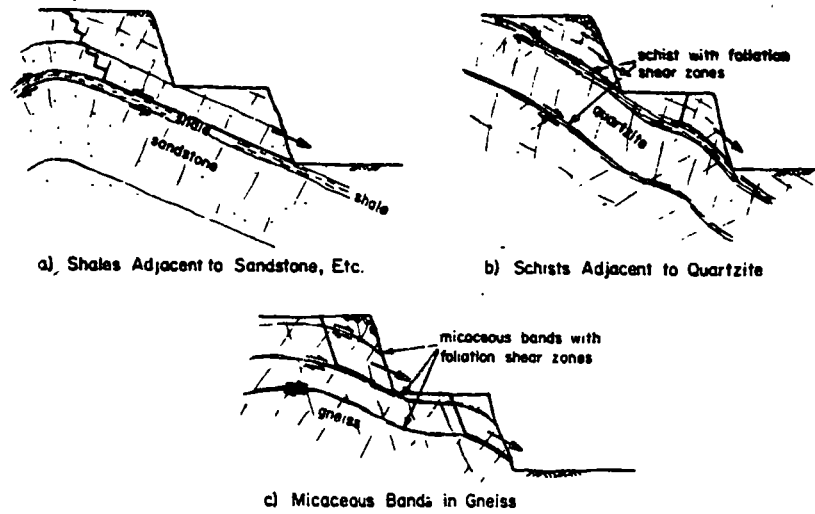


Fig. 4 — Typical occurrence of shear zones in layered rock.

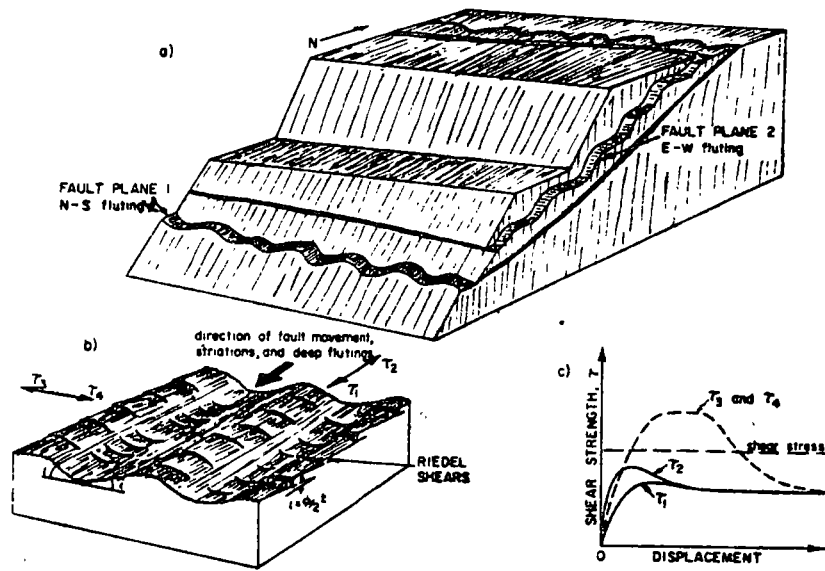


Fig. 5 — Details and effects of irregularities on fault surface.

dirección de movimiento en la historia geológica pasada a lo largo de la falla No. 1 fue de Norte a Sur, resultando en fluctuaciones en esa dirección, mientras que la dirección de los movimientos a lo largo de la falla No. 2 fue de Este a -

Deste resultando ondulaciones orientadas de Este a Oeste.

La Figura 5b es un detalle de una porción de una superficie de falla mostrada en la Figura 5a. La resistencia al corte, la dirección de los movimientos de falla, estriaciones y ondulaciones profundas es mostrada como T_1 y T_2 , mientras que la resistencia al corte del plano de falla perpendicular a las ondulaciones es T_3 y T_4 .

La resistencia al corte de la dirección T_1 , puede diferir algunas veces de la del T_2 , debido a la presencia de pequeñas estriaciones los cuales son algunas veces observados a lo largo de la superficie de falla, las estriaciones son generalmente observadas a ser inclinadas hacia abajo con un ángulo $\phi/2$ en la dirección opuesta al sentido del movimiento del bloque particular de falla que viene siendo examinado.

El valor de la resistencia al corte T_3 y T_4 , en la dirección perpendicular al T_1 y T_2 , puede ser apreciablemente alto a causa de las profundas ondulaciones que deben ser montadas o superadas antes de iniciarse el movimiento. Para rocas relativamente blandas a bajos niveles de esfuerzos el ángulo de resistencia al corte en la dirección de T_3 y T_4 deberá ser la suma del ángulo y la resistencia del corte para una superficie plana más el ángulo y mostrado sobre la Figura 5-b.

La significancia mecánica de las diferentes orientaciones de las ondulaciones es mostrada en la figura 5-c. Las curvas del esfuerzo del desplazamiento resis

tente a la dirección del movimiento previo de falla está dado por las curvas T_1 y T_2 , mientras que las resistencias al corte de la dirección perpendicular que es dada por las curvas T_3 y T_4 . Superimpuesta sobre la Figura 5c está una línea horizontal aproximada a la magnitud de los esfuerzos (de manera aproximada, es la misma para ambas fallas) actuando sobre las dos fallas en el campo. La posición de esta línea con respecto a la resistencia al corte T_1 y T_2 indica que el plano de falla deberá fallar mientras que el plano de falla No. 2 no deberá deslizar hacia una dirección perpendicular a las ondulaciones a causa de que la resistencia al corte T_4 es más grande que las magnitudes de los esfuerzos cortantes.

IRREGULARIDADES DE DIFERENTES TAMAÑOS.

Existen varios órdenes de magnitudes de las irregularidades de la superficie. La Figura 6 es una traza actual de un plano de estratificación en calizas, la cual es de aproximadamente 5 pies de largo e ilustra como las irregularidades pueden ser complejas en la naturaleza. Esta figura muestra una discontinuidad teniendo irregularidades de dos diferentes órdenes de magnitud, una serie de irregularidades pequeñas de segundo orden con grandes ángulos de inclinación sobre el echado de la superficie (mostrada en la parte a) son superimpuestas en una serie de irregularidades más grandes de primer orden (mostrados en la parte b).

Los dos tamaños de irregularidades pueden influenciar la resistencia al corte de una masa rocosa. En principio algunas veces los estudios de campo de las

pendientes naturales en areniscas y rocas carbonatadas nos han indicado que la resistencia al corte de sus discontinuidades está más estrechamente asociada con los pequeños valores de i , correspondiendo a aquellos obtenidos de las irregularidades más grandes del primer orden. La explicación es que alguna pendiente natural o algún proceso de pendientes naturales tales como creep, formación de hielo, desintegración y desplazamientos acumulativos debido a repetida aplicación de fuerzas dinámicas de terremotos tienden a causar la falla de las más pequeñas y las profundas irregularidades. Esos eventos dejan solamente las grandes irregularidades (las cuales requirieron grandes desplazamientos para ser superados) para ser efectivas en el cálculo de la estabilidad de pendientes naturales. Algunas veces esos procesos geológicos naturales no han dado tiempo para operar en taludes y las irregularidades menores son a menudo responsables para la estabilidad relativa de esas pendientes. Otras formas de irregularidades, ambas pequeñas y grandes, pueden ser aquellas que se muestran en la figura 6 y son importantes en el campo y en las determinaciones de laboratorio y de campo de las resistencias al corte de la roca con las irregularidades grandes, siendo los más importantes problemas de campo.

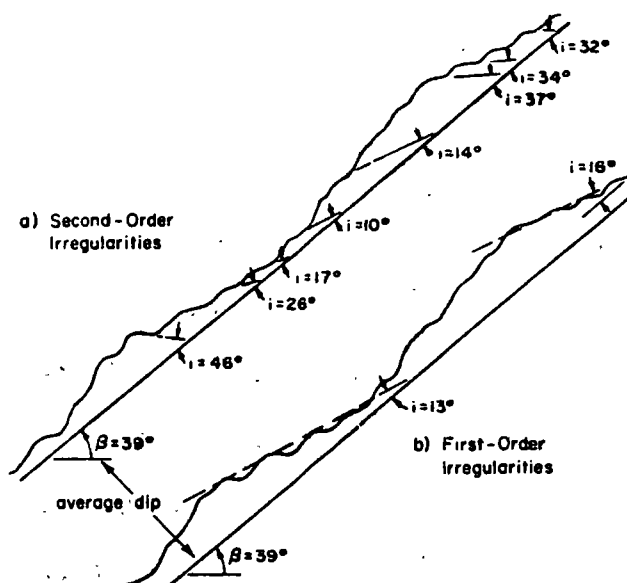


Fig. 6 — A discontinuity with first and second order irregularities -- after Patton (7).

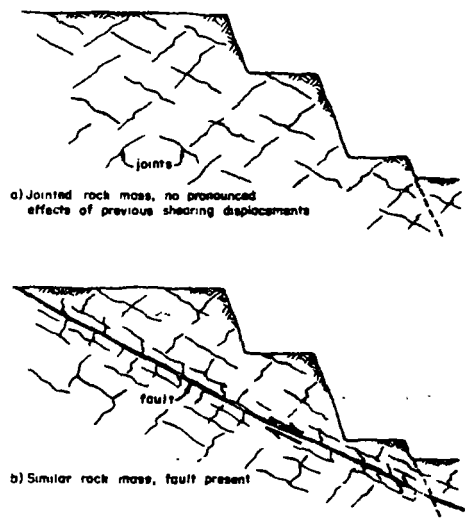
LA IMPORTANCIA DE FALLAS Y OTRAS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS MAYORES.

Aquellos que tienen experiencia en el análisis de pendientes de rocas, general - mente reconocen importancia principal de fallas y otras estructuras geológicas mayores con respecto a las más abundantes discontinuidades o juntas irregulares. La importancia de las estructuras geológicas mayores pueden algunas veces ser - olvidadas a causa de la enorme cantidad de trabajo y dedicación que pueden ser efectuadas en las investigaciones detalladas de juntas y en la graficación de - análisis de esos datos. Nosotros podemos afirmar que hay relativamente pocos - ejemplos en los cuales la orientación de datos de juntas llega a ser más impor - tante que el conocimiento de la posición, orientación y características de la resistencia de las estructuras geológicas mayores. Un resumen gráfico mostran-

do muchas de las razones para la importancia que se le da a las estructuras mayores aparece en la Figura 7.

La Figura 7 muestra una masa de roca con juntas discontinuas irregulares, la Figura 7b muestra la misma masa de roca después de un desplazamiento cortante de origen natural ocurrido a lo largo de una de las persistentes series de juntas. Los efectos del desplazamiento de cortante (Figura 7) son como sigue:

- a). La continuidad es incrementada. De aquí el área de influencia de la estructura es incrementada y la componente de cohesión de la resistencia decrece.
- b). Las irregularidades se rempen y desaparecen. De aquí que ambos parámetros el de la resistencia al corte ϕ y c se reducen y los parámetros resistentes deberán aproximarse a aquellos de la resistencia residual al corte.
- c). Las permeabilidades son alteradas. El incremento o disminución de la permeabilidad puede ser complejo. Tales cambios de permeabilidad pueden a menudo dejar o llevar a un decrecimiento la resistencia al corte a lo largo de la falla.
- d). La desintegración y la alteración son comunes a lo largo de las fallas. Los nuevos productos de alteración son frecuentemente minerales, arcillosos u otros silicatos con estructura hojosa, tales como talco o clorita. De aquí a que los ángulos de fricción reducidos son comunes.



EFFECTS OF FAULTING

- 1 Continuity increased
(Area of influence of structural feature is increased and cohesion, c , is reduced)
- 2 Irregularities reduced
(Angle of shearing resistance, ϕ , and c are reduced)
- 3 Permeability altered
(Permeability is increased, decreased, or both and unfavorable fluid pressure effects are common)
- 4 Weathering and alteration common
(New, weaker minerals often present)

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

Los geólogos han clasificado las fallas con una terminología abundante, dependiendo de su origen, sentido de desplazamiento y otras características. Aún a pesar de su nombre ellas tienen muchas características en común, la Figura 8 es un dibujo de una sección típica transversal de una falla. La falla tiene una zona central de roca quebrada cizallada llamada brecha de falla (a) flanqueada por arcillas muy finas llamadas Gouge para cada lado (b) y con superficies es-triadas y onduladas de deslizamiento encontrada sobre la superficie de la roca y (c) la zona de roca, (d) adyacente a sus lados de la falla se encuentra también roca fracturada (e) nosotros nos debemos de referir a esta secuencia de ma-teriales como una falla compuesta típicamente.

Hay muchas variaciones a esa secuencia, por ejemplo la brecha puede estar solda-da, la brecha y el Gouge pueden estar separados, la roca fracturada puede estar separada por cualquiera de todas esas capas, pueden haber sido cementada. Además, la desintegración a menudo se extiende apreciablemente hacia los lados de la zona de falla y alteraciones hidrotermales comunes a lo largo de las fa-llas debido al movimiento de fluidos dentro de la roca sana. La desintegración y alteración puede superimponer zonas adicionales de materiales con diferentes propiedades físicas.

Las propiedades ingenieriles más significantes de las zonas de una falla com-puesta están también indicadas sobre la Figura 8. Estas incluyen la baja resis-tencia al corte del contacto Gouge - Roca, la resistencia al corte del Gouge - tiende a ser más alta de lo que uno al principio puede sospechar, ya que éste - usualmente contiene un porcentaje apreciable de limo y materiales de arena. Los ángulos desiguales de resistencia al corte de Gouge tienden a ser del orden de

15 a 25 grados pero grandes variaciones son también posibles, por ejemplo, nosotros hemos medido valores de 10 a 30 grados para el gouge conteniendo arcillas bentoníticas.

Una falla es encontrada y su orientación y actitud establecidos, su influencia sobre la estabilidad de pendiente puede ser clara. Muchas fallas existen las cuales tienen poca o no influencia sobre la estabilidad de las pendientes, algunas fallas y combinaciones de fallas pueden ser los factores geológicos más significantes en el análisis y previsión del problema de estabilidad de pendientes.

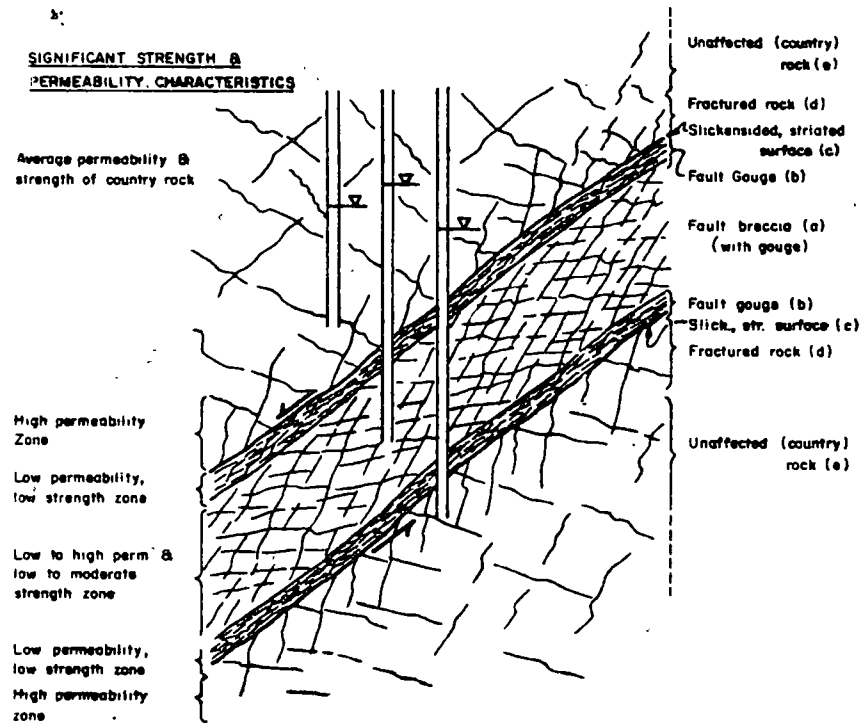


Fig. 8 — Typical cross section of a composite fault.

LOS FACTORES HIDROGEOLOGICOS IMPORTANTES

Presiones Hidráulicas directas o diferentes.

Las presiones de fluido dentro de una masa de roca actúan perpendicularmente a las superficies de discontinuidades. Cuando hay muchas series de juntas con orientaciones diferentes y cuando el espaciamiento de las juntas es pequeña, la presión de fluido dentro de la masa de roca puede ser tratada en un forma similar a la usada para las pendientes de roca. Algunas veces cuando la distribución de las orientaciones de juntas es anisotrópica y cuando el espaciamiento entre juntas es incrementado muchas distribuciones no usuales de presión de fluido pueden resultar.

En las masas de roca es posible tener las presiones de fluido y de aquí las fuerzas cortantes cambian apreciablemente de una junta a la siguiente. La Fig. 9 ilustra este punto para el nivel de agua que es mucho más bajo en una junta a-a que en una junta b-b como resultado la magnitud de la fuerza P_b debido a la fuerza a-a. La Fig. 9 también ilustra la importancia y la dificultad de obtener las presiones críticas de fluido en las pendientes de roca. Aunque nosotros tengamos niveles de agua frecuentes y precisos registrados en el piezometro 1 de la junta a-a y los records son igualmente erróneos con respecto a los más críticos niveles de agua obtenidos del piezometro 2 de la junta b-b.

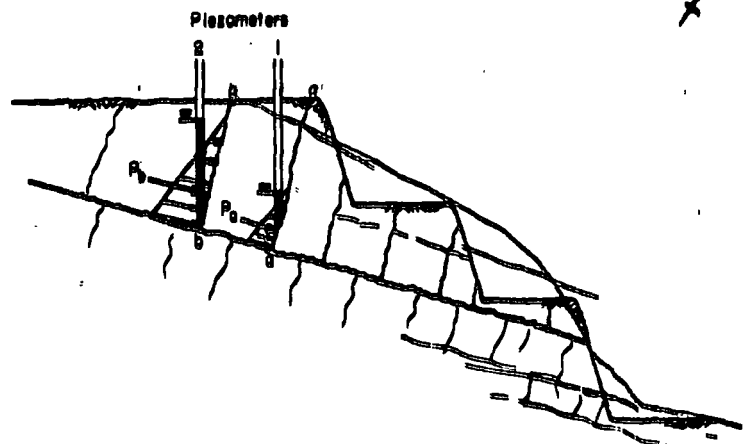


Fig. 9

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

Grandes Fluctuaciones en los Niveles de Agua Subterránea.

Los niveles de agua subterránea en los taludes de rocas que en muchos fluctúan - más de suelo, éste es más pequeño porcentaje de espacio de huecos en los taludes de rocas. La Fig. 10 demuestra los efectos sobre el nivel freático que dá una lluvia de 1" la cual se filtra enteramente dentro de una pendiente de suelo porosa y en una pendiente de roca de baja porosidad. En la Fig. 10 a la lluvia de -- 1" puede producir de 10 a 30" de elevación en el nivel freático del suelo, suponiendo porosidades de 33 a 100%, respectivamente. Algunas veces en la Fig. 10b la misma lluvia sobre una pendiente de roca puede producir incrementos en los niveles de agua subterránea del orden de decenas de pies. Afortunadamente la roca adyacente a muchas pendientes de roca viene más permeable a causa de la abertura de junta debido a la dinamita y a la relevación de esfuerzos de la cadena. Esta zona de juntas más abiertas sirven para retardar el desarrollo de altas presiones de agua cercanas a la superficie de pendiente.

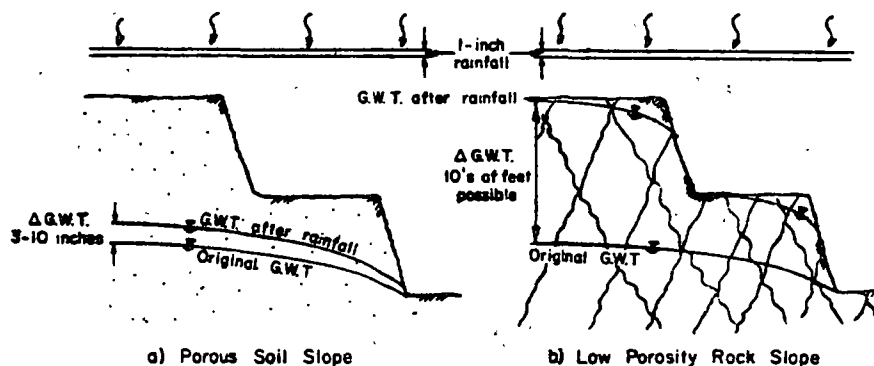


Fig. 10 — Comparison of groundwater fluctuations between soil and rock slopes.

Fig. 10

Influencia de los Sistemas de Flujo de Aguas Subterráneas

El panorama completo de la influencia de la presión de fluido en la estabilidad de los taludes de mina pueden no ser detectada hasta que la naturaleza del sistema de flujo de agua regional sea conocido. La razón principal para estudiar el sistema de flujo regional es para determinar si la mina deberá estar localizada en una área de recarga regional de agua subterránea, una área de descarga, ó en una área intermedia, (véase la Fig. 11). La presencia de una área de descarga de agua subterránea en la Fig. 11a, indica una posibilidad más grande de que -- puedan ser encontradas presiones de poro más grandes en las paredes y bajo el piso de la mina. En tales casos los problemas de estabilidad de pendientes igualmente se agravan. Muchas veces sin algún conocimiento del modelo de flujo regional conclusiones erróneas pueden ser dadas con respecto a la favorabilidad de las facilidades de drenaje y otras medidas de remedio. La posición del nivel freático a menudo dá poca indicación de la porción del sistema de flujo regional que está presente. Este, generalmente toma la distribución de la presión de poro -- del agua de dos o más piezómetros instalados a diferentes profundidades tales como (a) y (b) en la Fig. 11a. Al incrementarse el nivel de agua en el piezómetro más profundo de (c) a (d) en la Fig. 11 b, se infiere la presencia de una -- área de recarga de agua. Aunque la presencia de una área de descarga de agua -- subterránea no necesariamente nos indica que las presiones de fluido deberán ser excesivas y la presencia de una área de recarga no necesariamente indica que no hay problemas de presiones de fluido que puedan ser encontrados. El conocimiento del sistema del flujo regional es el punto de partida para el entendimiento del papel de las presiones del fluido de un talud.

Los autores presentes han discutido más detalladamente (10), el papel de los sistemas de flujo del agua subterránea en los estudios de estabilidad de pendientes. En este papel los conceptos desarrollados por Hubbert (11), Tóth (12), Freeze -- and Witherspoon (13) (14) y Meyboom (15) fueron aplicados a los sistemas de esta

bilidad de pendientes.

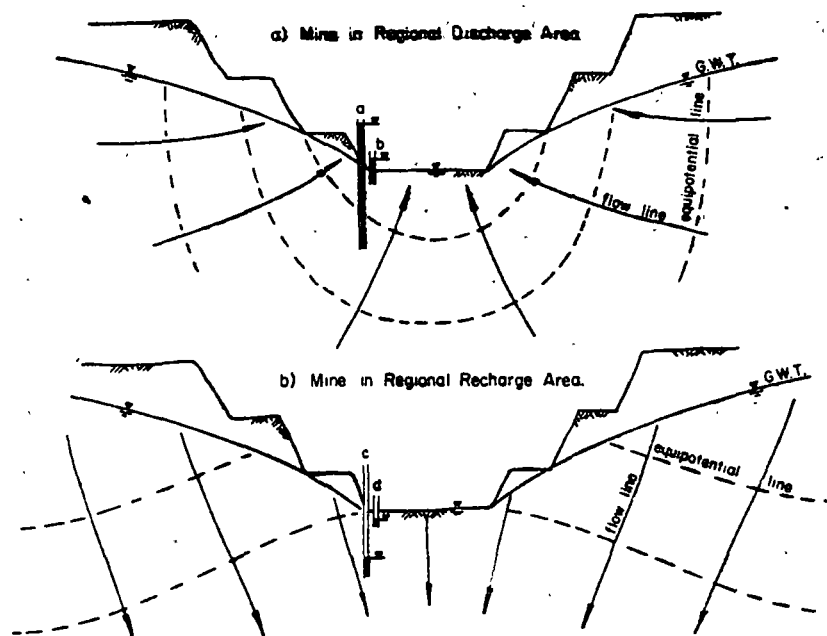


Fig. 11 — Open pit mines in different parts of a groundwater flow system.

Fig. 11

EFFECTOS ESPECIALES DE LAS FALLAS SOBRE LA HIDROGEOLOGIA DE PENDIENTES

Una importante propiedad ingenieril de las fallas es su efecto sobre la permeabilidad de una masa de roca. Las fallas compuestas típicas que se mostraron en la Fig. 8 pueden tener una o más zonas de baja permeabilidad asociadas con el gouge de la falla la cual separa dos zonas altas de permeabilidad en la roca fracturada. Además la brecha de falla puede ser más permeable que el gouge, así las fallas -- pueden actuar como barrera en aguas subterráneas, como conducto de aguas subterráneas.

neas o como ambas al mismo tiempo. El resultado neto de esta completa estratificación de zonas con diferentes permeabilidades es que las fallas pueden tener una variedad de efectos sobre el flujo de aguas subterráneas y sobre las distribuciones resultantes de presiones de fluido sobre una superficie potencial de falla. Puesto que la distribución de presiones de fluido tiene un mayor efecto sobre la estabilidad de una pendiente no es común encontrar manantiales y escurrimientos de aguas subterráneas a lo largo de las fallas las cuales han servido como una superficie de deslizamiento de pendiente. Wilson (16) describe tales condiciones para una falla de una porción de la cantera del cañón Bingham. Varias consecuencias de esta selección o estratificación son ilustradas en la Fig. 12. Una posibilidad es que la falla pueda actuar como una barrera al agua subterránea, como se muestra en la Fig. 12a. En este caso la roca adyacente al corte puede ser bien drenada y aun favorables condiciones de agua subterráneas que puedan llevar a una falla de talud. La Fig. 12b, muestra una falla que sirve como conducto de aguas subterráneas llevando agua de una corriente cercana dentro del corte. En este caso el comportamiento dual de la falla debido a la presencia de una capa de baja permeabilidad se suma a la roca fracturada, puede prevenir el agua subterránea a la zona de falla calzando la galería de drenaje mostrada en la Fig. 12, la Fig. 12c muestra una falla que sirve como una superficie de dren la cual deberá incrementar la estabilidad de la pendiente de la mina. Así es claro que el flujo del agua subterránea en y alrededor de las fallas y rasgos similares tales como diques y sills requiere atención especial en los estudios de estabilidad de pendientes. Las propiedades físicas de los materiales de la zona de falla deberá ser considerado también como cualquier cambio en permeabilidad o cambio en las propiedades físicas debido a un cambio de las unidades litológicas u otras estructuras geológicas. La intersección de fallas requiere atención adicional ya que la intensidad de juntas puede ser mucho más alta y los efectos de desintegración mucho más profundos.

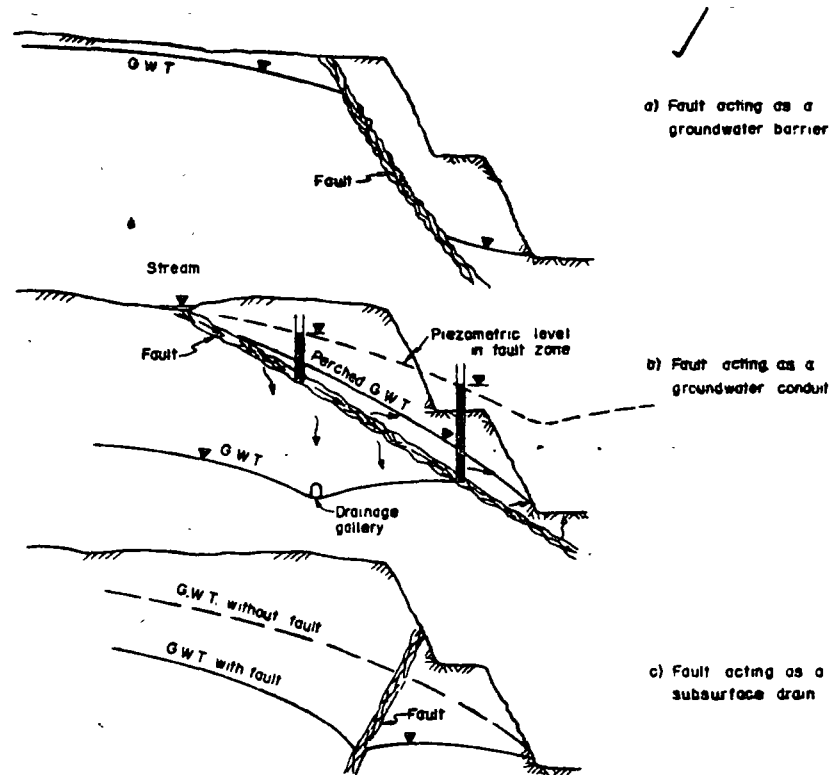


Fig. 12 — Different effects of faults on groundwater conditions.

Fig. 12

Así, es aparente que es más difícil obtener distribuciones representativas o críticas de presiones de fluido de las pendientes de roca y es más difícil asegurar que el drenaje de remedio sea efectivo que en la mayoría de las pendientes de suelos.- Más a menudo los efectos de las presiones de fluidos pueden ser más grandes que para las pendientes de suelos tales, ya que las pendientes de roca pueden soportar -- cortes más profundos.

OTROS FACTORES GEOLOGICOS

Desintegración y alteración hidrotermal

Cuando la desintegración geológica ocurre en los suelos, los efectos adversos son - usualmente menores en comparación con los efectos de la desintegración de la roca.

En efecto, en muchos ejemplos que la desintegración de los suelos son secados y pueden ser cementados y así hacerse más fuertes que los suelos preexistentes, no alterados. El efecto de alteración sobre una masa de roca es degradar empobrecer sus propiedades físicas, y a cambiar apreciablemente su deformabilidad y características de permeabilidad y a desarrollar un complejo arreglo tridimensional -- desiguales de roca alterada y roca no alterada. La alteración además queda más influenciada por los resultados de los procesos de desintegración de la superficie. Las pendientes de minas contienen a menudo roca descompuesta debido a la alteración hidrotermal, particularmente en asociación con intrusiones ígneas o fallas.

Grandes áreas de roca alterada o hidrotermalmente alteradas pueden ser encontradas a lo largo de zonas de fallas anchas tales como las que se muestran en el tipo - tres de pendientes de fallas dada en la Fig .1c. Tales zonas a menudo tienen una influencia mayor sobre el flujo del agua subterránea y por esta razón pueden causar exceso de presiones de poro dentro y adyacentes a la zona de falla.

La influencia de la desintegración de las minas a cielo abierto es principalmente importante en los bancos superiores. Algunas veces en algunos ejemplos en que las minas a cielo abierto son cortadas dentro de los lados de largas montañas la estabilidad de la zonas superiores desintegradas pueden influenciar apreciablemente la operación de las canteras. Una condición tal se ilustra en la Fig.13. Las fallas de talud en suelos residuales y rocas desintegradas son a menudo muy parecidas y coinciden o pueden coincidir con zonas antiguas de juntas y fallas de la roca original. La influencia de irregularidades de juntas , disminuía -- de la resistencia de materiales que se (Continúa en la siguiente página).

Forman en el interior de las irregularidades es reducida así incrementando la posibilidad que ellas sean cizalladas o sobrepasadas. La desintegración también tiende a formar zonas de materiales con diferentes permeabilidades las cuales son alineadas paralelas a las superficies naturales. La estratificación de capas de baja permeabilidad sobre capas de alta permeabilidad paralelas a la pendiente puede resultar en el desarrollo de excesos de la presión de agua en pendientes alteradas las cuales pueden preceder o ser anteriores a una falla dependiente. Deer y Patton resumen datos sobre perfiles típicos de desintegración, exploración y diseño de pendientes en suelos desiguales. Efectos de tamaño. En los suelos uno no espera cambios apreciables en resistencia en la comparación con los pequeños especímenes de laboratorio y los grandes especímenes o el plano entero de falla cuya resistencia es movilizadada la pendiente de la mina excluyendo oscilaciones de fallas progresivas. Algunas veces en las rocas tantas variaciones de resistencia ocurren y hace complicado el problema de variaciones de resistencia obtenidas de laboratorio y pruebas de campo a la resistencia total que puede ser supuesta a ser movilizadada a lo largo de una falla potencial en una pendiente de mina. Tales efectos fueron descritos por Deer en la Referencia No.30.

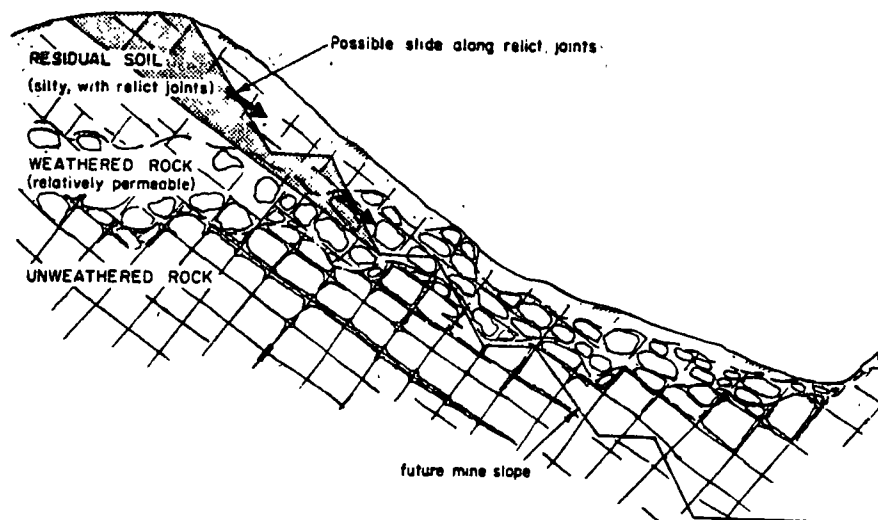


Fig. 13 — Mine slope affected by stability of residual soil and weathered rock.

Variedad de Condiciones Geológicas relevantes a la estabilidad de pendientes

Muchas condiciones geológicas diferentes pueden ser presentes en áreas locales -- como resultado de (a) una variedad de pendientes de falla las cuales tienen origen geológico diferente y en (b) grandes deslizamientos en los cuales gran variedad de factores geológicos han contribuido a una historia compleja de deslizamiento. Más a menudo se requiere anticiparse a las condiciones geológicas que deberán llevar las rocas a deslizarse o intentar entender el origen de un deslizamiento complejo de taludes. Los geólogos de campo con experiencia son esenciales -- para obtener conclusiones adecuadas de tales estudios. La variedad de estudios geológicos que son importantes en un estudio de taludes de roca en una localidad dada es bastante mayor que aquellos encontrados en los pendientes de suelo de -- una área similar.

Papel de los Esfuerzos Residuales Regionales

Al considerar el campo de los esfuerzos regionales en un principio puede parecer deseable orientar la forma de las pendientes de una mina de tal manera que no -- existan esfuerzos de tensión y llevar las grandes concentraciones de esfuerzos compresivos a un mínimo. Aunque lo anterior parece ser muy atractivo en la mayor parte de los casos prácticos, los efectos naturales de las pendientes de roca son mucho más importantes para la estabilidad de pendientes que el modelo de esfuerzos regionales. Solamente en raros ejemplos puede ser que la esfera de -- esfuerzos naturales deben influenciar en gran medida el diseño de un proyecto de taludes.

Algunas veces las esquinas o curvas muy agudas en los taludes deben ser evitadas en lo más posible. Esto es a causa que ellos tienden a ser deterioradas por fracturas de extensión o juntas paralelas detrás de éstas. Los esfuerzos regio-

nales pueden jugar un papel secundario en la estabilidad de pendientes cuando -- ellos pueden causar movimientos diferenciales entre unidades adyacentes de roca debido a la relevación de esfuerzos residuales, tales movimientos pueden tener -- efectos significantes si fallas con orientaciones poco favorables han sido desar-- rolladas en las capas débiles (veáse la Fig. 4) y si las juntas en las capas -- más quebradizas son tan abiertas que han desarrollado una zona amplia permeable de roca con juntas en una posición adversa. Además los esfuerzos horizontales al -- tos pueden causar en la base de las excavaciones una deformación y a causar seve-- ras distorsiones al pie de las pendientes de roca. Algunas veces son presentes estructuras menos favorables en los taludes y esos eventos no deberán afectar -- apreciablemente la estabilidad de pendientes.

Los esfuerzos regionales pueden y no pueden ser incluidos como una fuerza causa-- tiva actuando para producir la falla de la masa de roca. La efectividad de una -- fuerza tal deberá depender sobre: a) la resistencia crítica de corte contra las -- características de desplazamiento, b) la magnitud de los desplazamientos causados por los esfuerzos regionales y c) la resistencia requerida para mantener la esta-- bilidad. En la mayoría de los casos los desplazamientos no son influenciados por los esfuerzos regionales y es difícil que sean suficientes para alcanzar la resis-- tencia a la cual la roca deberá fallar. Algunas veces varias excepciones a esta generalidad puede ser imaginada.

Por estas razones el principal efectos de los esfuerzos regionales de los proble-- mas de estabilidad de pendientes generalmente es a causar desplazamientos a lo -- largo de planos resistentes de debilidad y en alguna extensión a través de áreas de roca intacta. Los desplazamientos deberán ayudar a reducir la resistencia de la masa de roca si la superficie potencial de deslizamiento no ha alcanzado el -- valor residual de resistencia al corte.

Estudios Geológicos Generales que se deben llevar a cabo

El mapeo de geología de campo y el programa de pruebas de laboratorio de campo --

deberán desarrollarse necesariamente en su totalidad en los estados primitivos del estudio de una mina a cielo abierto. Ocasionalmente barrenos, galerías y nichos de prueba para ensayos generales minerales pueden ser aprovechados para desarrollar estudios geológicos para la estabilidad de taludes. De otra manera trabajo adicional de exploración deberá ser requerido. Siguiendo la documentación del modelo geológico, las condiciones del agua subterránea y las propiedades físicas, los análisis de estabilidad de pendientes deben de conocerse. En los siguientes años el mapeo de campo de los nuevos cortes deberá continuar. Las pruebas deberán ser seguidas y nuevos análisis deberán ser hechos para pruebas específicas los cuales pueden aparecer y ganar mayor atención. De esta manera como la excavación de la mina se desarrolla, el énfasis deberá cambiar el mapeo y análisis, pruebas a instrumentación y monitoreo de la ladera.

Papel y Responsabilidad del Ingeniero Geólogo

El ingeniero geólogo en un estudio de estabilidad de pendientes es usualmente responsable para estudios geológicos e hidrogeológicos, la presentación de los resultados de esos estudios, recomendaciones, consideraciones y posterior trabajo requerido, y separación adecuada de los datos obtenidos colocando la información ganada en el contexto histórico y físico con la geología, hidrogeológica y fisiografía del área circundante.

La investigación geológica e hidrogeológica deberá incluir las siguientes cosas:

1. Una revisión de la geología regional, hidrogeología y sismicidad. Este estudio del campo y en la oficina deberá incluir una reexaminación de la estructura regional, estratigrafía y sistemas de flujo de agua subterránea. Pares fotográficos u otras técnicas de sensores remotos pueden ser útiles en este punto. La revisión de la sismicidad de la región deberá ser incluida.

2. Un estudio de campo de la geología local del subsuelo. Descripciones de -

materiales de rocas y suelos, se requiere que la columna local estratigráfica - deberá ser desarrollada y bien conocida. Los tipos adversos de roca y suelos y la secuencia general de zonas permeables e impermeables deberá ser establecida. Pruebas de propiedades índices pueden ser útiles en detectar la roca y tipos de suelo, las cuales tienen baja resistencia. Pruebas destructivas y no destructivas y examinación de ejemplos pueden ser usados. Este trabajo puede incluir: - examinación petrográfica de secciones delgadas para contenido mineral, para -- evidencia de desintegración o alteración y para determinación de fábrica micros- cópica; estudio de rayos X de difracción son útiles para identificar los tipos de arcillas o minerales no usuales los cuales pueden estar presentes, los lími- tes de Atterberg son útiles en los suelos, lutitas y rellenos de falla para ga- nar algún conocimiento en sus características de resistencia al corte.

3. Un estudio de campo de las estructuras geológicas presentes. Esas estruc- turas deberán incluir juntas, fallas y otras estructuras que deberán influenciar la estabilidad de las pendientes de mina. Dos tipos de estructura deberán usual- mente ser encontradas -aquellas que son discontinuas y muy irregulares y aquellas que son contínuas- y deberán ser tratadas separadamente.

(a) Estructuras discontinuas y muy irregulares deberán incluir muchos tipos - de ju-tas. Esto es alguna vez útil para mapear la orientación, frecuencia y es- paciamiento, continuidad y regularidad de otras superficies características, -- rellenos y alteraciones. Esta información puede ser resumida sobre una proyec- ción estratigráfica u otra forma tubular para uso en la estabilidad de taludes. Cuando las masas de roca tienen sistemas diferentes de discontinuidades o estruc- turas muy irregulares en diferentes partes de la mina, puede ser útil determinar los límites aproximados de cada región estructuralmente homogénea. Los métodos de conexión y presentación de estos datos de la ubicación de estos datos ha -- sido descrita por Broadbent y Rippere (5), Piteau (4), Robertson (3) y por - -

Pentz (26).

(b) Las estructuras continuas deben incluir, fallas, juntas principales, planos de juntas y estratificación, juntas por foliación, zonas de cizalla, rellenos de falla, diques, zills e, inconformidades. Estos factores geológicos pueden ser mapeados y colocados sobre proyecciones estereográficas pero es más esencial que sus posiciones actuales sean mapeadas en el campo y y puestas sobre mapas y secciones transversales. Otras características de esas estructuras deberán influenciar su resistencia y permeabilidad deberá ser notada y ejemplos conectados para pruebas de laboratorio. Esas características usualmente deberán incluir: amplitud de la estructura; la orientación por medio de la estructura junto con los máximos mínimos echados y la longitud de onda del tamaño de masas de roca que pueden o deberán ser afectados ya sea por los echados extremos; la presencia de superficies ó espejos de falla y estriaciones; y la orientación de cualquier rasgo lineal de superficies tales como gouge, brechas y otros rellenos, productos de alteración y desintegración; y escurrimientos de agua.

4. Un estudio de la alteración y desintegración de las rocas. Un perfil de desintegración deberá ser descrito y delineado. Su espesor promedio y características de los materiales de cada zona y perfil de desintegración deberá ser notado también como el máximo y mínimo de espesor y cualquier característica anómala, cualquier aparente relación de manantiales, de escurrimientos de aguas en perfil de desintegración deberá también ser notado, la Fig. 14 muestra un típico perfil de desintegración para rocas metamórficas e intrusivas e ilustra la terminología y el sistema de clasificación propuesta para describir un perfil de desintegración. La Tabla 1 provee la clave para distinguir las zonas dentro de un perfil de desintegración.

5. Un estudio de las condiciones del agua subterránea. Las condiciones de flujo locales y regionales de los sistemas de flujo de aguas subterráneas y regionales deberán ser delineadas con suficiente detalle para que proyecciones

realísticas del comportamiento del agua subterránea sean hechas una vez que la mina sea excavada. El énfasis deberá ser colocado sobre la localización y -- caracterización de los acuíferos de aguas subterráneas ó conductos y barreras ó acuicludos. La existencia de diferentes compartimientos de agua subterránea deberá ser sospechada a cada lado de las fallas mayores, inconformidades, diques y sills. Los manantiales y zonas de hundimiento de agua deberá ser notado a lo largo con las direcciones del flujo. La influencia o contribución de la superficie local de agua al flujo del subsuelo deberá ser investigado. Atención particular deberá ser dirigida hacia la posibilidad de capas de baja permeabilidad existentes bajo el piso de la mina o detrás de la pendiente propuesta, tales capas de baja permeabilidad deberán permitir altas presiones del fluido que se desarrollen bajo o detrás de éstas y empujen a los lados de los cortes.

Piezómetros especiales y pruebas de bombeos se requiere frecuentemente en adición a las pruebas de presión de agua y medidas de niveles freáticos que deberán ser hechos en pequeños barrenos.

La información del agua subterránea es muy importante en los análisis de estabilidad de tal manera que casi cualquier barreno que se haga en el área de la mina deberá ser usado para obtener datos del agua subterránea en adición a los datos conectados para otros propósitos. Los datos mínimos de agua subterránea obtenidos de cualquier barreno deberán ser nivelados a partir del agua subterránea y ser medidos cada 24 horas durante la perforación y pérdidas iniciales ó flujo de agua subterránea anotados. Un aspecto importante del estudio del agua subterránea en las investigaciones de estabilidad de talues es conocer la magnitud y las fluctuaciones del agua subterránea, ambos en las áreas altas y en la vecindad de las pendientes. Uno o más aparatos para ver las fluctuaciones del agua subterránea en el programa de exploración deberá asistir en la estimación de la magnitud de tales fluctuaciones durante las operaciones de mina.

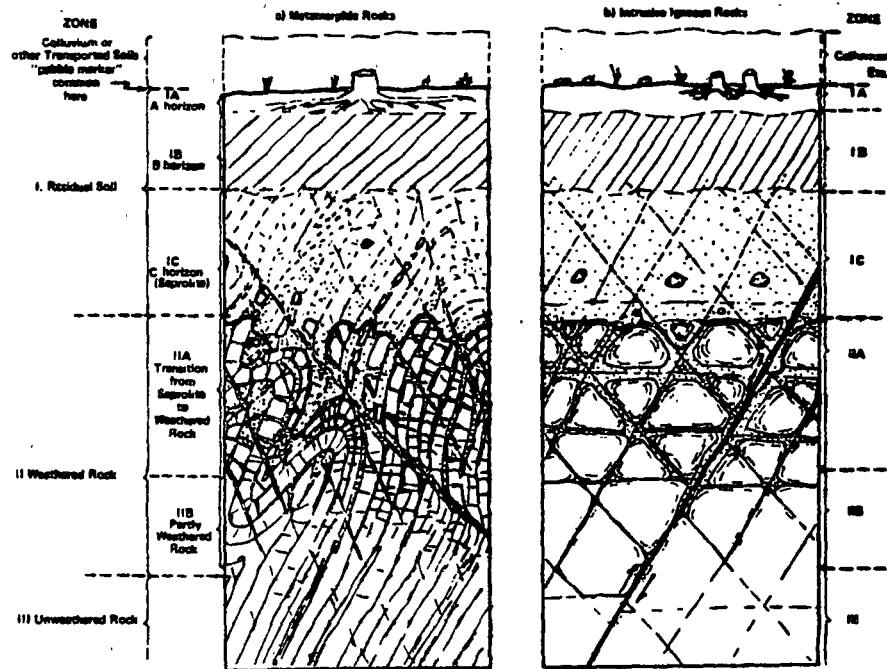


Fig. 14 — Typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks.

Fig. 14

6. Un estudio de las fallas de talud existentes y las características de estabilidad de las pendientes naturales.

Un estudio tal es a menudo requerido. En esta forma información valiosa puede ser ganada con un mínimo de costo al propietario de la mina. Las fallas de pendiente existentes dentro de la mina pueden ser útiles para calcular de un modo grueso los parámetros de resistencia y para checar los resultados de las pruebas de laboratorio y análisis. Desintegración por el aire u otra deteriorización superficial de las pendientes existentes de la mina deberán ser anotados. El problema principal para utilizar las fallas de pendiente pasada es que la magnitud de las presiones de fluido actuando al tiempo de la falla no pueden nunca ser conocidas. Algunas veces las condiciones son tales que las presiones del fluido fueron totalmente negativas y en unos pocos casos relativamente estimados pueden hacerse de las presiones de fluido -- críticas. Otro problema al utilizar los deslizamientos viejos es que las superficies de deslizamiento pueden ser cubiertas o camufladas. Pérdidas en la geometría y las características de resistencia de la superficie de deslizamiento y -- las presiones de fluido al tiempo de la falla pueden ser establecidas; muy poca información cualitativa puede ser ganada de estos estudios de deslizamientos -- viejos. Algunas veces igual en casos donde tal información se ha perdido, información valuable cualitativa puede a menudo ser ganda de un estudio del medio ambiente geológico de deslizamiento.

PRESENTACION DE DATOS GEOLOGICOS

La responsabilidad del ingeniero geólogo no termina con la adquisición y compilación de datos pero deberá también incluir la presentación de los factores geológicos significantes en una forma que sea conveniente, representativa y realmente entendible al analista dela estabilidad de pendientes y a la Jefatura de la mina Básicamente hay dos métodos gráficos para la presentación de datos: (a) mapas y

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

Table 1.-

secciones transversales mostrando las posiciones actuales de los rasgos geológicos y (b) gráficas de datos estadísticos dando frecuencias de fluctuación, espacio, continuidad, etc.

1. Mapas y Secciones Transversales. Estas deberán mostrar la posición de todas las estructuras mayores y unidades litológicas mayores también como las líneas de intersección de las estructuras mayores. Las versiones finales de esas gráficas deberá también mostrar la posición de las estructuras ingenieriles propuestas (construcciones, caminos y taludes). Los mapas también incluyen subdivisiones mayores de los materiales de cubierta; condiciones del agua subterránea, tales como: manantiales y pequeños resúmenes estadísticos de los datos para cada región estructuralmente homogénea. La preparación de mapas y secciones transversales solamente requiere extrapolación e interpolación de datos geológicos. El área en donde interpretaciones alternas son posibles todas las posibilidades deberán ser claramente indicadas. A menudo aspectos de interpretación de la geología de campo deberá no ser aparente hasta que una sección transversal sea hecha, puede que sean requeridas inspecciones adicionales de campo a este tiempo, las secciones transversales para dar estabilidad deberán ser preparadas a escala normal o al menos deberán ser acompañadas por un dibujo adyacente a la escala verdadera. Las secciones transversales deberán también incluir subdivisiones de cubierta y cualquiera estructura dentro de éstas, el perfil de desintegración, nivel freático, niveles piezométricos y fluctuaciones significantes del agua subterránea. Los elementos estructurales principales deberán ser claramente enfatizados quizás sobre dibujos separados donde ellos puedan ser acompañados por descripciones detalladas. Finalmente mapas base y secciones transversales deberán ser incluidos. Ellos deberán mostrar la posición de la mina propuesta con respecto a los rasgos regionales geológicos y topográficos.

2. Gráficas de datos estadísticos. Información de campo sobre la orientación

de rasgos planares comunmente resumidos sobre proyecciones estereográficas o sobre otras formas de gráficas usadas para ilustrar los datos en tercera dimensión. -- Esas gráficas son incluidas para ganar alguna idea dentro de la armadura estructural, la extensión de áreas estructuralmente homogéneas, y la frecuencia relativa de las diferentes series de juntas.

C O N C L U S I O N E S

De todos los factores geológicos que influyen la estabilidad de los taludes en roca hay poca duda de que las fallas mayores y las zonas de fallamiento y las intersecciones de tales estructuras sean las más importantes. A causa de su continuidad ellas pueden influenciar grandes áreas de una pared de un corte y a menudo afectar más que un lado el corte. Además los desplazamientos geológicos a un lado de las fallas y zonas de falla han dejado, han sobrepasado o roto la mayoría de las rugosidades al menos en una dirección tal que efectos residuales bajos son a menudo encontrados más que altas resistencias iniciales típicas de la mayoría de las irregularidades de la superficie de roca.

La alteración química de la roca a los lados y la presencia frecuente de brecha y arcilla son comunmente asociados con las fallas y zonas de fallas. Esos factores llevan a un decaimiento en la influencia de las irregularidades de la superficie y regularidades como en materia y en contacto es más rápidamente cizallado. Finalmente, la presencia de rellenos arcillosos adyacentes a las superficies pulidas o planas de fallas pueden llevar a resistencias inicialmente bajas, encontradas en laboratorio para superficies de roca-suelo y las cuales pueden desarrollar ser con pequeños desplazamientos que son aplicables al problema de campo. A despecho de su tamaño y continuidad las fallas mayores y superacción no son rápidamente vistas hasta que después del desarrollo de la falla del talud.

Las condiciones de aguas subterráneas son también críticas. Las fallas de la pen

diente son a menudo asociadas con altos niveles de aguas subterráneas siguiendo hundimientos de nieve o intensas lluvias. Las fallas son a menudo asociadas -- con condiciones anómalas de aguas subterráneas las cuales pueden ser importantes en la estabilidad de pendientes de mina.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURA
SOBRE LA ESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES DE ROCA

DR. CARLOS GARCIA HERRERA

AGOSTO, 1978

INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURA DE LA ROCA SOBRE LA ESTABILIDAD DE
LAS PENDIENTES DE ROCA

Evert Hoek, Profesor de Mecánica de Rocas de la Escuela de Minas Royal de Londres, Inglaterra.

RESUMEN:

Se puede mostrar que las propiedades de la roca intacta tienen - relativamente poca importancia en la estabilidad de pendiente de roca y que las fallas son controladas por discontinuidades estructurales tales como planos de estratificación, juntas y fallas en la masa de roca. La frecuencia, orientación e inclinación de estas discontinuidades también como sus características de resistencias son factores importantes a ser considerados en cualquier análisis de pendiente de rocas y su influencia deberá ser demostrada por medio de un número de ejemplos prácticos. Los métodos para determinar las propiedades mecánicas de las discontinuidades deberán ser revisados y la interpretación de los resultados de pruebas de resistencia para uso en los análisis de estabilidad serán discutidos.

INTRODUCCION:

La importancia de las discontinuidades estructurales en el control de la estabilidad de las pendientes de roca puede ser más - convenientemente, en la mayoría de los casos, demostrarse por medio de un ejemplo práctico simple. Considerar el caso de una pen

diente vertical de altura H en una caliza blanda. Supóngase que la pendiente contiene un plano de estratificación buzando dentro de la excavación con un ángulo β como se muestra la Fig. 1. La resistencia uniaxial compresiva de la caliza intacta es $\sigma_c = 280,000 \text{ lbs/pie}^2$ o sean $2,000 \text{ lbs./pulgada cuadrada}$. La resistencia del plano de estratificación puede ser caracterizado por un ángulo de fricción $\phi = 32^\circ$ y una resistencia de cohesión de $c = 2,000 \text{ lbs/pie cuadrado}$.

Cuando la inclinación del plano de estratificación es más pequeño que el ángulo de fricción de este plano ($\beta < \phi$), el deslizamiento a lo largo del plano de estratificación no puede ocurrir y la pendiente fallará como resultado de la falla de la caliza intacta. Una estimación muy burda de la altura crítica H_c de una pendiente vertical en la cual la falla ocurre en esta forma se puede obtener igualando la resistencia uniaxial a la compresión σ_c del material al esfuerzo vertical promedio en la pendiente $\sigma = 1/2 \gamma H_s$, donde γ es la densidad del material.

$$\text{De aquí que } H_c = \frac{2 \sigma_c}{\gamma} \quad (1)$$

Substituyendo $\sigma_c = 288,000 \text{ lb/ft}^2$ y asumiendo que la densidad del material es $\gamma = 160 \text{ lb/ft}^3$, la altura vertical crítica será $H_c = 3,600 \text{ ft}$.

Cuando la inclinación β del plano de estratificación es más grande que su ángulo de fricción $\phi = 32^\circ$ la falla de la pendiente

te ocurrirá como resultado del deslizamiento sobre este plano. -
En este caso la altura crítica Hc de una pendiente vertical es -
dada por la ecuación (2).

$$H_c = \frac{Z_c \text{ Sen } i \text{ Cos } \phi}{\gamma \text{ Sen } (i-\phi) \text{ Sen } (\beta-\phi)} \text{ --- (2)}$$

donde: c es el esfuerzo de cohesión del plano de estratificación = 2,000 lb/ft²

i es el ángulo de la pendiente = 90°

φ es el ángulo de fricción del plano de estratificación = 32° y,

γ es la densidad de la roca = 160 lb/ft³

La substitución de esos valores y los valores de entre 32° y 90° dá la relación entre la altura crítica de la pendiente Hc y la inclinación del plano de estratificación dibujado en la Fig. 1. Nótese que la inclinación más peligrosa del plano de estratificación es = 61° y que la altura crítica de la pendiente para este

caso es de 90 pies.

El hecho que la presencia de un rasgo estructural desfavorablemente orientado tal como un plano de estratificación, de falla o junta puede reducir la altura crítica de una pendiente vertical por un factor de 40 como se ilustra arriba, es una prueba amplia de la importancia de la estructura de la roca, en la estabilidad de pendientes. Generalmente es cierto decir que, las pendientes de roca de interés en minas a cielo abierto, la falla de la roca intacta ocurriría raramente y la estabilidad de tales pendientes deberá ser totalmente controlada por las discontinuidades estructurales dentro de la masa de roca.

Factores Estructurales que son importantes en la estabilidad de pendientes.

Estudios teóricos y la experiencia práctica de los problemas de pendientes de roca sugieren que los factores estructurales que son importantes en la estabilidad de pendientes son los siguientes:

- a) El echado de juntas, fallas y planos de estratificación. Como se mostró arriba, esta inclinación juega un papel importante para definir la estabilidad de la pendiente.
- b) El rumbo de los rasgos estructurales. Obviamente la relación entre el rumbo de rasgos estructurales importantes y el rumbo de la cara de la pendiente ó de otros rasgos estructurales de-

finirá la libertad de movimiento de bloques potencialmente inestables. Las condiciones más peligrosas ocurren cuando un rasgo estructural inclinado, poco favorable, paralelo a la cara de la pendiente tal que la cara entera es libre al deslizamiento. (Nota: Todos los métodos bidimensionales de estabilidad de pendientes suponen esta condición y deberán por eso generalmente estar cargados sobre el lado de la seguridad).

- c) El número de rasgos estructurales o de series de tales rasgos. El comportamiento de una pendiente conteniendo una sólo serie de planos de estratificación es igualmente diferir del de una pendiente conteniendo 3 series de juntas de intersección. No solamente la masa entera de roca tendrá gran libertad para deformarse en último caso, sino también el flujo del agua subterránea, la cual juega un papel importante en el control de la estabilidad de una pendiente, por lo cual son marcadamente diferentes los dos casos.
- d) La continuidad ó persistencia de los rasgos estructurales. En el ejemplo ilustrado en la Fig. 1 se supuso que el plano de estratificación era continuo y poseía propiedades mecánicas uniformes sobre la altura total de la pendiente. Tales condiciones deberían ser la excepción más que la regla en pendientes actuales las cuales deberían normalmente contener una variedad de materiales geológicos y rasgos estructurales.

e) Las propiedades superficiales y el material de relleno en -- las juntas y fallas. Las características superficiales tales como rugosidad y la naturaleza y espesor de cualquier material de relleno, el cual puede estar presente en una discontinuidad estructural han demostrado tener una influencia gran de sobre las características de resistencia al corte de tales discontinuidades (2). La permeabilidad de esas discontinuidades está también influenciada significativamente por la presencia de materiales de relleno.

En un esfuerzo para demostrar la influencia de estos factores -- en la estabilidad de pendientes actuales un número de casos típicos en dos dimensiones son analizados y los resultados presentados en la Fig. 2. En esta figura, la geometría de la pendiente y condiciones estructurales están definidas en la hilera superior mientras que los valores relevantes de resistencia están dados en la segunda hilera, en la tercera hilera las relaciones entre la altura crítica de la pendiente (o sea a la altura a la cual la falla de la pendiente ocurriría y el ángulo de la pendiente están dados para dos condiciones:

- a) Una pendiente seca suponiendo que no hay agua subterránea -- presente dentro de la región de falla potencial de la pendiente y,
- b) Una pendiente saturada suponiendo que la superficie del agua subterránea coincide con el perfil de la pendiente.

Esas dos condiciones representan los extremos de la influencia - del agua subterránea sobre la falla de la pendiente y el comporta- miento de una pendiente actual estaría normalmente intermedia en- tre esos extremos.

El examen de los detalles presentados en la Fig. 2 dá luces sobre varios puntos importantes en la estabilidad de pendientes y es -- conveniente considerar esos puntos en contexto de ejemplos especí- ficos.

Pendientes en Roca Intacta Estratificada Horizontalmente.

Este caso ya ha sido considerado en el ejemplo dado en la Fig. 1, en la Fig. 2, se há supuesto que la falla del material intacto se guiría una forma circular y las gráficas de pendientes para falla circular, publicadas por el autor Referencia 1, pueden ser usadas para determinar la relación entre la altura crítica de la pendien- te y el ángulo de la misma. Esta relación dada en el Cuadro "L" - de la Fig. 2 muestra que aún para la caliza blanda considerada, - las alturas críticas de pendiente están en exceso para la mayoría de las pendientes de minas a cielo abierto frecuentemente bajo -- consideración.

Esto confirma la conclusión alcanzada al principio de que para -- pendientes en materiales los cuales serían normalmente clasifica- dos como roca, la falla de el material intacto es indiferente y -

que la inestabilidad sería controlado por las discontinuidades -
estructurales en la masa de roca.

Planos de Estratificación Lisos o Juntas Buzando dentro de las
Excavaciones.

Este caso también ha sido considerado en la Fig. 1 pero en la Fig. 2, la influencia de la inclinación del plano de falla potencial - β es considerado para dos casos, $\beta = 45^\circ$ y $\beta = 60^\circ$. Se notaría que la curva de pendiente crítica se transforma asintótica para el ángulo de plano de falla β a medida que la altura de la pendiente - se incrementa. Bajo esas condiciones la cuña de material arriba - del plano de falla es detenida casi enteramente por fricción. La resistencia cohesiva de la discontinuidad, la cual constituye significativamente a la estabilidad de la pendiente en pequeñas alturas de ladera, juega un papel que cada vez es más pequeño a medida que la altura se incrementa. Deberá notarse también, en las -- gráficas dadas en el Cuadro M de la Fig. 2, que la influencia de la presión del agua subterránea en la pendiente es más importante para el caso $\beta = 45^\circ$ que en el caso de β igual a 60° . Esta diferencia se comprende rápidamente si las fuerzas responsables para la falla en los dos casos son examinadas y aunque un estudio tal excede el propósito de este trabajo, el hecho atrae la atención - del lector a causa de que se enfatiza la importancia de la definición de la estructura de la roca antes de abordar un análisis de

estabilidad de pendientes.

Planos de Estratificación o Juntas Rugosas.

Los rasgos estructurales tales como planos de estratificación ó juntas deberán raramente ocurrir como planos lisos y continuos -- como se supuso en el ejemplo anterior. Un análisis más realísti-- co se basa en la suposición de un plano rugoso de falla como el ilustrado en el Cuadro C de la Fig. 2. El comportamiento resisten-- te de este tipo de superficie se caracterizaría por esfuerzos de cizalla no lineales contra esfuerzos normales curvos como los -- que se dan en el Cuadro H de la Fig. 2. A un esfuerzo normal muy bajo, el deslizamiento a lo largo de la superficie ocurre como -- un resultado de las asperezas sobre la superficie rugosa, moviénd-- dose una sobre otra en un camino tal que las superficies se mue-- ven separándose o dilatándose a medida que el desplazamiento de cizalla toma lugar. Como se ha mostrado por Patton (3), este com-- portamiento da lugar a un incremento efectivo del ángulo de -- fricción a esfuerzos normales bajos. Como los esfuerzos normales se incrementan, la dilatación es inhibida y el deslizamiento ocu-- rre como un resultado de la falla de las asperezas interconecta-- das a lo largo de la superficie de discontinuidad rugosa. Even-- tualmente, a altos esfuerzos normales, el comportamiento de tal superficie deberá aproximarse al de un plano de estratificación parcialmente cementado el comportamiento del cual se indica por la línea punteada en el Cuadro H de la Fig. 2. Esta línea ha si

do seleccionada para ser la misma que la del Cuadro G de la Fig. 2 en orden del comportamiento de las pendientes conteniendo esos dos tipos de discontinuidades estructurales pueda ser comparadas.

De los cuadros N y M de la Fig. 2 se podrá ver que hay muy poca diferencia entre la altura crítica de la pendiente: las curvas de ángulos de las pendientes para pendientes secas con $\beta = 45^\circ$. Esto es a causa de que el esfuerzo normal sobre la superficie rugosa es bastante alto para el comportamiento de falla para ser predominantemente de cortante y consecuentemente su resistencia es muy similar a la de un plano de estratificación de caliza parcialmente cementada dada en el Cuadro G de la Fig. 2.

La introducción del agua en la pendiente conteniendo un plano de falla rugoso tiene un efecto drámatico porque, en el ejemplo seleccionado, reduce el esfuerzo normal al nivel al cual la falla es -- asociada con dilatación, y aunque el ángulo de fricción efectivo de la superficie es incrementado, su cohesión efectiva se transforma muy baja. Consecuentemente, en alturas pequeñas de pendiente donde esta cohesión juega un papel importante, en ángulo crítico de pendiente es significativamente reducido.

Juntas Irregulares Cercanamente Espaciadas.

En algunas situaciones de minas, la masa de roca puede estar tan -- altamente afectada por los procesos geológicos que no hay un modelo

sistemático de rangos estructurales que pueda ser comprendido. - Cuando la altura de la pendiente es 100 veces más grande que el espaciamiento de tales rasgos estructurales orientados al azar, - es razonable suponer que el comportamiento de la masa de roca deberá ser similar al de un material granular y que la pendiente - deberá fallar a lo largo de una superficie circular de falla. - Jaeger referencia (4) llevó a cabo una serie de pruebas triaxiales sobre muestras inalteradas de una roca dura con juntas y demostró que una masa de roca hecha de tal material tendría una -- curva de falla alta no-lineal como se ilustra en el Cuadro J de la Fig. 2. Como en el caso de la superficie de juntas rugosas, - la falla de esta masa de roca en esfuerzos normales bajos ocurre como resultado del movimiento dilatante de los elementos de roca interconectados dando un ángulo de fricción efectivo muy alto. A medida que el esfuerzo normal se incrementa, la dilatación de la masa de roca es inhibida y la falla está asociada con el corte y rompimiento de los puntos de contacto. A esfuerzos normales muy altos, cuando el corte de material intacto es afectado, las características de falla de masa de roca deberán aproximarse a -- aquellos del material intacto.

La influencia del agua subterránea en esta pendiente es muy importante, a causa como en el caso de las juntas rugosas discutidas - en la sección previa, de que la presión de agua reduce los esfuer

zos normales actuando a través de la superficie de falla a un nivel al cual hay dilatación más que el corte, toma lugar y la estabilidad de la pendiente es seriamente disminuída. Se deberá de ver que existe una diferencia de aproximadamente 20° entre los ángulos críticos de la pendiente para condiciones secas y saturadas en este caso comparadas con el promedio de aproximadamente 10° dados para las características de falla lineal de la caliza (Cuadro F y N) ó de suelos homogéneos (Cuadro K y P).

Pendientes de Suelos Homogéneos.

Este caso ha sido incluído en la Fig. 2 a causa de que las pendientes en superficies de material alterado, tales como presas de lodos vienen a fallar por movimiento rotacional o superficies circulares como se ilustran en el Cuadro E. El comportamiento de este tipo de pendientes representa un caso extremo en la presente discusión a causa de que supone que no hay rasgos estructurales significantes presentes en la pendiente tal y de aquí que la estabilidad es completamente dependiente de la resistencia al corte del suelo y de las condiciones del agua subterránea. La estabilidad de tales pendientes ha sido el cuadro que discutiera la literatura de Mecánica de Suelos (6).

La Influencia de la Estructura Tridimensional Sobre la Estabilidad de Pendientes.

Los ejemplos incluídos en la Fig. 2 están todos basados en un aná

lisis bidimensional el cual supone que los rasgos estructurales - sobre tales deslizamientos ocurren paralelos al rumbo a la cara - de la pendiente. La Fig. 3A ilustra un caso típico en el cual un bloque de material, limitado por dos juntas verticales normales a la cara de la pendiente, desliza sobre una discontinuidad estructural la cual buza hacia la excavación y tiene un rumbo paralelo a la cara. En este caso, un análisis bidimensional dará una idea aproximada de la falla de la pendiente. Una situación más típica se ilustra en la Fig. 3B la cual muestra una cuña de material deslizando sobre dos rasgos estructurales que se intersectan. En tal caso un análisis bidimensional no dará una verdadera idea de la - falla de la pendiente al menos que de alguna forma se haga la -- distribución de fuerza sobre las dos superficies de deslizamien-- to. Un análisis aproximado de la estabilidad de este cuña o de es-- te bloque puede ser llevado a cabo suponiendo un deslizamiento bi-- dimensional sobre un plano equivalente con rumbo paralelo a la ca-- ra de la pendiente y buzando el ángulo de la línea de intersección de los dos rasgos estructurales. La solución obtenida de un análi-- sis tal deberá siempre tener errores sobre el lado de seguridad - puesto que la resistencia al corte de las dos superficies de des-- deslizamiento deberá ser más alto que el de un sólo plano equivalen-- te. Un análisis más correcto de este tipo de problemas ha sido pu-- blicado por John y envuelve el uso de proyecciones estereográfi-- cas para definir ambas estructuras y la distribución de la fuerza dentro de la pendiente.

La Fig. 3C ilustra una complicación posterior la cual deberá ser considerada cuando se discuta la influencia de una estructura -- tridimensional sobre la estabilidad de pendientes, la geometría de la excavación. Puesto que la geometría de una excavación a -- cielo abierto es normalmente definida por la forma del cuerpo mi-- neralizado que va a ser explotado, el ingeniero diseñador no es-- tá en libertad de seleccionar la más favorable orientación de la cantera con respecto al modelo regional estructural en la masa -- de la roca. Consecuentemente, la relación entre el rumbo y el -- echado de rasgos estructurales importantes y la cara de la pen-- diente de excavación y la influencia resultante de la estabili-- dad de la pendiente variará ampliamente alrededor de la cantera. Esta variación deberá tenerse en mente al seleccionar la pendien-- te de los ángulos de la cantera y ésto puede ser encontrado en -- que las pendientes en ciertas porciones de la cantera pueden -- ser apreciablemente más paradas que las pendientes en otras por-- ciones en las cuales los rasgos estructurales son orientados po-- có favorablemente con respecto a la cara de la pendiente.

Influencia de las Juntas Verticales y Grietas de Tensión Sobre la Estabilidad de Pendientes.

Los ejemplos presentados en las secciones previas han sido todos basados en las suposiciones de que la falla de la pendiente ocu-- rre como resultado de deslizamiento sobre un plano ó superficie

circular la cual pasa a través de la masa entera de roca detrás de la cara de la pendiente. Es un hecho presente que esta superficie es usualmente terminada cuando ésta intersecta un rasgo estructural vertical o buzando profundamente o cuando una grieta de tensión se ha formado en la cresta de la pendiente como se ilustra en la Fig. 4A. Más a menudo el mecanismo de formación de una grieta de tensión puede tener una influencia significativa sobre la estabilidad de la pendiente y la detección de una grieta abierta corriendo paralela en la cara de la pendiente puede ser realmente tomada como un primer signo de falla incipiente. Estas grietas son particularmente importantes en condiciones de lluvia intensa cuando ellas se rellenan de agua y ejercen una fuerza la cual tiende a inducir la inestabilidad de la pendiente. En la Fig. 4B se ilustra la influencia de grietas de tensión secas y rellenas con agua sobre las relaciones entre la altura de la pendiente crítica y el ángulo de la pendiente. En este ejemplo, las mismas condiciones usadas en el análisis del plano de falla en los Cuadros B, G y M de la Fig. 2 fueron usados;

$$c = 2,000 \text{ lb/ft}^2$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$\gamma = 160 \text{ lb/ft}^3 \text{ y.}$$

$$\beta = 45^\circ$$

Suponiéndose una grieta de tensión con una profundidad de la mitad de la altura de la pendiente $Z_0 = 1/2 H$, las curvas graficadas en

la Fig. 4B fueron determinadas de las cartas de diseño de pendientes del autor Referencia (1). Estas curvas muestran que la presencia de una grieta de tensión puede tener una influencia significativa sobre el ángulo de seguridad de la pendiente para una altura dada de la pendiente, particularmente si la grieta está rellena con agua.

Otra consecuencia importante de la presencia de rasgos estructurales verticales y buzando profundamente dentro de las pendientes de roca, es que el volteo de las columnas o torres de roca pueden ocurrir, este mecanismo de falla es particularmente peligroso en pendientes muy profundas en las cuales la caída de la roca pueden ocurrir como un resultado de volteo inducido por agua o presión de hielo en juntas verticales.

Detección y Mapeo de Rasgos Estructurales.

En las secciones anteriores de este artículo se ha hecho un intento para demostrar la influencia de las continuidades estructurales tales como juntas, fallas y planos de estratificación sobre la estabilidad de pendientes de roca. Claramente, un análisis cuidadoso de la estabilidad de pendientes puede ser solamente llevado a cabo cuando las discontinuidades estructurales de la masa de roca han sido adecuadamente definidas, la siguiente discusión concierne con la detección y mapeo de tales discontinuidades estructurales.

Información Obtenida de Perforación.

Durante los primeros estados de desarrollo de una mina a cielo abierto, las masas de roca dentro de las cuales las pendientes de la excavación deberán ser eventualmente cortadas pueden no estar expuestas y la única información que se logra es la cual puede ser obtenida de núcleos de diamante. El primer problema que encara el ingeniero que va a diseñar la pendiente es que las perforaciones exploratorias se confían al cuerpo del mineral mismo y por eso no hay muchos barrenos en la roca de los lados. En segundo lugar, la perforación de exploración de minerales se lleva a cabo con barriles de pequeños diámetros los cuales dan una rotura muy fuerte de la roca y la interpretación estructural se restringe a la evaluación cualitativa de la frecuencia y tipo de rasgos estructurales los cuales existen en la masa de roca. Tal información cualitativa puede ser de mucho valor si el geólogo que hace la interpretación tiene la suficiente experiencia de condiciones geológicas similares y es capaz de deducir los modelos estructurales más importantes los cuales influenciarán la estabilidad de las pendientes futuras.

Cuando la estabilidad de las pendientes de una mina a cielo abierto es importante en términos de consideraciones económicas operacionales deberá ser normalmente necesario suplementar la información que se logre de la exploración de mineral con perforaciones llevadas a cabo específicamente para propósitos geotécnicos. En

estas perforaciones se deberán usar grandes diámetros de barreno del orden de 4" 1/2 y técnicas cuidadosas de recuperación de núcleos.

Una vez que el núcleo ha sido recobrado viene el problema de -- orientar el núcleo con respecto a la estructura de la roca de la cual éste fué removido. Uno de los estudios más detallados de -- los cuales el autor tiene conocimiento, envuelve la reconstruc-- ción de casi 800 pies de núcleos. Rosenberg (11), fué capaz de - trabajar para conocer la orientación de rasgos estructurales y - analizar el rumbo y echado de todas las continuidades intercepta^{da} das en el agujero.

Los recursos y tiempos que se envuelven en este tipo de estudio como el llevado a cabo por Rosenberg, han hecho que muchos ingenieros y geólogos consideren el uso de varios instrumentos que - están en desarrollo ó que son comercialmente adquiribles como la orientación del núcleo ó la examinación de las paredes del agujero con fotografías, televisión y herramientas de geofísica.

Una de estas técnicas es la llevada por el Dr. Rochar del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil en Lisboa.

Información Obtenida de Afloramientos Superficiales.

En muchas situaciones de minas a cielo abierto, más información

valiosa sobre las características de la masa de roca pueden ser -
obtenidas por medio de minas subterráneas o a cielo abierto gale-
rias exploratorias o disposiciones superficiales o afloramientos
en cañadas o corrientes de agua. En algunos casos el diseño de --
los perfiles finales de las pendientes pueden diferir hasta que -
se hance algunos ensayos y consecuentemente hasta que más informa-
ción es adquirida que la que se ha obtenido por perforación de --
diamante. En cualquier caso, es importante que se haga una adecua-
da provisión de información estructural y que por medio de ésta -
un geólogo tenga alguna idea del rasgo estructural que controla -
la estabilidad de la pendiente, la información deberá ser mapeada.

Las técnicas de mapeo estructural varían considerablemente y como
es el caso, con la mayoría de la información de los procesos dis-
cutidos en este trabajo, no existe una técnica todavía estableci-
da como método óptimo para mapeo estructural. En opinión del au-
tor la actual técnica de mapeo usada es posiblemente menos impor-
tante que el nivel usado por el geólogo.

En el estado de desarrollo de la ingeniería en estabilidad de pen-
dientes es probablemente cierto decir que el ingeniero ó el geólo-
están inseguros de que información se requiere y el desarrollo ra-
cional del objetivo dependerá, de la capacidad de estos grupos pa-
ra trabajar juntos en la determinación de un problema.

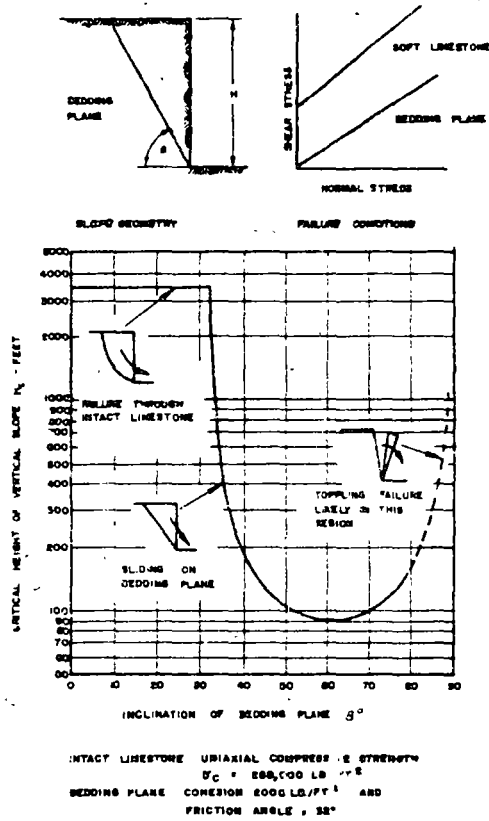


Fig. 1 Influence of bedding plane inclination upon the critical height of a vertical dry limestone slope.

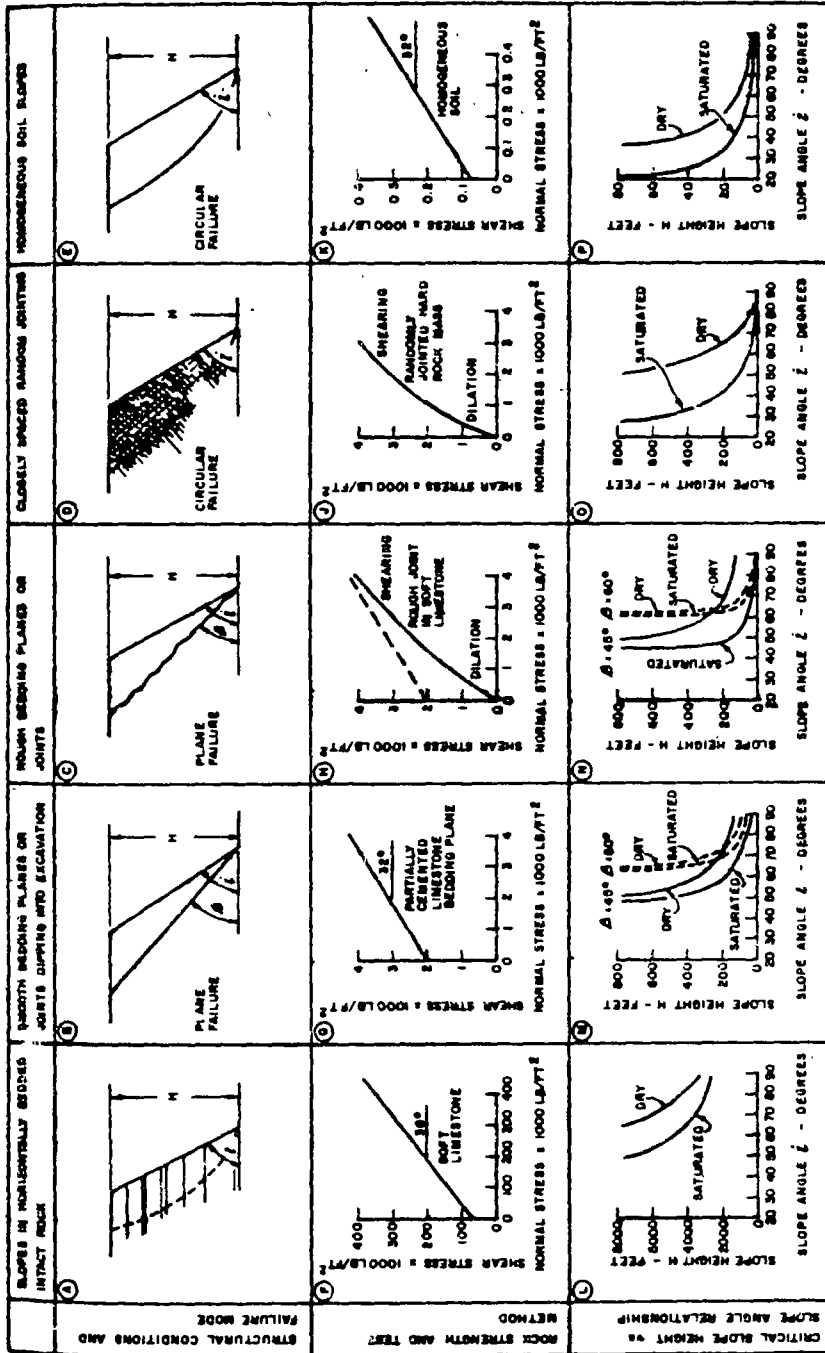


Fig. 2 Influence of rock strength and structure upon slope stability.

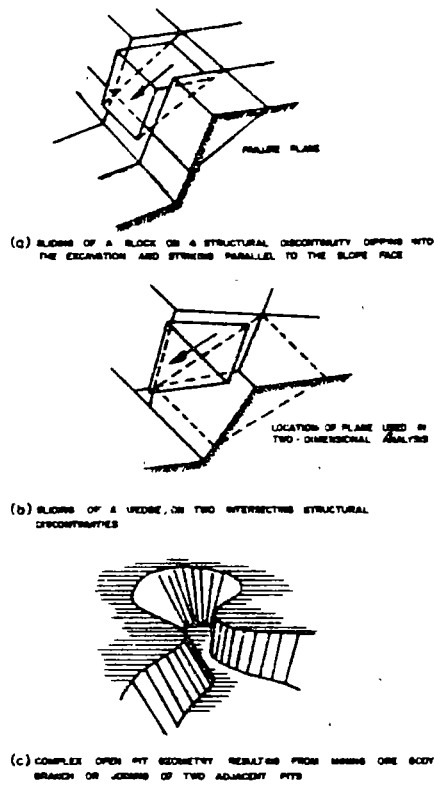


Fig. 3 — Three dimensional structures of importance in slope stability.

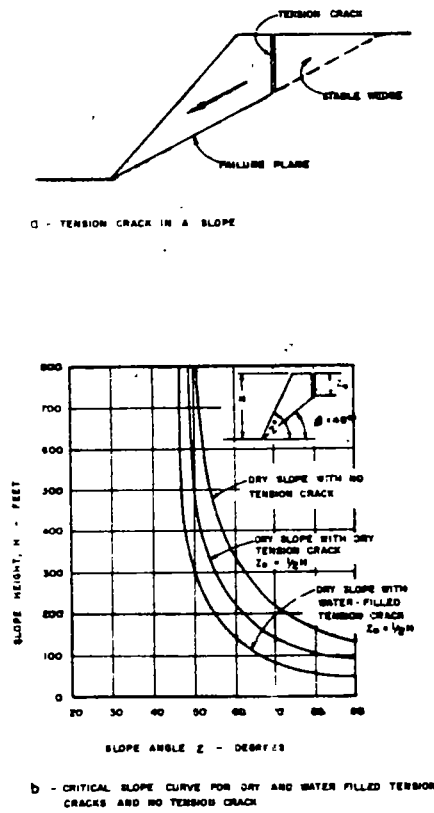
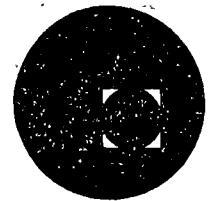


Fig. 4 — Influence of tension cracks on slope stability.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

CLASIFICACION DE LAS ROCAS EN LA INGENIERIA

DR. CARLOS GARCIA HERRERA

AGOSTO, 1978

LISTA DE ILUSTRACIONES

	PAGINA
Tabla No. 1.- Clasificación General de las Rocas Igneas	2
Tabla No. 2.- Clasificación General de las Rocas Sedimentarias . .	2 - 3
Tabla No. 3.- Clasificación General de las Rocas Metamórficas . .	3
Fig. No. 1.- Rocas en lámina delgada	4 - 5
Tabla No. 4.- Porosidad y Densidad de las Rocas.	7
Tabla No. 5.- Resistencia en Compresión Uniaxial y Tensión	8

C O N T E N I D O

	PAGINA
INGENIERIA PETROGRAFICA	1
I.- COMPOSICION	1
II.- TEXTURA	4
III.- FABRICA	6
IV.- EL PESO VOLUMETRICO DE LA ROCA	6
V.- POROSIDAD	7
VI.- RESISTENCIA EN TENSION	8
VII.- RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL	9
VIII.- ELASTICIDAD	9
IX.- SOLUBILIDAD	9
X.- CORROSION	9
XI.- RESISTENCIA A LA EROSION	10
XII.- RESISTENCIA AL INTEMPERISMO	10
XIII.- OTRAS PROPIEDADES	10
CONCLUSIONES	11

R E S U M E N

En este artículo se analiza el concepto de Petrografía de la Ingeniería - Ingeniería Petrográfica. Evidentemente que los requisitos ingenieriles que se establecen para que las rocas puedan ser utilizadas como material de construcción están relacionadas con sus propiedades mecánicas y químicas. La Petrografía de Ingeniería es la rama de la Petrología la que haciendo uso de los métodos petrográficos estudia estas características y demuestra la íntima relación que existe entre la textura y composición mineralógica de las rocas con sus propiedades ingenieriles.

PETROGRAFIA DE LA INGENIERIA

Esta rama de la petrografía es conocida en otras partes del mundo como INGENIERIA PETROGRAFICA, lo cual lleva a tener una falsa idea de lo que realmente es la especialidad. Esta ciencia es de carácter interdisciplinario pues utiliza los principios y métodos de la petrografía en la solución de problemas específicos de ingeniería civil.

Las propiedades básicas ingenieriles de las rocas, son su composición, textura, fábrica, propiedades físicas, índice de alteración, solubilidad, corrosión, resistencia a la erosión y al intemperismo, etc. La composición, textura y fábrica corresponden al campo de la petrografía, por lo que se analizará como se relacionan estos parámetros con las otras propiedades.

Krynine y Judd resumen la importancia de las propiedades ingenieriles de las rocas señalando que "Los efectos posibles de las cargas en las rocas dependen de las propiedades físicas de estos materiales y debían ser conocidas por el proyectista de la estructura".

Las propiedades físicas más importantes de las rocas desde el punto de vista de la construcción son:

Peso volumétrico seco, porosidad, absorción, alterabilidad, solubilidad, permeabilidad, resistencia en compresión uniaxial, resistencia en tensión y su módulo de elasticidad, analicemos brevemente estos parámetros.

I.- COMPOSICION

Por definición roca es un agregado de minerales, las diferen-

tes proporciones en que intervienen estos en la roca, así como su textura y origen permiten clasificar a las rocas de la corteza terrestre en tres grandes grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Las rocas ígneas se forman por el enfriamiento del magma, ya sea en la superficie, rocas volcánicas ó en el interior de la corteza terrestre, rocas plutónicas.

TABLA No. 1. CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS IGNEAS.

COMPOSICION MINERAL T E X T U R A	CUARZO FELDESPATO POTASIO	FELDESPATO POTASIO	PLAGIOCLASA SODICA	PLAGIOCLASA CALCICA	PIROXENAS OLIVINO
Volcánica (afanítica)	Riolita	Traquita	Andesita	Basalto	- - -
Plutónica (fanerítica)	Granito	Sienita	Diorita	Gabro	Peridotita.
Contenido de SiO ₂ %	ácida 66	intermedia 66-52		básica 52	

Con escasas excepciones, la mayoría de las rocas ígneas básicas tienden a deteriorarse física y químicamente más rápidamente que las de tipo ácido.

Las rocas sedimentarias se forman a partir del depósito de sedimentos generalmente en ambientes marinos.

Las rocas sedimentarias tienden a ser más débiles que las ígneas, debido a la hidratación de los feldespatos a caolinita y la -

CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS



CLASTICAS (DETRITICAS)		
TEXTURA	Tamaño del grano en mm	FAMILIA
SEFITICA	y 2	CONGLOMERADO
		BRECCIA
		CALCIRUDITA
SAMITICA	2 - 1/16	ARENISCAS:
		ORTOQUARCITA
		ARCOSA
		GRAUVACA
		CALCARENITA
PELITICA	1/16 - 1/256	LIMOLITA
		LUTITA
		LODOLITA
	< 1/256	CALCILUTITAS

NO CLASTICAS (ORGANICAS Y QUIMICAS)		
TEXTURA	COMPOSICION	FAMILIA
V A R I A C I O N	CALCAREA	CALIZAS (Calizas de foraminíferos, Creta, etc.)
		DOLOMIAS
	SALES	EVAPORITAS
	SILICEA	PEDERNAL TRIPOLI
	CARBONOSA	CARBON
	FERRUGINOSA	GLAUCONITA SIDERITA

formación de minerales "orgánicos" tales como la calcita y la dolomita. De acuerdo a su modo de formación las rocas sedimentarias se dividen en: clásticas, orgánicas y químicas. (vease la tabla No. 2).

Los sedimentos clásticos arenosos y rudáceos compactados y bien cementados resisten el intemperismo en varios grados. Mineralógicamente estas rocas son muy simples. Los clásticos de grano fino (lutitas y arcillas) compuestos por minerales arcillosos, ofrecen poca resistencia a los procesos de desintegración (mecánica) y descomposición (química). Para establecer la composición de la roca y su alteración se requiere del uso de láminas delgadas y de la identificación por rayos "X" de los minerales que pueden tener una influencia directa en la estabilidad de la roca.

Las rocas metamórficas se forman a partir de rocas preexistentes por los efectos de temperatura, presión y flúidos químicamente-activos. De acuerdo con su estructura se clasifican en masivas y foliadas. (vease tabla No. 3).

TABLA No. 3, CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS METAMORFICAS

ESTRUCTURA		R O C A	METAMORFISMO	ROCA ORIGINAL
Foliada	Fina	pizarra	regional	lutitas, tobas, etc.
		filita		
	Media	esquistos		lutitas, tobas, areniscas, etc.
	Gruesa	Gneiss		granitos, esquistos
No foliada		Hornfels	contacto	lutitas, areniscas, andesitas
		Cuarcita		ortocuarcitas
		Mármol		calizas y dolomías

Las rocas metamórficas muestran un considerable rango de variación en su estabilidad, algunas se desintegran rápidamente, mientras otros son extremadamente resistentes a los procesos de intemperismo y erosión.

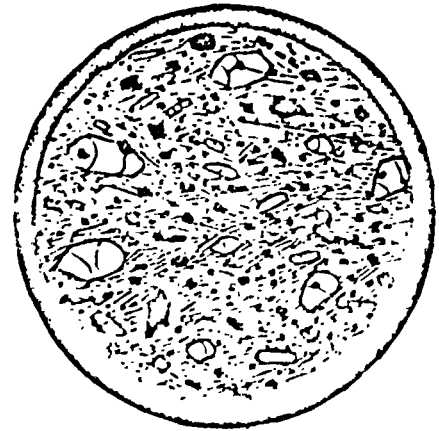
II.- TEXTURA

La textura se define como el tamaño, forma y arreglo de los componentes de una roca, es de gran interés en el análisis de las rocas, afecta su porosidad, permeabilidad, fracturamiento, saturación y movimiento del agua subterránea, alteración física, química y durabilidad, los estudios de láminas delgadas se necesitan para determinar detalladamente las variaciones texturales y sus relaciones. En la roca los minerales están unidos por una matriz o por un cementante químico, por lo que la resistencia de la roca dependerá en primer lugar de la resistencia de la matriz y del área de contacto entre los granos. El comportamiento de la roca estará afectado por las imperfecciones en la textura, tales como vacíos (poros), fisuras, inclusiones, límites de granos y partículas débiles. En la figura No. 1, se ilustran la textura de cuatro rocas comunes.



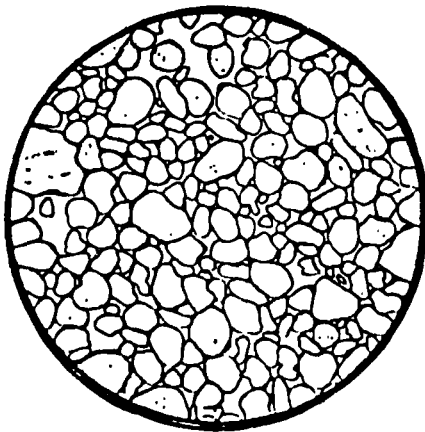
GRANITO DE BIOTITA

Diám. 3 mm



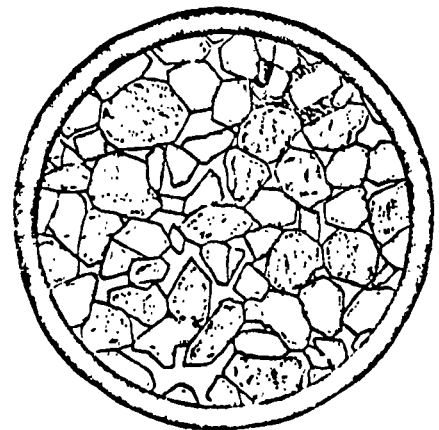
BASALTO DE BIOTITA-

Diám. 3 mm



A R E N I S C A

Diám. 2.5 mm



A R E N I S C A

Diám. 2 mm

FIG. 1 ROCAS EN LAMINA DELGADA

El basalto es una roca de gran resistencia mecánica, por lo que se considera competente, su textura es de grano fino, microcristalina y consiste de pequeños cristales de augita y plagioclasa cálcica entrelazados fuertemente.

Una característica del basalto y de otras rocas volcánicas, es que su resistencia se reduce por la presencia de **poros** (vesículas), formados por los gases que escapan durante su enfriamiento.

El granito también es fuerte, pero su textura gruesa y en particular la presencia de grandes cristales de ortoclasa-fenocristales-tienden al hacerlo sustancialmente más débil que las rocas ígneas de grano fino y es más comparable en sus propiedades físicas con las areniscas duras y no porosas, que con las rocas volcánicas.

La ortocuarcita es una roca sedimentaria típica compuesta por granos de cuarzo cementados por calcita, sílice o hematita. La resistencia depende principalmente de la resistencia del cementante y el tipo y cantidad de poros, una ortocuarcita puede ser más resistente que un granito. Una arenisca de grano grueso, poco cementada con una alta proporción de poros, será extremadamente débil. El tamaño del grano afecta la porosidad.

La lutita es una arcilla comprimida, está compuesta por partículas de grano fino de minerales arcillosos, cuarzo, feldespato y mica.

Una lutita cementada puede tener un comportamiento mecánico parecido al del concreto o de una arenisca débil. Difieren las lutitas de las arcillas en que la compactación proporciona a la arcilla una cierta cohesión molecular, la cual no se pierde totalmente bajo condiciones de humedad. Cuando una arcilla es mojada pierde toda -

su resistencia. La falla depende solamente de la densidad y de la carga, efectos similares pueden ocurrir en las lutitas en donde por esfuerzos mecánicos fallan por la estructura laminar y la presencia de minerales expansivos. La debilidad de las lutitas se deben principalmente a la relativa carencia de compactación por lo que tienen alta porosidad, si las lutitas quedan sujetas a altas presiones, la porosidad se reducirá y en consecuencia su resistencia aumenta.

III.- FABRICA

Algunas rocas exhiben orientación preferencial de sus componentes, otras carecen de tal orientación, las rocas foliadas como la pizarra, filita, esquisto y gneiss, muestran fuerte tendencia al alineamiento lo cual contribuye a la falla de la roca en cortes tanto naturales como artificiales, o como un agregado para el concreto. La fábrica de la roca debería determinarse en todos los trabajos de excavación, así como sus relaciones con los pliegues, fallas y juntas.

IV.- EL PESO VOLUMETRICO DE LA ROCA

Es expresado en toneladas por m^3 , y depende de su densidad, porosidad, permeabilidad, alteración y cantidad de agua contenida. El peso volumétrico seco varia de 2000 a 3000 kg/m^3 . Las rocas ígneas y metamórficas, no alteradas tienen mayor peso, baja porosidad y permeabilidad que las rocas clásticas de grano grueso. El factor peso de la roca es extremadamente importante en la construc-

ción de cortinas de materiales granulares y de concreto, terraplenes y en la estimación de los costos de transporte.

V.- POROSIDAD Y PERMEABILIDAD

Estos parámetros son muy importantes, particularmente relacionados con problemas de hidrología, peso volumétrico y propiedades mecánicas la cantidad de porosidad depende del tipo de textura de la roca, la cual depende del modo de formación de la roca. (vease tabla 4).

TABLA No. 4. POROSIDAD Y DENSIDAD DE LAS ROCAS

R O C A	DENSIDAD ρ grcm ³	POROSIDAD n(%)
Granito	2.6 - 2.7	0.5 - 1.5
Riolita	2.4 - 2.6	4 - 6
Basalto	2.8 - 2.9	0.1 - 1.0
Gabro	3.0 - 3.1	0.1 - 0.2
Andesita	2.2 - 2.3	10 - 15
Arenisca	2.0 - 2.6	5 - 25
Lutita	2.0 - 2.4	10 - 30
Caliza	1.2 - 2.8	5 - 20
Dolomía	2.5 - 2.6	0 - 55
Gneiss	2.9 - 3.0	0.5 - 1.5
Mármol	2.6 - 2.7	0.5 - 2
Metacuarcita	2.65	0.1 - 0.5
Pizarra	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5

$$\text{Porosidad } n = \frac{(ws - wo)}{V} \cdot \rho_w$$

$$\text{Densidad } \rho = \frac{wo}{V}$$

en donde wo , V , son peso y volumen de la roca seca y ws es el peso saturado (agua) de la roca.

La permeabilidad es muy importante, controla el movimiento y - distribución de fluidos y gases en los macizos rocosos. La composición, la textura, la fábrica, la estratigrafía, la mineralización autigénica por aguas subterráneas, la compactación y la recristalización tienen gran influencia en los valores de la porosidad y la permeabilidad.

VI.- RESISTENCIA EN TENSION.

Los valores de resistencia en tensión de las rocas varía de 20 a 300 kg/cm², son considerablemente menores que los valores de la resistencia en compresión uniaxial, vease tabla No. 5. Los ingenieros de construcción raramente están relacionados con éste parametro.

TABLA No. 5. RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL Y TENSION.

R O C A	Rc (Kg/cm ²)	Rt (Kg/cm ²)
Granito	1,000-2,500	70-250
Diorita	1,800-3,000	150-300
Gabro	1,800-3,000	150-300
Basalto	1,500-3,000	100-300
Arenisca	200-1,700	40-250
Lutita	100-1,000	20-100
Caliza	300-2,500	50-250
Dolomía	800-2,500	150-250
Carbón	50-500	20-50
Metacuarcita	1,500-3,000	100-300
Gneiss	500-2,000	50-200
Mármol	1,000-2,500	70-200
Pizarra	1,000-2,000	70-200

VII.- RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL.

Este parámetro tiende a reducir el volumen de las rocas muy porosas y fracturadas. Los valores de compresión varían de 50 a 3,000 kg/cm², dependiendo de la composición, textura, fractura, tipo y cantidad de cementante, fábrica, alteración, porosidad y permeabilidad y contenido de agua.

VIII.- ELASTICIDAD

Esta propiedad es crítica en el diseño y construcción de estructuras pesadas, los valores de la elasticidad y su distribución tienen un significado importante en el diseño y deben ser determinados por especialistas en mecánica de rocas.

IX.- SOLUBILIDAD

Las rocas solubles (nitratos, sulfatos, cloruros, carbonatos, etc.), presentan muchos problemas a los ingenieros de construcción y pueden incrementar grandemente los costos de proyectos por cavidades, canales, etc.

X.- CORROSION

Las aguas superficiales y del subsuelo reaccionan químicamente con los constituyentes de las rocas, reduciendo su estabilidad. -- Los fluidos altamente alcalinos y ácidos, descomponen las rocas en diferentes grados y velocidades. Las rocas ígneas contienen altos porcentajes de feldespatos cálcicos y minerales ferromagnesianos son

muy susceptibles a la descomposición lo que modifica la composición, textura, porosidad, permeabilidad, resistencia en tensión, compresión y su utilización como agregado.

XI.- RESISTENCIA A LA EROSION.

Ciertas rocas se erosionan fácilmente otras son resistentes a los procesos erosionales dependiendo esto de su composición, textura, fábrica, grado y tipo de cementación y compactación, ángulo de talud, régimen hidrológico y condiciones climáticas. La resistencia de la roca a la erosión es de especial interés en la evaluación del vaso, azolve, mantenimiento de caminos, etc.

XII.- RESISTENCIA DE INTEMPERISMO.

Existe una constante interrelación entre intemperismo, erosión y variaciones climáticas. En general las rocas se intemperizan más rápidamente en regiones tropicales que en regiones articas. La resistencia de la roca al intemperismo debe ser determinada cuidadosamente en todos los programas de construcción debido a su control directo e indirecto de los procedimientos de excavación, estabilidad de taludes, cimentaciones y diseño estructural.

XIII.- OTRAS PROPIEDADES.

En adición a las propiedades de las rocas mencionadas anteriormente el geólogo y el ingeniero estan interesados en propiedades de como responderá la roca a las voladuras, rotura, perforación, fragmentación, etc.

CONCLUSIONES

En el desarrollo del trabajo geológico de ingeniería, el petrografo coopera estrechamente con el geólogo en sus tres etapas a saber: proyecto, construcción y mantenimiento, en la primera fase, -- clasifica el material permitiendo correlacionar las formaciones y -- establecer la estructura geológica y así mismo proporcionar una -- idea de los problemas que presentaran los materiales si son utilizados tanto como material estructural ó agregado, es decir ayuda al -- conocimiento de las propiedades ingenieriles de las rocas en el sitio y de los materiales que se utilizarán en la construcción. El -- geólogo de construcción se asesora de la petrografía para obtener la mayor información posible y válida de escasos afloramientos o pocos núcleos de roca, por ejemplo le puede interesar conocer si la alteración que se observa es producida por intemperismo ó por procesos hidrotermales.

En la etapa de construcción el petrografo coopera con el geólogo de construcción y con el ingeniero civil en la selección del mejor material de construcción, agregados, canteras, etc., así como -- en la solución de problemas que presente la roca como material es-- tructural y estudios petrográficos del concreto y del clínker del -- cemento portland.

En la conservación de obras hidroeléctricas por ejemplo en el problema de los azolves, es valiosa la ayuda de la petrografía, en la determinación de sus componentes del azolve y por lo tanto su -- abrasividad, así como su procedencia (roca madre, distancia, etc.).

La petrografía es una valiosa herramienta en la determinación de las propiedades ingenieriles de las rocas ya sea utilizada independientemente o para dar recomendaciones de ensayos que determinan propiedades específicas de las rocas.

La petrografía de ingeniería y la geología en combinación integran las propiedades de los especímenes individuales sujetos a ensayos de laboratorio con las propiedades de la roca "insitu".

Por ejemplo, el petrografo y el geólogo deben ser consultados para decidir el efecto que tienen las fracturas, las juntas y los planos de debilidad de la roca, en la resistencia del macizo rocoso. La heterogeneidad de los macizos rocoso es el resultado de la variación de muchos factores geológicos en diversas escalas, desde el -- cristalográfico hasta el geológico regional.

En México son varias las dependencias del gobierno e instituciones de investigación que ya cuentan con un cuerpo de ingenieros geólogos especializados en petrografía ingenieril y con un laboratorio de esta especialidad. Cabe mencionar especialmente a la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

La Comisión Federal de Electricidad fué, probablemente, la primera en preocuparse seriamente por desarrollar la petrografía de ingeniería, ya que debió enfrentarse desde la década de los 50, a muy serios problemas de excavación subterráneas, de cimentaciones y construcción de presas.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Cailleux A. "Les Roches" Press Universitaires de France, 1952.
- 2.- Farmer, I.W. "Engineering Properties of Rocks" Spon, 1968.
- 3.- Le Roy, L. W. "Subsurface Geology", Colorado School of Mines, 1977.
- 4.- Quezadas, F. A. "Agregados para Concreto, Geología y Petrología" - - I.M.C.Y.C.
- 5.- Zalesskii, B. V. "Physical and Mechanical Properties of Rocks" Academy of Sciences of the U.S.S.R.S. Monson, 1967.
- 6.- Zubkov, V. "General Petrography" MIR Publishers, Moscöw, 1972.

AGREGADOS PARA CONCRETO

Geología y Petrología

El material del cual se obtienen la mayoría de los agregados para el concreto es la roca natural, pudiendo ser arena, grava o roca triturada.

Por definición una roca es un agregado de minerales y mineral es una sustancia natural con cierta estructura interna característica determinada por una disposición regular de los átomos o de los iones en su seno y cuya composición química y propiedades físicas son fijas o varían entre límites definidos.

De los dos mil minerales reconocidos y descritos, sólo unos veinte son constituyentes abundantes de la corteza terrestre.

Los métodos que se siguen para identificar los minerales son varios y las técnicas más comunes empleadas en el laboratorio son las siguientes:

1) El análisis al microscopio petrográfico. Se analiza una sección delgada del material a estudiar con 30^u de espesor, colocada sobre un portaobjetos y protegida por un cubreobjetos.

2) Rayos X. Por medio de los rayos "X" es posible deducir la estructura interna.

3) Análisis Químico. En general el análisis químico constituye una buena ayuda para reconocer un mineral.

4) Propiedades físicas u organolépticas.

Crucero: Son los planos que se obtienen al partir un mineral.

Fractura: Son las superficies, que se obtienen al romperse un mineral no son planos

Forma: Está regida por la estructura interna, existen seis sistemas de cristalización:

cúbico
tetragonal
Hexagonal
Ortorómbico
Monoclínico
Triclínico

Color: Algunos minerales tienen un color determinado, en otros es zonal y en ocasiones varia de una especie a otra, debido a la presencia de impurezas, cambio en la composición química, o alteraciones estructurales causados por la radiactividad.

Lustre: La naturaleza de la luz reflejada por una superficie del mineral es el lustre.

Dureza: La resistencia que opone un mineral a ser rayado por otro es la dureza, existe la escala de Mohs.

- 1. Talco 3. Calcita 5. Apatita 7. Cuarzo 9. Corindón
- 2. Yeso 4. Fluorita 6. Feldespato 8. Topacio 10. Diamante

El siguiente grupo de minerales que a continuación se describe no está en forma alfabética, sino que por su importancia como minerales formadores de roca.

DESCRIPCION DE MINERALES

Minerales de la sílice

(a) Cuarzo - El cuarzo es un mineral duro H = 7 (raya el vidrio y el acero). Densidad 2.65. No tiene crucero, tiene fractura concoides y es inatacable por los ácidos, salvo por el ácido fluorhídrico HF. El cuarzo puede ser transparente e incoloro (cuarzo hialino o cristal de roca), coloreado en violado (ametista) en amarillo (citrino).

La estructura molecular del cuarzo varía en función de la temperatura de cristalización y de la presión.

cuarzo α	t < 573°C
cuarzo β	de 573° a 870°C
tridimita.....	de 870° a 1470°C (en agujas en rocas volcánicas)
Cristobalita.....	de 1470° a 1685°C (rara en la naturaleza pero frecuente en los ladrillos).

(b) La calcedonia - La calcedonia presenta estructura fibrosa y puede aparecer en glóbulos o esferulitas. Las formas zonales en capas planas se denominan ónix y en capas concentricas ágatas. La calcedonia unos la consideran como un mineral distinto al cuarzo y otros como una variedad del cuarzo.

Está compuesta por una mezcla submicroscópica de cuarzo fibrosa con una pequeña pero variable cantidad de ópalo. Frecuentemente se presenta como constituyente principal del pedernal y es reactiva con los álcalis del cemento portland.

- (d) Opalo - El ópalo es sílice hidratada la cual tiene un contenido variable de agua de 2 a 10 por ciento. La densidad y dureza son siempre menores aquellas del cuarzo. El color es variable y su lustre es de resinoso y vitreo. Es frecuente sobre todo en las rocas sedimentarias y es el principal constituyente de la diatomita y también se encuentra rellenando fisuras y cavidades en las rocas ígneas. Es de particular importancia como con un constituyente de los áridos por su reactividad con los álcalis del cemento portland.

Feldespatos

El grupo de los feldespatos es muy importante por su abundancia en las rocas ígneas, en cambio en las sedimentarias desempeña un papel subordinado al cuarzo. Los feldespatos tienen buen crucero en dos direcciones, por lo que las partículas de feldespato muestran superficies pulidas. Los miembros del grupo son diferenciados por sus propiedades cristalográficas y composición química. Los feldespatos alcalinos o potásicos son: ortoclasa, sanidino, adularia, microclina y anortoclasa, son tectosilicatos de aluminio y potasio. Las plagioclasas o feldespatos calcosódicos son tectosilicatos de aluminio y sodio, aluminio y calcio o aluminio, sodio y calcio la composición química de los plagioclasas se halla comprendida entre la de la albita ($6 \text{ Si } \text{O}_2 \cdot \text{A } \text{L}_2 \text{O}_3 \cdot \text{Na}_2 \text{O}$) y la anortita ($2 \text{ Si } \text{O}_2 \cdot \text{Al}_2 \text{O}_3 \cdot \text{CaO}$) con los miembros intermedios oligoclasa, andesina, labradorita y bitounita. La ortoclasa tiene una dureza de 6 y densidad de 2.56. Las plagioclasas su dureza es 6 y la densidad varía de 2.62 a 2.76.

Los feldespatos alcalinos se presentan en rocas riolíticas y graníticas, mientras que las plagioclasas con alto contenido de calcio se encuentran en rocas tales como las dioritas, gabro, andesita y basalto.

Micas

Los minerales micáceos o micas son aluminosilicatos hidratados de K, Na y a veces Li y para la mica negra Mg, Fe . Son filosilicatos a menudo se presentan en láminas hexagonales que se separan fácilmente en laminillas elásticas más finas. Dureza: alrededor de 2.5. Densidad 2.7 a 3.1. La mica blanca recibe el nombre de muscovita y la mica negra el de biotita.

Minerales Ferromagnesianos

Los minerales ferromagnesianos o máficos son silicatos de hierro o magnesio o ambos e incluyen los grupos de las anfíbulas, las piroxenas, que son inosilicatos y el grupo de los olivinos que son nesosilicatos. Las anfíbulas tienen una densidad alrededor de 3; dureza de 5 a 6, el más frecuente es la hornblenda, verde muy oscura casi negra. Se presenta generalmente bajo la forma de cristales alargados de sección exagonal. Las piroxenas tienen la misma composición cualitativa que las anfíbulas pero la cal es en ellas relativamente más abundante. Su densidad es 3.3, dureza: 5 a 6. Uno de los más frecuentes, la augita se presenta en forma de cristales muy cortos (granos) de sección octogonal.

La biotita puede considerarse un mineral ferromagnesiano.

El olivino tiene una dureza de 5.6, una densidad de 3.3. Coloración verde oliva o amarillenta, el olivino es sintomático de las rocas ígneas de bajo contenido de sílice.

Minerales Arcillosos

Cuando los silicatos de las rocas cristalinas primarias se descomponen por intemperismo, dan entre otras cosas un grupo de minerales conocidos como los "minerales arcillosos", son filosilicatos hidratados de alumina con algunos reemplazamientos de hierro y magnesio, son de grano fino. Se encuentran en arcillas residuales y algunos son transportados y depositados como sedimentos. Constituyen una parte muy importante de las arcillas y de las lutitas.

Por lo fino de su grano, los minerales arcillosos son difíciles de identificar al estudio microscópico. El análisis químico y térmico diferencial y los

diagramas de difracción a los rayos X permiten distinguir los siguientes grupos:

Caolinita, Montmorillonita, illita, halloysita y alofana.

Carbonatos

Los carbonatos más abundantes son la calcita y la dolomita.

La calcita o carbonato de calcio CO_3Ca , tiene crucero romboedral, incolora cuando pura, a menudo es amarillenta. Fácilmente hace efervescencia en frío con los ácidos diluidos y aún con el vinagre. Densidad 2.6, dureza: 3 (rayable con la navaja) muy poco soluble en agua pura, pero ligeramente soluble en presencia de CO_2 .

La dolomita: carbonato doble de calcio y magnesio de fórmula $(\text{CO}_3)_2 \text{CaMg}$, es romboedral, densidad 2.9, dureza 3.5 incolora o amarillenta cuando es pura. No es atacada por el HCl diluido en frío, la dolomita es soluble con efervescencia sólo si el ácido o la muestra es calentada o si la muestra es pulverizada.

Sulfuros

Muchos sulfuros son importantes menas de metales pero sólo la PIRITA y la MARCASITA ambos sulfuros de hierro, son frecuentemente encontrados en los áridos. La pirita se encuentra en rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas; la marcasita es mucho menos común y se encuentra fundamentalmente en rocas sedimentarias. La pirita se presenta en cristales cúbicos de color amarillo metálico, la marcasita es de color más claro. La marcasita es muy inestable y sujeta a oxidación, va acompañada por hinchazón y eflorescencias, al oxidarse libera ácido sulfúrico y se forman óxidos de hierro e hidróxidos y en ocasiones en menor proporción sulfatos. La pirita es más estable. Ambos minerales se les conoce como "oro de los tontos".

Oxidos de Hierro

Los óxidos de hierro importantes son:

1) Limonita 2) Goetita 3) Hematita y Magnetita

La limonita es un material amorfo, mal definido producto del endurecimiento de masas de gel de óxido férrico.

La goethita es una sustancia cristalina, con hábito fibroso radial.

La magnetita es un mineral accesorio importante en muchas rocas ígneas oscuras. La hematita varía en carácter y puede ser de hábito especular, columnar compacto u ocráceo.

Zeolitas

Las zeolitas forman una familia de silicatos hidratados bien definidos, son suaves, generalmente blancos o de colores claros, formados como rellenos secundarios en cavidades o fisuras de las rocas. Algunas zeolitas, particularmente LAUMONTITA, NATROLITA y HEULANDITA, se dice que producen efectos deletéreos en el concreto, las últimas dos han sido reportadas como reactivas con los álcalis del cemento.

TIPOS DE ROCAS

Las rocas pueden dividirse de acuerdo con su origen en tres grandes grupos:

- 1. Rocas Igneas
- 2. Rocas Sedimentarias
- 3. Rocas Metamórficas

- 1. Rocas Igneas.- Las rocas eruptivas se forman por la solidificación del magma, si esta se realiza en el seno de la corteza forma las rocas intrusivas o plutónicas y si la solidificación es sobre la superficie de la corteza forma las rocas volcánicas o efusivas.
- 2. Rocas Sedimentarias.- Este grupo incluye tanto a las rocas detríticas como a las químicas y organogénicas, las primeras son formadas por la acumulación de productos detríticos como la grava, arena y arcilla derivados del intemperismo y erosión de rocas pre-existentes. El segundo grupo de rocas sedi-

mentarias incluye rocas como las calizas y el yeso que se han formado por la cristalización de sustancias disueltas en el agua o depósitos, de sustancias orgánicas.

- 3. Rocas Metamórficas.- Estas rocas se forman a gran profundidad, bajo la influencia de elevada presión, temperatura y fluidos químicamente activos.

En el campo de las rocas se clasifican megascópicamente ya sea en el afloramiento o en ejemplar de mano, en el laboratorio se hacen clasificaciones más elaboradas con láminas delgadas que se examinan con el microscopio petrográfico.

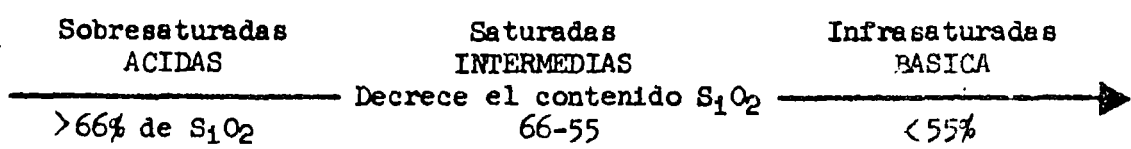
ROCAS IGNEAS

Las rocas ígneas se pueden clasificar por su textura y composición mineralógica. Por textura se entiende el tamaño, forma y modo de agruparse de los minerales. Existen fundamentalmente tres tipos de textura de acuerdo con la granulometría de los constituyentes.

- 1. Fanerítica. Los minerales se observan a simple vista.
- 2. Afanítica. "No visible" en griego, no se observan a simple vista.
- 3. Porfídica. Está compuesta por granos grandes (fenocristales) en una matriz o pasta de grano más fino.

POR A. G. Quezadas.

TEXTURA	I. CUARZO + FELDESPATOS			II FELDESPATOS				III MAFICOS
	FK>PS	FK<PS	PS	FK>PS	FK<PS	PS	PC	
Firoclástica (Fragmental)	'Aglomerado (Bombas)			Se clasifican con res-				'No se co- 'nocen ro- 'cas cuya 'composi- 'ción co- 'rresponda 'a este lu- 'gar de la 'tabla.
	'Breccia volcánica (Frag > 4 mm)			pecto al contenido de				
	'Toba			fragmentos líticos,				
	'Ceniza			cristales y vidrio.				
	'Obsidiana (lustre vítreo)							'Taqui-
Vítrea	'Piedra pómez (porosa)							'lita.
(Puede ser	'Perlita (lustre prelado)							'Escoria
Porfídica)	'Retinita (lustre brea)							'(Est.
								'celular)
Afanítica	'Riolita	'Latita	'Dacita	'Traqui-	'Latita	'Andesi-	'Basalto	
(A menudo		*'de Cuar'		*'ta	*	*'ta	*	+
Porfídica)		'zo *						
							'Diaba-	+'Peridotita
							'sa o Do-	'Piroxenita
Fanerítica	'Granito	'Grano-	'Tonali-	'Sienita	'Monzoni	'Diorita	'lerita	'Hornblendi
		'diorita	'ta		'ta		'(grano	'ta
							'fino).	'Dunita
							'Gabro	



- * Las rocas ígneas volcánicas de colores claros son colectivamente conocidas con el nombre de Felsita.
- + El término "trap" es un nombre colectivo para las rocas ígneas de grano fino o medio de color oscuro tal como el basalto y la diabasa.

ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias se clasifican de acuerdo con su composición, textura y origen. Los principales grupos de rocas sedimentarias son:

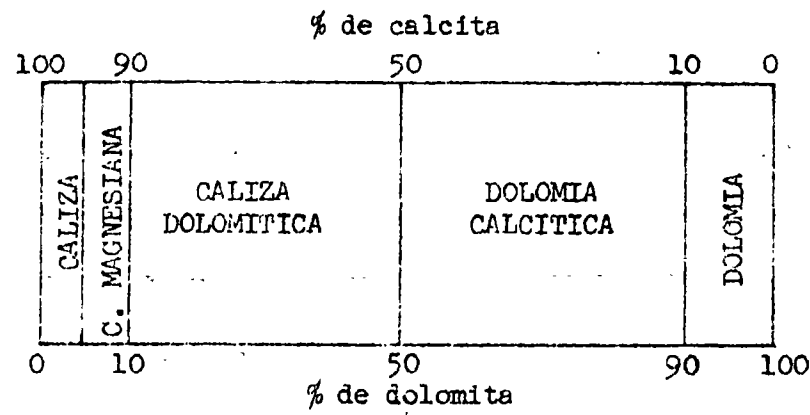
ROCAS CARBONATICAS

Calizas. Las calizas están compuestas fundamentalmente por el mineral calcita CaCO₃, pueden ser de origen químico u orgánico, rara vez son puras, pues contienen una apreciable cantidad de arcilla, arena, materia carbonosa u óxido de hierro.

Las variedades de calizas orgánicas son:

- 1. caliza coralina 2. caliza de algas 3. caliza de foraminiferos
- 4. Lumaquelas 5. La creta

Dolomías. Se componen principalmente del mineral dolomita, se asemejan a las calizas y pasan gradualmente a ellas al variar la cantidad de calcita contenida en la roca.



Clasificación de la mezcla dolomita - calcita

CONGLOMERADOS Y ARENICAS

Los conglomerados son gravas cementadas, las gravas son depósitos no consolidados formados principalmente por cantos rodados, que pueden ser de cualquier clase de rocas o minerales y de un tamaño mayor a 2 mm de diámetro. Casi todos los conglomerados especialmente los de origen fluvial encierran gran cantidad de arena y arcilla que rellenan el espacio entre canto y canto.

Las areniscas son rocas detríticas con un tamaño del diámetro de los constituyentes comprendido entre 1/16 de mm a 2 mm. De acuerdo con su composición mineralógica se clasifican en tres familias:

- 1) Ortocuarzitas 2) Arcosas 3) Grauvacas

Las ortocuarzitas están compuestas esencialmente por cuarzo, más del 90% y generalmente cementadas por sílice.

La Arcosa es una arenisca en la que predomina el feldespatos y contiene cuarzo, es derivada de granitos.

La grauvaca es una arenisca de colores oscuros debido a la presencia de arcilla y fragmentos de basalto, esquistos y pizarras.

Las arenas son la materia prima de las areniscas y tienen diferentes ambientes de formación desde las depositadas por corrientes de agua hasta las depositadas por el viento.

Lutitas

Están formadas por barro endurecido (arcilla 0.004 mm y limo diámetro entre 0.004 a 0.06 mm). Con frecuencia contienen las lutitas pequeñas cantidades de materia orgánica. Los minerales esenciales son los llamados minerales "arcillosos", aunque pueden contener cuarzo, mica y otros minerales. Se hieden fácilmente según planos muy próximos entre sí, paralelos o casi paralelos a los de estratificación. Algunas rocas semejantes a las lutitas por su composición y granulometría, muestran escasa hojiosidad y se rompen en bloques angulosos pequeños; se denominan lodolitas o piedras de barro.

Rocas silíceas de grano fino

La sílice puede ser separada del agua que contiene en disolución por evaporación o por la acción de las plantas y animales. Las especies más importantes son:

Tierra de diatomeas (trípoli). Depósito silíceo formado principalmente por frústulas de diatomeas depositadas en el fondo de las aguas dulces o saladas.

Pedernal. El pedernal está caracterizado por su dureza, pues raya al vidrio y no es rayado por una navaja, las variedades densas tienen fractura concoidea, y astillosa las porosas.

Las variedades densas son generalmente de color gris a negro, blanco a café, tienen lustre céreo o graso. Las variedades porosas son generalmente de colores claros.

El "jaspe" es un pedernal de color rojo y en algunos casos amarillo-café.

El pedernal está formado por sílice en forma de calcedonia, ópalo y cuarzo microcristalino.

El pedernal forma capas y nódulos en las calizas.

ROCAS METAMORFICAS

De acuerdo con su estructura las rocas metamórficas se dividen en dos grandes grupos, las foliadas y las no foliadas perteneciendo al primer grupo los neises, esquistos y pizarras y al segundo grupo los mármoles y las cornubianitas.

NEISES.- Son rocas de estructura neisica, de grano grueso y con capas o lentes bien definidos de diferentes minerales, su composición mineralógica es variable, pero tienen abundante feldespato, otros minerales comunes son el cuarzo, anfibolas, granates y micas.

Los neises se han derivado de rocas muy variadas, granitos, granodioritas, lutitas, riolitas, pizarras, esquistos, etc.

ESQUISTOS.- Son rocas esquistosas que de acuerdo con su mineralogía tendremos variedades tales como esquistos clorítico, micáceo, compuestos fundamentalmente por clorita, moscovita, cuarzo y biotita. Se forman por el metamorfismo de lutitas, tobas, areniscas, riolitas.

PIZARRAS.- Son rocas de grano muy fino y hojiosidad excepcional, bien marcada, debido a su excelente foliación se parten en láminas muy finas.

La mayoría de las pizarras se forman por metamorfismo de lutitas, tobas y otras rocas de grano fino.

MARMOL.- Son rocas cristalinas de grano fino a grueso formadas fundamentalmente por calcita o dolomita o por ambos minerales.

Los mármoles se forman por el metamorfismo de calizas y dolomías.

SERPENTINA.- Son rocas con textura reticular como mallas, de color amarillo verdoso, bastante compactas y suaves; resultan de la transformación del olivino y piroxenas de las peridotitas.

REACCION ENTRE LOS ALCALIS DEL CEMENTO Y LOS AGREGADOS

Ciertos minerales y rocas reaccionan con los álcalis (óxidos de sodio y potasio) del cemento, produciendo una expansión interna en el concreto la cual lleva a la formación de una red de fracturas y pérdida de resistencia en el concreto.

Los minerales reactivos son: Opalo, calcedonia, tridimita, cristobalita y ciertas zeolitas. Las rocas deletéreas son las riolitas vítreas o criptocristalinas, dacitas y andesitas. (Incluyendo las tobas compuestas por estos materiales) y pedernal calcedónico u opalino.

Cualquier agregado que contenga una proporción significativa de cualquiera de estos materiales puede considerarse como un agregado potencialmente reactivo.

El U.S.B.R. ha descubierto que los agregados que contengan más del 0.25% en peso de ópalo, más del 5% de calcedonia por peso o más del 3% de rocas volcánicas vítreas o criptocristalinas ácidas son deletéreos. Un análisis petrográfico previo del agregado revela la presencia de materiales reactivos.

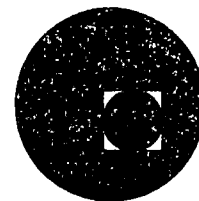
Una evidencia sintomática de la reacción álcali-agregado es una red o mapa de grietas, en casos extremos las fracturas tienen una abertura de más de $\frac{1}{2}$ pulgada y una profundidad de 18 pulgadas, resultando de una expansión anormal del concreto especialmente interna.

Las fracturas y huecos están llenos de un depósito gelatinoso, que no debe confundirse con la exudación.

Se ha encontrado que el uso de cemento con bajo contenido de álcalis (0.6 por ciento o menos de álcalis) es efectivo en el control o previenen esta actividad. El empleo de puzolanas puede evitar o reducir la reacción de los álcalis.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

RECOPIACION DE DATOS GEOLOGICOS PARA
GEOLOGIA APLICADA

DR. CARLOS GARCIA HERRERA

AGOSTO, 1978

Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support

By

N. Barton, R. Lien, and J. Lunde

With 8 Figures

(Received August 31, 1974)

Summary — Zusammenfassung — Résumé

Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. An analysis of some 200 tunnel case records has revealed a useful correlation between the amount and type of permanent support and the rock mass quality Q , with respect to tunnel stability. The numerical value of Q ranges from 0.001 (for exceptionally poor quality squeezing-ground) up to 1000 (for exceptionally good quality rock which is practically unjointed). The rock mass quality Q is a function of six parameters, each of which has a rating of importance, which can be estimated from surface mapping and can be updated during subsequent excavation. The six parameters are as follows; the RQD index, the number of joint sets, the roughness of the weakest joints, the degree of alteration or filling along the weakest joints, and two further parameters which account for the rock load and water inflow. In combination these parameters represent the rock block-size, the inter-block shear strength, and the active stress. The proposed classification is illustrated by means of field examples and selected case records.

Detailed analysis of the rock mass quality and corresponding support practice has shown that suitable permanent support can be estimated for the whole spectrum of rock qualities. This estimate is based on the rock mass quality Q , the support pressure, and the dimensions and purpose of the excavation. The support pressure appears to be a function of Q , the joint roughness, and the number of joint sets. The latter two determine the dilatancy and the degree of freedom of the rock mass.

Detailed recommendations for support measures include various combinations of shotcrete, bolting, and cast concrete arches together with the appropriate bolt spacings and lengths, and the requisite thickness of shotcrete or concrete. The boundary between self supporting tunnels and those requiring some form of permanent support can be determined from the rock mass quality Q .

Key words: Classification, rock mass, joints, shear strength, tunnels, support pressure, shotcrete, bolts.

Technische Klassifikation von Gebirgsqualität zwecks Projektierens von Hohlraumsicherungen im Fels. Eine Untersuchung von Daten aus etwa 200 fertiggestellten Tunnelbauten ergab einen nutzbaren Zusammenhang zwischen Umfang und Typ des permanenten Verbaues und der Gebirgsqualität Q . Die numerische Leitziffer erfaßt Werte von 0,001 (äußerst schlechter, langsam rutschender oder quellender Boden) bis auf 1000 für hochwertigen, fast bruchfreien Fels. Die Gebirgsqualität Q ist eine Funktion von sechs Parametern, die aus Oberflächenbeobachtungen und nach skalierten Gewichten bestimmte Leitziffern erteilt werden. Die Werte können während des Bauvortriebes justiert werden. Die sechs Parameter sind: RQD -Leitziffer, Anzahl der Kluftsysteme, Rauigkeit (für schwächste oder ungünstigste Spaltebene), Umwandlungsgrad (Charakter der Risse oder Füllung längs der schwächsten Spalten) und des weiteren zwei Parameter, die Spannungsniveau und Wasserzufluß berücksichtigen. Wenn man diese Parameter koordiniert, vertreten sie den Einfluß der Körnung, der Scherfestigkeit an den Anschlußflächen zwischen den Felsblöcken und den einwirkenden Spannungen. Die vorgeschlagene Klassifikation wird mittels Beispielen im Felde und einer Auswahl der Berichte aus fertiggestellten Anlagen erläutert.

Detaillierte Analysen der Gebirgsqualität und der entsprechenden Sicherungsmaßnahmen haben erwiesen, daß es möglich ist, einen angemessenen Ausbau fürs ganze Spektrum der Gebirgsqualität zu veranschlagen. Die Bemessung ist auf die Qualität Q des Gebirges, den Ausbaudruck und die Dimensionen und den Zweck des Hohlraumes ausgerichtet. Der Ausbaudruck ist scheinbar eine Funktion von Q und von der Rauigkeit und Anzahl der Spaltsysteme. Die beiden letzteren entscheiden die Dilatanz der Felsmasse und den Freiheitsgrad der Felsblöcke.

Detaillierte Anleitungen für Sicherungsmaßnahmen umfassen verschiedene Kombinationen von Nägeln, Ankern, Spritzbeton und Ortsbetongewölben sowie auch Angaben über Ankerabstände und erforderliche Stärke des Spritz- oder Gußbetons. Die Grenze zwischen selbsttragenden Tunnels und denjenigen, die irgend eine Art permanenten Verbaues benötigen, kann aus der Gebirgsqualität Q ermittelt werden.

Classification technique des roches en vue de l'étude des soutènements à prévoir dans les cavités creusées dans la roche. Une analyse de données provenant de quelque 200 cavités creusées a permis d'établir une relation utile entre, d'une part, l'envergure et le type de soutènements permanents et, d'autre part, la qualité Q des masses rocheuses, en ce qui concerne la stabilité. La valeur numérique de Q s'étend de 0,001 (roche particulièrement mauvaise, fluante ou gonflant) jusqu'à 1000 pour une roche d'excellente qualité, pratiquement exempte de fissurations. La qualité Q de la roche est une fonction de six paramètres dont chacun, dans des échelles données, s'est vu attribuer un coefficient pondéré déterminé qu'on peut estimer en se basant sur des observations faites en travaillant à ciel ouvert et qui pourra être ajusté et mis à jour au cours de l'avancement des travaux. Ces paramètres sont: l'indice RQD , le nombre de systèmes de fissuration, la rugosité (celle du plus faible plan de fissuration), le degré d'altération (caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies), et, en outre, deux paramètres qui tiennent compte du niveau de tension et de l'afflux d'eau. Dans leur ensemble, ces paramètres représentent l'influence qu'exercent la grandeur des pierres, la résistance au cisaillement existant sur les surfaces de contact entre les pierres, et les tensions actives. La classification suggérée est mise en évidence à l'aide d'exemples tirés de l'expérience acquise sur le terrain ou tirés d'une sélection de rapports concernant des ouvrages exécutés.

Des analyses détaillées de la qualité, accompagnée d'une prise en considération de la pratique de soutènement utilisée, ont permis de démontrer qu'il est possible d'estimer un soutènement approprié pour toute la variété de qualités de roche. Cette estimation est basée sur la qualité Q de la roche, sur la pression supportée par le soutènement, sur la taille de la cavité et sur la destination de celle-ci. La pression supportée par le soutènement semble être une fonction de Q et de la rugosité et du nombre des systèmes de fissuration. Ces deux derniers paramètres semblent déterminer la dilataance et le degré de liberté (liberté de mouvement) des pierres dans la roche.

Des recommandations détaillées de mesure de sûreté englobent différentes combinaisons de béton projeté, de boulonnage et d'arcs en béton coulés, accompagnées de l'indication de la distance appropriée entre boulons, de la longueur de ces derniers et de l'épaisseur à respecter tant pour le béton projeté que pour le béton coulé. La limite séparant les cavités autoportantes de celles nécessitant un soutènement permanent d'une manière ou d'une autre, peut être déterminée à partir de la qualité Q de la roche.

Introduction

"... when you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it, but when you cannot express it in numbers, your knowledge is of a meagre and unsatisfactory kind ..."

Lord Kelvin (1824—1907)

The Symposium on Large Permanent Underground Openings held in Oslo in 1969 focussed attention on two important gaps in our ability to design the correct support for excavations in rock masses. Denkhaus (1970) pointed out the existence of a missing link between the acquisition of rock mechanics data and the final decisions as to whether an opening should be lined, rock bolted, or kept unlined. Bjerrum (1970) noted that the dilatant property of many rock masses seemed to have been ignored when designing rock bolt systems. He also doubted that the RQD index (Deere, 1963) could give a sufficiently complete description of a rock, since two rocks with the same RQD index could show entirely different behaviour in a rock cavity.

The last criticism could also be levelled against other widely used rock mechanics parameters, for instance: unconfined compressive strength, shear strength, rock stress, joint frequency, etc. It is essential that such parameters should each be allowed to contribute in the final decision of tunnel support requirements. The RQD index happens to be one of the better single parameters since it is a combined measure of joint frequency and degree of alteration and discontinuity fillings, if these exist. However, it is relatively insensitive to several important properties of rock masses, in particular the friction angle of altered joint fillings (Cording and Deere, 1972), and the roughness or planarity of joint walls.

Despite the known limitations of RQD , several attempts have been made to correlate it with the degree of tunnel support, as for instance by

Cecil (1970), Deere et al. (1970), and Merritt (1972). In regularly jointed and clay free rocks these attempts seem to be partly successful. However, a one-parameter description of a rock mass is inevitably limited to a relatively small number of geological environments, if it is to be reliable.

A more general method of numerically classifying rock masses and estimating support has been described by Wickham et al. (1972). This includes a larger number of parameters, each having a numerical scale of importance. Bieniawski (1973) has recently modified this system and combined it with some other proposals for classification. The end result is an eight-parameter description of jointed rock masses, each parameter having five ratings of importance. The proposed parameters were: *RQD*, degree of weathering, intact rock strength, spacing of joints, separation of joints, continuity of joints, ground water inflow, strike and dip orientations. In retrospect it would appear that both, Wickham et al. (1972) and Bieniawski (1973), have almost ignored three important properties of rock masses, namely the roughness of joints, the frictional strength of joint fillings, and the rock load.

The method of classifying rock masses to be described in this paper was developed independently from that described by Wickham et al. (1972) and Bieniawski (1973). However, it is interesting to find that there are several points in common. A special feature of the method is that it was developed through exhaustive analysis of more than two hundred case records. The recommendations for support are therefore detailed, and are also based on estimates of support pressure, which can apparently be quite closely estimated for the whole spectrum of rock mass environments.

Part I

Estimating the Rock Mass Quality

(A) Development of the Classification System

The tunnel case records described by Cecil (1970) provided a comprehensive source of data for the initial development of the method. One of Cecil's figures showed span width plotted against *RQD* for unsupported tunnels. The trend for wider unsupported spans with higher *RQD* values was recognizable, although the scatter was large. The authors found that this correlation was improved if the relevant *RQD* values were divided by a number representing the number of joint sets measured at each location. As pointed out by Cecil the number of joint sets is an important indication of the degree of freedom of a rock mass.

The modified *RQD* had improved sensitivity to tunnel support requirements, since one important anomaly was removed. For example, a blocky granitic rock mass having three joint sets and an *RQD* of 90 might give equal tunnel stability to a tightly jointed phyllite, having only one joint set, but an *RQD* of only 30.

The importance of dilatancy and shear strength suggested further improvements to the modified RQD . Joint roughness (small- and intermediate-scale) was a potentially positive contribution to rock mass quality, while joint alteration and filling materials were potentially negative. Two simple numerical scales of joint roughness and alteration were therefore developed. Finally, numerical scales for rock load and water pressure were added, to further modify the original RQD value.

Several months were spent in evaluating case records in the literature, and developing improved numerical scales, until a consistent picture of rock mass quality and tunnel support was obtained. Both the size of excavation (span, diameter or height) and the purpose of the excavation (power house, water tunnel, pilot heading, etc.) were additional important parameters for determining the type and degree of support. However, these two parameters were not included in the estimation of rock mass quality. As suggested by Coates (1964), it is preferable that the estimate of rock mass quality should be independent of both the type and size of excavation if it is to be widely accepted as a classification system.

(B) Method for Estimating Rock Mass Quality Q

The six parameters chosen to describe the rock mass quality Q are combined in the following way:

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (1)$$

where

RQD = rock quality designation (Deere, 1963)

J_n = joint set number

J_r = joint roughness number

J_a = joint alteration number

J_w = joint water reduction factor

SRF = stress reduction factor

The rock mass description and ratings for each of the six parameters are given in Tables 1, 2 and 3. The range of possible Q values (approx. 0.001 to 1000) encompasses the whole spectrum of rock mass qualities from heavy squeezing-ground right up to sound unjointed rock. (In fact more than 300 000 different geological combinations can theoretically be represented.) The case records examined included 13 igneous rock types, 24 metamorphic rock types, and 9 sedimentary rock types. More than 80 of the case records involved clay mineral joint fillings of various kinds, including 12 swelling clay occurrences. However, most commonly the joints were unfilled and the joint walls were unaltered or only slightly altered. Further details of the range of case records studied can be found in the report by Barton et al. (1974).

Table 1. Descriptions and Ratings for the Parameters RQD , J_n , and J_r

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)		
A. Very poor	0—25	Note: (i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in Eq. (1) (ii) RQD intervals of 5, i. e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate
B. Poor	25—50	
C. Fair	50—75	
D. Good	75—90	
E. Excellent	90—100	
2. JOINT SET NUMBER (J_n)		
A. Massive, no or few joints	0.5—1.0	Note: (i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$ (ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$
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	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15	
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER (J_r)		
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10 cms shear		Note: (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (ii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough or irregular, undulating	3	
C. Smooth, undulating	2	
D. Slickensided, undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	
(c) No rock wall contact when sheared		
H. Zone 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)	

Table 2. Descriptions and Ratings for the Parameters J_a and J_w

4. JOINT ALTERATION NUMBER (J_a)		φ_r (approx.)	
(a) Rock wall contact			Note: (i) Values of $(\varphi)_r$ are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i. e. quartz or epidote	0.75	(—)	
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°)	

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

Table 2. Continued

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) <i>(b) Rock wall contact before 10 cms shear</i>	4.0	(8°—16°)
F.	Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25°—30°)
G.	Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (Continuous, <5 mm in thickness)	6.0	(16°—24°)
H.	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (Continuous, <5 mm in thickness)	8.0	(12°—16°)
J.	Swelling clay fillings, i. e. montmorillonite (Continuous, <5 mm in thickness). Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc. <i>(c) No rock wall contact when sheared</i>	8.0—12.0	(6°—12°)
K, L, M.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition)	6.0, 8.0 or 8.0—12.0	(6°—24°)
N.	Zones or bands of silty- or sandy clay, small clay fraction (non-softening)	5.0	
O, P, R.	Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	10.0, 13.0 or 13.0—20.0	(6°—24°)

S.	JOINT WATER REDUCTION FACTOR	(J_w)	Approx. water pressure (kg/cm ²)	
A.	Dry excavations or minor inflow, i. e. <5 l/min. locally	1.0	<1	Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed (ii) Special problems caused by ice formation are not considered
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, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5—10.0	
E.	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2—0.1	> 10.0	
F.	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1—0.05	> 10.0	

$$Q = (RQD / J_n) \cdot (J_r / J_a) \cdot (J_w / S \cdot X \cdot F)$$

Table 3. Descriptions and Ratings for the Parameter SRF

6. STRESS REDUCTION FACTOR		(SRF)			
(a) <i>Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>			Note:		
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	(i) Reduce these values of SRF by 25—50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation		
B.	Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0			
C.	Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5			
D.	Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5			
E.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0			
F.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation > 50 m)	2.5			
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)	5.0			
(b) <i>Competent rock, rock stress problems</i>					
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1			
H.	Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(ii) For strongly anisotropic stress field (if measured):
J.	Medium stress	200—10	13—0.66	1.0	when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8 \sigma_c$ and $0.8 \sigma_t$;
K.	High stress, very tight structure (Usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10—5	0.66—0.33	0.5—2.0	when $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6 \sigma_c$ and $0.6 \sigma_t$ where: σ_c = unconfined compression strength, σ_t = tensile strength (point load), σ_1 and σ_3 = major and minor principal stresses
L.	Mild rock burst (massive rock)	5—2.5	0.33—0.16	5—10	
M.	Heavy rock burst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10—20	
(c) <i>Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures</i>					(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H)
N.	Mild squeezing rock pressure			5—10	
O.	Heavy squeezing rock pressure			10—20	
(d) <i>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	

Notes on the Use of Tables 1, 2 and 3

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1, 2 and 3:

1. When borecore 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 relation can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay-free rock masses (Palmström, 1974),

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)} \quad (2)$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3 \\ (RQD = 100 \text{ for } J_r < 4.5)$$

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 only occasional breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n in Table 1.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the *weakest significant joint set or clay filled discontinuity* in a given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (J_r/J_a) is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of (J_r/J_a) should be used when evaluating Q from Eq. (1).

4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to *loosening loads* should be evaluated (Table 3, 6a). 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 (Table 3, 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable to stability and is roughly accounted for as in note (ii), Table 3.

5. In general the compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the direction that is unfavourable for stability. This is especially important in the case of strongly anisotropic rocks. In addition, the test samples should be saturated if this condition is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

When the rock mass quality varies markedly from place to place it will obviously be desirable to map and classify these zones separately. In general the rock mass quality Q will be evaluated separately in two adjacent zones if it is considered that a change in support will be justified in practice. (A four-fold increase or reduction in Q , caused by a change in joint frequency, roughness or degree of alteration etc., will normally qualify for changed support). However, if the variable zones intersect the excavations for only a few metres, it will normally be most economical to map the overall quality, and estimate a compromise value of Q , for eventual design of compromise support. It is normally uneconomic to change support measures over very short tunnel lengths, and in any case the overall stability has to be assured.

However, swelling and softening clay zones may often require individual sealing treatment, even if the affected discontinuities are quite narrow. The type of treatment will depend on the clay content, the access to water, and the quality of the wall rock (Selmer-Olsen, 1970). In some cases the latter may be sufficiently high and the zone sufficiently narrow (i. e. <20 cms for it to be left unsealed. This will also depend on the use to which the tunnel will be put. In general, individual classification and sealing treatment for swelling or softening clay zones should be supplemented with a compromise classification and support, so that the zones between the clay are adequately supported.

Cases sometimes arise where unfavourably dipping shear zones delineate exceptionally large unstable wedges requiring special support. This may take the form of specially dimensioned tensioned anchors positioned to allow for the variously orientated forces. A surge chamber wall at Churchill Falls (Benson et al., 1972) and a power house wall at Morrow Point (Brown et al., 1971) were both stabilized in this manner. In view of the special nature of such problems, no attempt should be made to relate the relevant rock mass quality Q to special-purpose support of this type.

(C) Examples of Rock Mass Quality Q from Surface Exposures

Fig. 1 illustrates the method of classifying rock masses for their quality Q . All the photographs are of surface exposures, but imaginary tunnel depths of about 40 m have been assumed. Therefore, water pressures and rock pressures of medium values have been assumed for each of the eight examples.

Beneath each photograph the following are listed:

1. Rock type.
2. Rock mass quality Q and values of the six parameters:
 $RQD/J_n, J_r/J_a, J_w/SRF$.
3. Numerical and alphabetical key to the classification descriptions given in Tables 1, 2 and 3.

The classification of the six samples should be self explanatory. Each numerical value can be checked against the relevant descriptions listed in Tables 1, 2 and 3. The following list of observations may help to clarify some of the special features of the method.

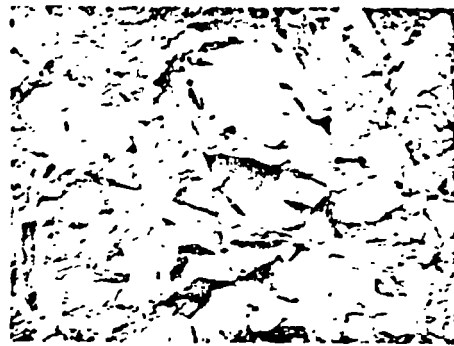
1. The positive contribution of irregular, undulating joints ($J_r = 3$) in example 2, gives this heavily jointed rock mass almost the same quality (Q) as example 1.

Fig. 1. Six examples of rock mass classified according to their tunnel stability
Sechs Beispiele von Felsmassen, mit Rücksicht auf Tunnel-Stabilität klassifiziert
Six exemples de roches, classifiées selon leur stabilité dans le cas de cavités creusées



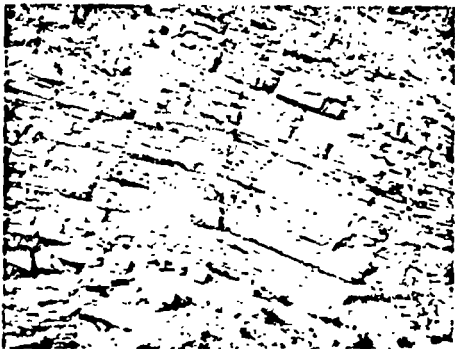
1. GRANITE

Q = 90/9 x 1.5/1.0 x 0.66/1.0
 = 10 (fair/good)
 (1E/2F, 3E/4B, 5B/6J)



2. GRANITE

Q = 70/15 x 3.0/1.0 x 0.66/1.0
 = 9.2 (fair)
 (1C/2H, 3B/4B, 5B/6J)



3. SANDSTONE-CLAYSTONE

Q = 40/9 x 1.0/2.0 x 0.66/1.0
 = 1.5 (poor)
 (1B/2F, 3F/4C, 5B/6J)



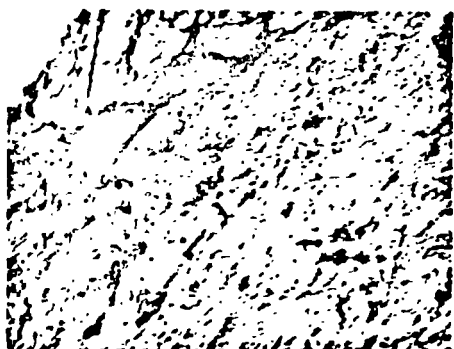
4. NODULAR-LIMESTONE

Q = 80/9 x 1.0/5 x 0.66/5
 = 0.24 (very poor)
 (1D/2F, 3J/4N, 5B/6G)



5. MUDSTONE (overall RQD=30)

Q = 30/9 x 1.0/5 x 0.66/5
 = 0.09 (extremely poor)
 (1B/2F, 3J/4N, 5B/6B)



6. GRANITE (decomposed) RQD=0

Q = 10/20 x 1.0/6 x 0.66/6
 = 0.009 (exceptionally poor)
 (1A/2J, 3J/4K, 5B/6N)

2. The relatively widely spaced bedding joints in example 4 would normally produce a higher rock mass quality Q than for example 3. However, the presence of layers of unconsolidated volcanic ash causes the rock mass to be loose and unfavourable for tunnel stability.

3. The weakness zone in example 5 does not contain swelling or softening clay and therefore is not wide enough for individual classification. The values of RQD , J_n , J_w and SRF are relevant to the overall rock mass quality. However, the weakness zone does provide the minimum shear strength parameters J_r/J_a .

4. The decomposed granite shown in example 6 has a very low strength. It is probable that at 40 metres depth, with a rock pressure in the region of 10–15 kg/cm², the material will exhibit some mild squeezing, hence the estimate of $SRF = 6$.

(D) Special Features of the Six Classification Parameters

Each of the parameter ratings listed in Tables 1, 2 and 3 are, with the exception of RQD , the end product of successive modifications made during analysis of the available case records. The successive modifications and reanalyses were needed to improve the relation between the rock mass quality Q and the support actually used. The final numerical ratings are therefore more than just arbitrary descriptive scales such as poor (1), fair (2), good (3) etc., and actually give some clue as to the principal properties controlling tunnel stability in rock masses.

1. The first quotient appearing in Eq. (1) (RQD/J_n) represents the overall structure of the rock mass, and it happens to be a crude measure of the relative *block size*, with the two extreme values (100/0.5 and 10/20) differing by a factor of 400. If as an example the quotient is interpreted in units of centimeters, the extreme "particle sizes" of 200 cm and 0.5 cm are seen to be crude but recognisable approximations. Probably the largest block should be several times this size and the smallest rock fragments less than half the size. (Clay particles are of course excluded.)

2. The second quotient (J_r/J_a) represents the roughness and degree of alteration of the joint walls or filling materials. Quite by chance it was found that the function $\tan^{-1}(J_r/J_a)$ is a fair approximation to the actual *shear strength* that one might expect of the various combinations of wall roughness and alteration products. Table 4 shows values of $\tan^{-1}(J_r/J_a)^0$ tabulated for the three categories of rock wall contact given in Tables 1 and 2. It will be noticed that the "friction angles" are weighted in favour of rough, unaltered joints in direct contact [category (a)]. It is to be expected that such surfaces will be close to peak strength, that they will tend to dilate strongly when sheared, and that they will therefore be especially favourable to tunnel stability.

These high "friction angles" are very similar to the total friction angles (combined cohesion and friction = $\tan^{-1} \tau/\sigma$, where τ = shear strength,

σ = normal stress), measured and predicted for such surfaces (Barton, 1973). Joint spacing or block sizes larger than 3 m will increase these estimates further, thereby allowing for a possible scale effect [see note 3 (i), Table 1].

$\text{angle } \frac{J_r}{J_a} = \frac{1}{2}$

When rock joints have thin clay mineral coatings and fillings [category (b)], the strength is reduced significantly. Nevertheless, renewed rock wall

Table 4. Estimate of Apparent "Shear Strength" from the Parameters J_r and J_a

(a) Rock wall contact	J_r	$\tan^{-1} (J_r/J_a)^\circ$				
		$J_a=0.75$	1.0	2	3	4
A. Discontinuous joints	4	79°	76°	63°	53°	45°
B. Rough, undulating	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Smooth, undulating	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Slickensided, undulating	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rough, planar	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Smooth, planar	1.0	53°	45°	27°	18°	14°
G. Slickensided, planar	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.1°

(b) Rock wall contact when sheared	J_r	$\tan^{-1} (J_r/J_a)^\circ$			
		$J_a=4$	6	8	12
A. Discontinuous joints	4	45°	34°	27°	18°
B. Rough, undulating	3	37°	27°	21°	14°
C. Smooth, undulating	2	27°	18°	14°	9.5°
D. Slickensided, undulating	1.5	21°	14°	11°	7.1°
E. Rough, planar	1.5	21°	14°	11°	7.1°
F. Smooth, planar	1.0	14°	9.5°	7.1°	4.7°
G. Slickensided, planar	0.5	7°	4.7°	3.6°	2.4°

(c) No rock wall contact when sheared	J_r	$\tan^{-1} (J_r/J_a)^\circ$		
		$J_a=6$	8	12
Disintegrated or crushed rock and clay	1.0	9.5°	7.1°	4.7°
Bands of silty- or sandy-clay	1.0	$J_a=5$		
		11°		
Thick continuous bands of clay	1.0	$J_a=10$		
		5.7°	4.4°	2.9°

$J_r = 1$
 $J_a = 4$

contact after small shear displacements have occurred may be a very important factor for preserving the excavations from ultimate failure. These effects have been discussed by Barton (1974).

The third category involving no rock wall contact appears extremely unfavourable to tunnel stability. The "friction angles" tabulated are a little below residual strength values for most clays, and are possibly downgraded by the fact that thick clay bands or fillings may tend to consolidate during shear, at least if normally consolidated or if softening and swelling has occurred. The swelling pressure of montmorillonite may also be a factor here.

3. The third quotation (J_w/SRF) consists of two stress parameters. The parameter J_w is a measure of water pressure, which has an adverse effect on the shear strength of joints due to a reduction in effective normal stress. Water may in addition cause softening and possible outwash in the case of clay filled joints. The parameter SRF is a measure of: (1) loosening load in the case of excavation through shear zones and clay bearing rock, (2) rock stress in competent rock, (3) squeezing or swelling loads in plastic incompetent rock. It can be regarded as a total stress parameter. It has proved impossible to combine these two parameters in terms of inter-block effective normal stress, because paradoxically a high value of effective normal stress may sometimes signify less stable conditions than a low value, despite the higher shear strength. The quotient (J_w/SRF) is a complicated empirical factor describing the "active stresses".

It appears that the rock mass quality Q can therefore be considered a function of only three parameters which are crude measures of:

- | | |
|-------------------------------|-------------|
| 1. block size | (RQD/J_n) |
| 2. inter-block shear strength | (J_r/J_a) |
| 3. active stress | (J_w/SRF) |

Undoubtedly, there are several other parameters which could be added to improve the accuracy of the classification system. One of these would be joint orientation. Although many case records included the necessary information on structural orientation in relation to excavation axis, it was not found to be the important general parameter that might be expected. The parameters J_n , J_r and J_a appear to play a more important general role than orientation, because the number of joint sets determines the degree of freedom for block movement (if any), and the frictional and dilational characteristics can vary more than the down-dip gravitational component of unfavourably orientated joints. If joint orientation had been included, the classification system would be less general, and its essential simplicity lost.

However, it is recognised that orientation is an important parameter in cases involving major clay-bearing weakness and fault zones. As suggested earlier, it is not recommended that the classification system is extended to cases involving special-purpose support, as would often be required in these cases. Large unstable wedges, both underground and in rock slopes, require specially orientated cable anchor or bolt systems. Special problems will inevitably require special classification systems. The six parameters chosen to define the rock mass quality Q with respect to tunnel stability, will need to be re-evaluated if the problem is one of drillability, boreability, ease of excavation, slope stability etc. It seems very likely that the first four param-

eters (RQD , J_n , J_r , J_a) can form the basis for many rock mass classification systems. However, the ratings may need to be modified, and other parameters added.

Part II

Estimating the Support Pressure

It is inevitable that all methods of tunnel excavation and support presently in use allow some degree of deformation in the surrounding rock. In most of the poorer qualities of rock mass (squeezing and swelling rock excluded), the final rock load tends to be greater if the initial support is *excessively* soft (i. e. steel ribs and wooden blocking), or if the application of support is delayed. The unchecked deformation may loosen a deeper zone of rock above and around the excavation and the final loads will be greater than they need be. The European approach using an immediate shotcrete and/or rock bolt temporary support system therefore tends to minimise final loads compared to rib and block methods, because it allows a controlled amount of deformation sufficient to develop arching, but insufficient to allow loosening.

(A) Terzaghi's Estimates of Support Pressures

The support pressure criteria developed by Terzaghi (1946) were mostly based on experiences in railway tunnels supported by steel ribs with wooden blocking. For this reason his criteria tend to be over-conservative in the better qualities of rock, if shotcrete and/or bolting is used as immediate support in place of the steel ribs and wooden blocks. However, in the poorest qualities of rock it may be difficult to apply any type of support sufficiently quickly to prevent significant deformation. As a result Terzaghi's criteria appear quite relevant to present day practice when excavating medium-size tunnels in very difficult rock conditions, and are in fact quite widely used.

It is unlikely that a large range of tunnel sizes were involved in Terzaghi's observations of the adequacy of support methods. Spans of between 5 and 10 m probably cover most of the tunnel sizes studied. It is therefore appropriate in the first instance to consider his estimates of support pressure relevant to this approximate size range. In Table 5 the support pressures have been tabulated for each of the nine classes of rock mass loosely defined by Terzaghi.

Although the accuracy of the above estimates of support pressures will vary with the degree of deformation allowed, they do serve as a useful guide as to the possible range that are likely to be encountered in practice. Case records describing design pressures, or better still measured support pressures, can be used to supplement and check these ranges. In each case the support pressures will depend on both the rock mass quality and the type of support method used.

Table 5. Estimates of Roof Support Pressures for Tunnels of 5 m and 10 m Span after Terzaghi (1946)
Assume: span = height, rock density $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$

Description	Rock load estimates (m)	Support pressures kg/cm^2	
		B=H=5 m	B=H=10 m
1. Hard and intact	zero	0	0
2. Hard stratified or schistose	0 to 0.5 B	0 to 0.6	0 to 1.3
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	0 to 0.3	0 to 0.6
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B+H)	0.3 to 0.9	0.6 to 1.8
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B+H)	0.9 to 2.9	1.8 to 2.9
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B+H)	2.9	5.7
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B+H)	2.9 to 5.5	5.7 to 10.9
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B+H)	5.5 to 11.7	10.9 to 23.4
9. Swelling rock	up to 80 m any (B+H)	up to 20.8	up to 20.8

As a preliminary effort to relate rock mass quality Q to support pressure, the authors translated Terzaghi's nine rock mass descriptions into

Table 6. Estimates of Rock Mass Quality Q for the Nine Classes of Rock Mass Listed in Table 5

No.	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q (range)
1	100	≤ 2	4	1	1	1	≥ 200
2	≥ 30	3	1	1	1	1	20—10
3	100	6	≥ 1.5	1	1	1	50—25
4	80	9	1	III 3	0.66	1	6—2
5	50	12	1	IV 3	0.66	1	1—0.4
6	20	15	1	2	≤ 0.66	5	0.08 —0.04
7	20	20	1	IV 6	0.66	5—10	0.03 —0.01
8	0	20	1	IV 6	0.33	10—20	0.004—0.001
9	0	20	1	12	≤ 0.66	10	0.003—0.001

values of the six classification parameters, as shown in Table 6. There is obviously room for alternative interpretation. However, the resulting ranges of Q were a useful starting point.

(B) Effect of Dimensions

There is a further important factor which should not be overlooked when attempting to estimate the required support pressure for a given excavation using Terzaghi's method. This concerns excavation dimensions. Fig. 2, reproduced from Cording et al. (1972), shows the support pressures

actually designed for a number of large caverns excavated during the last two decades or so. These case records are numbered in the figure as below:

- | | |
|-------------------------------|--|
| 1. Cavities I and II (NTS) | 15. El Toro |
| 2. Cavity II NTS (stabilized) | 16. Norad |
| 3. Cavity II NTS (at failure) | 17. Tumut I |
| 4. Poatina | 18. Tumut II |
| 5. Poatina (initial) | 19. Tuloma |
| 6. Poatina (final) | 20. Outardes |
| 7. Churchill Falls | 21. Cruachan |
| 8. Hoos | 22. Vlanden |
| 9. Harspranget | 23. Northfield |
| 10. Sackingen | 24. Boundary |
| 11. Hongrin | 25. Ronco Val Grande
(upper half of wall) |
| 12. Morrow Point | 26. Ronco Val Grande
(lower half of wall) |
| 13. Woh | |
| 14. Oroville | |

There does not appear to be any trend or necessity to increase the support pressure with increasing dimensions of cavern. For the most part, roof support pressures range from approximately 0.5 to 1.5 kg/cm², and wall support pressures from approximately 0.3 to 0.7 kg/cm². In general these pressures are less than half the value they would be if Terzaghi's (1946) design criteria had been rigidly followed.

Fig. 3 is a convenient illustration of this apparent discrepancy between Terzaghi's design criteria and the support capacity currently designed for large rock bolted caverns. Improvements in support methods over the years are undoubtedly part of the reason for the discrepancy. However, it is believed that the widely different dimensions are of equal or more importance.

Terzaghi's (1946) recommendations were based on two types of observations; firstly on model arching experiments in sand which he compared to blocky and seamy rock having "very large grains and little or no cohesion", and secondly on observations of failure of the wooden blocks inserted behind the steel ribs in various railway tunnels in the eastern Alps. It is unlikely that a large range of tunnel sizes was involved in these in situ experiments, and it is unlikely that Terzaghi ever intended his recommendations to be extrapolated to excavations approaching one order of magnitude larger. It seems extremely unlikely that with present-day support methods, doubling the span width would have the effect of doubling the pressure on the supports, as implied by column 2 of Table 5, and by the rock load factors (n) and (m) illustrated in Figs. 2 and 3. Provided the rock around an excavation is held in place in a "closed ring" (using shotcrete if necessary), the required support pressures should be more or less independent of moderate increases dimensions, though strongly dependent on unchanged rock

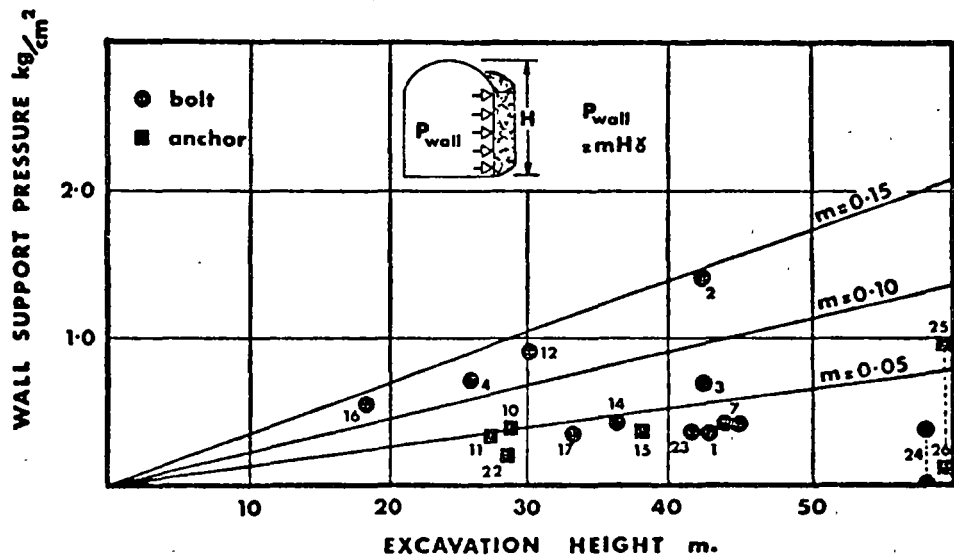
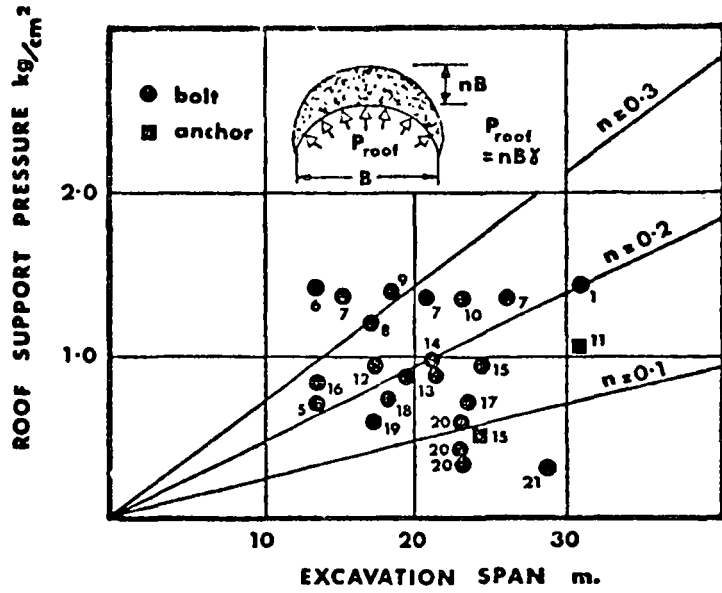


Fig. 2. Design support pressures for the roofs and walls of some large caverns, after Cording et al. (1972). (γ represents the rock density)

Projektiertes Ausbaudruck für Gewölbe und Wände in einigen Kavernen, laut u. a. Cording 1972. (γ = Raumbgewicht des Felses)

Pression supportée par le soutènement, prévue pour les voûtes et parois de quelques grandes cavités creusées dans la roche, selon Cording et autres, 1972. (γ représente la densité de la roche)

mass quality. Obviously the thickness of shotcrete or cast concrete arches needs to be increased when, for a given rock mass quality, the dimensions are increased. However, this does not necessarily imply an increase in support pressure. Bolt spacing, though not bolt length, usually remains unchanged. In fact, the total *load*

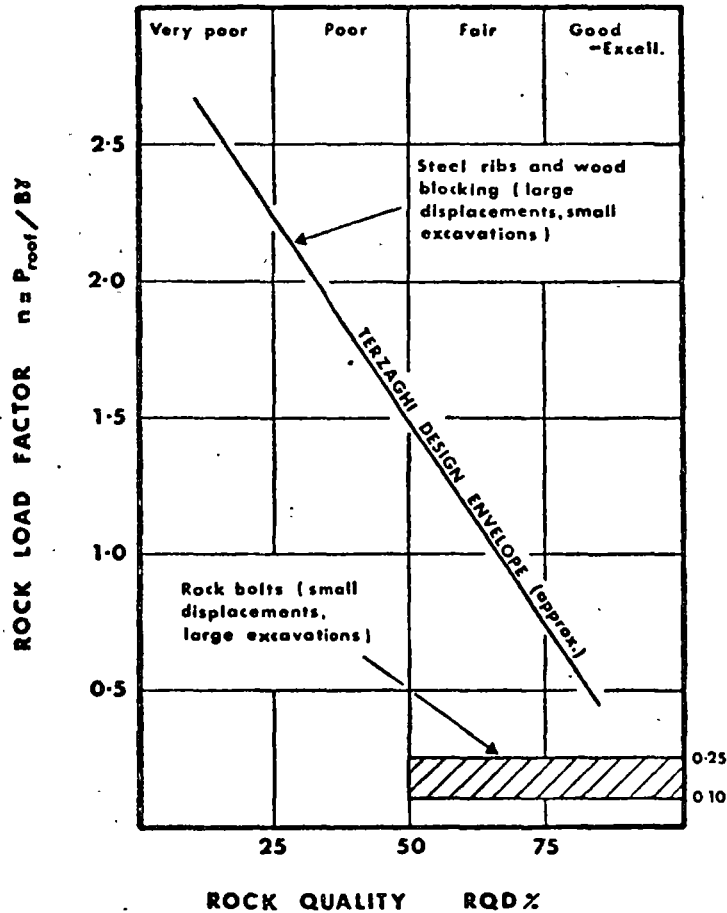
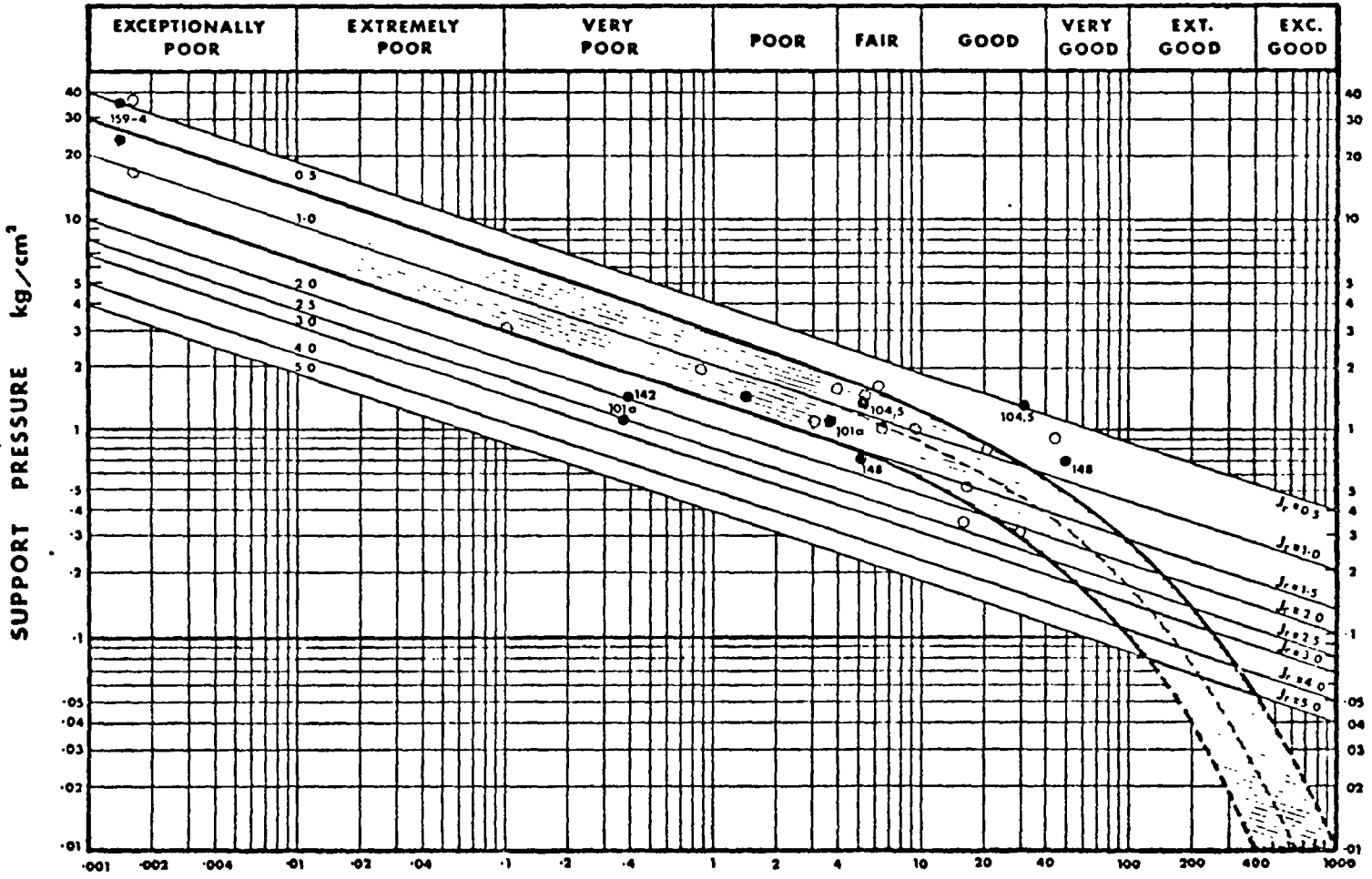


Fig. 3. Comparison of roof support designs for steel rib supported tunnels (large displacements, small excavations) and for rock bolted caverns (small displacements, large excavations) after Monsees (1970), and Cording and Deere (1972)

Vergleich zwischen projektiertem Gewölbeausbau mit Stahlbogenstütze (große Verschiebungen, kleine Querschnitte) und Ankerausbau (kleine Verschiebungen, große Querschnitte) laut Monsees 1970, Cording und Deere 1972

Comparaison entre, d'une part, le soutènement de voûtes prévu sous forme d'arcs métalliques (grands déplacements, petites cavités) et, d'autre part, sous forme de boulonnage (petits déplacements, grandes cavités), selon Monsees 1970 et Cording et Deere 1972

capacity of the support system is increased, but not the *pressure*. It will therefore be assumed that under most conditions found in practice, excavation dimensions can be largely ignored where support pressures are concerned. This appears to be in line with present-day practice.



ROCK MASS QUALITY $Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \times \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \times \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$

(C) Relationship between Support Pressure and Rock Mass Quality Q

(i) Roof Support Pressure

An empirical equation relating permanent support pressure and rock mass quality Q , which fits available case records quite well, was found to be the following:

$$P_{\text{roof}} = \left(\frac{2.0}{J_r} \right) Q^{-1.3} \quad (3)$$

where

P_{roof} = permanent roof support pressure in kg/cm^2

J_r = joint roughness number

Q = rock mass quality

The diagonal lines drawn in Fig. 4 and numbered with their respective J_r values were plotted directly from this equation. The shaded envelope is the authors' estimate of the range to be expected in practice according to available case records. The double dependence of support pressure on joint roughness number J_r was deliberate and it appears to be realistic according to available case records. The poorer qualities of rock mass are dominated by more or less non-dilatent clay filled joints ($J_r = 1.0$ nominal), while the better qualities tend to receive their improved Q values from the dilatent property of interlocked non-planar rock joints. Accordingly, the shaded envelope curves downwards, and for the very best qualities, drops below $J_r = 5$, which signifies discontinuous joints having a spacing of more than 3 metres.

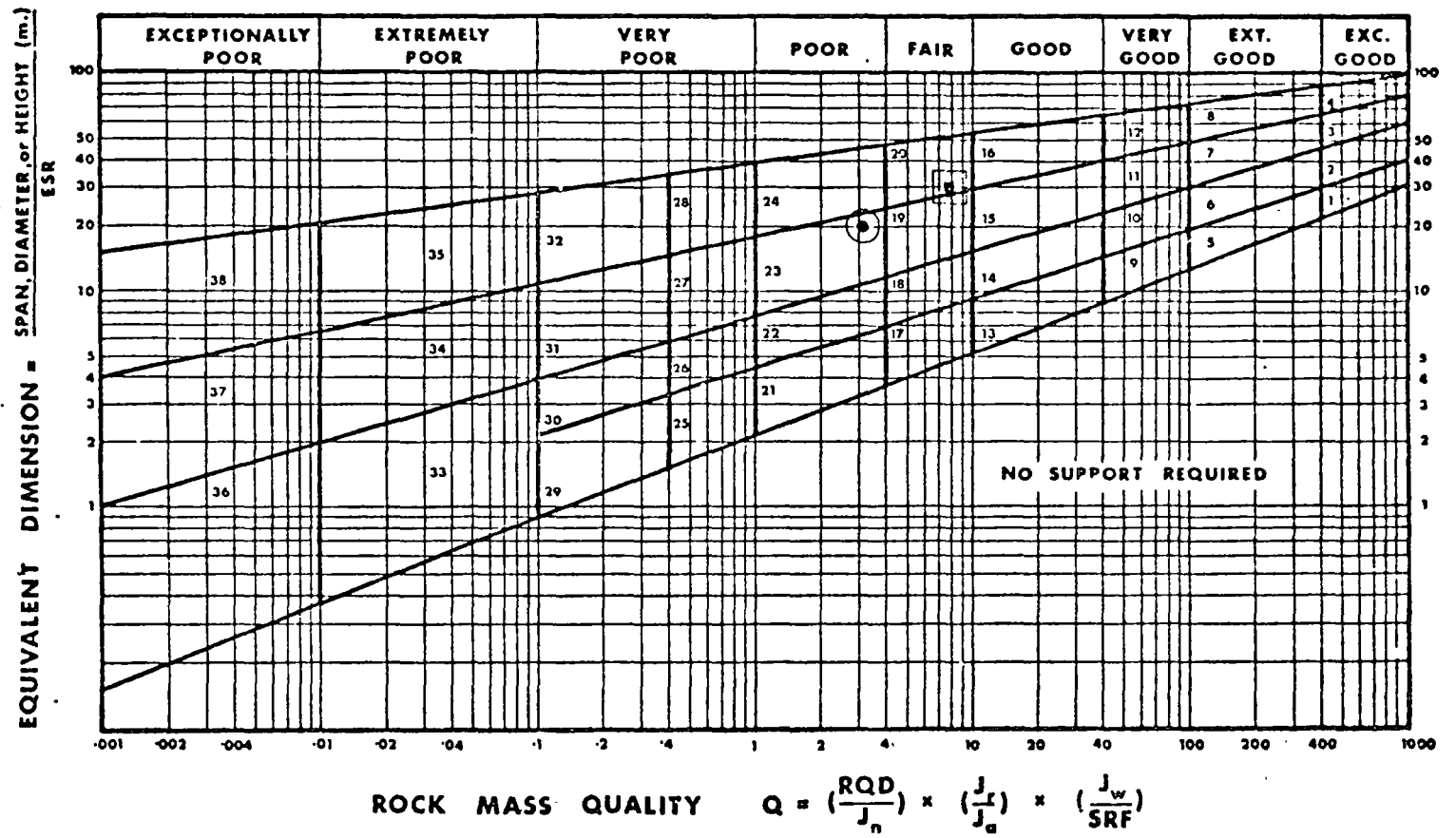
It is not possible to introduce more variables in the chart shown in Fig. 4. Nevertheless, Eq. (3) can be improved if the number of joint sets (joint structure number J_n) is also included separately, besides its contribution to Q . When the number of joint sets falls below three, the degree of freedom for block movement is greatly reduced since three joint sets (or two plus random) is the limiting case for three-dimensional rock blocks. The equation below is offered as an improved version of Eq. (3).

$$P_{\text{roof}} = \frac{2J_n^{1/2}(Q)^{-1.3}}{3J_r} \quad (4)$$

Fig. 4. Empirical method for estimating the support pressure. Plotted points refer to case records describing measured or designed roof support pressures. Case records for each of the numbered points have been described by Barton et al. (1974)

Empirische Methode zur Berechnung des Ausbau-Druckes. Die eingetragenen Punkte beziehen sich auf beschriebene Fälle, wo gemessene oder projektierte Ausbaudrucke angezeigt sind. Die Daten der einzelnen, nummerierten Punkte wurden u. a. von Barton (1974) gesammelt

Méthode empirique pour le calcul de la pression supportée par le soutènement. Les points appliqués se réfèrent à des cas décrits, où lesdites pressions, mesurées ou projetées, ont été indiquées. Les données pour chacun des points numérotés ont été réunies par Barton et autres 1974



It should be noted that Eqs. (3) and (4) will give an identical estimate of roof support pressure when the rock mass is intersected by three joint sets ($J_n = 9$). Eq. (4) will give a lower estimate of support pressure than Eq. (3) when there are less than three joint sets (no three-dimensional blocks), and a higher estimate when there are more than three joint sets. This would seem to be a realistic improvement, since it provides estimates of support pressure largely in agreement with actual practice, and generally within the shaded envelope in Fig. 4.

(ii) Wall Support Pressure

Several large excavations have been supported with almost equal pressures on the walls and roof arch (see for instance Barth, 1972, concerning Waldeck II). In other cases the wall pressure may be less than one third that used in the roof arch. In the Churchill Falls power cavern (Benson et al., 1972), the support pressures applied were approximately 1.3 and 0.4 kg/cm² in the roof and walls respectively, despite the presence of unfavourably dipping foliation joints in the 45 m high walls. The trend towards higher roof support pressure is shown unmistakably in Fig. 2.

In view of the more favourable position of excavation walls as opposed to roofs, it seems appropriate to consider a hypothetically increased "wall quality" which will be some function of the general rock mass quality Q for a given excavation. Analysis of case records to compare the permanent roof and wall support pressures used in a given quality of rock mass provide the necessary guidelines.

It is recommended that a hypothetical "wall quality" equal to $5Q$ be regarded as the maximum for use in the better qualities of rock mass when $Q > 10$. (This may lead to a recommendation of zero support for the walls of small excavations as shown later.) In intermediate qualities, i. e. $0.1 < Q < 10$, in which the wall pressure is of more consequence, a value of $2.5Q$ could be used. In the worst qualities, i. e. $Q < 0.1$, where the wall pressure (and floor pressure) can be almost equal to the vertical pressure, a minimum value $1.0Q$ should probably be used. In exceptional cases of invert swelling due to water uptake, the floor and lower walls might require

Fig. 5. Tunnel support chart showing the box numbering for 38 categories of support. The two plotted points refer to the worked example given on page 230

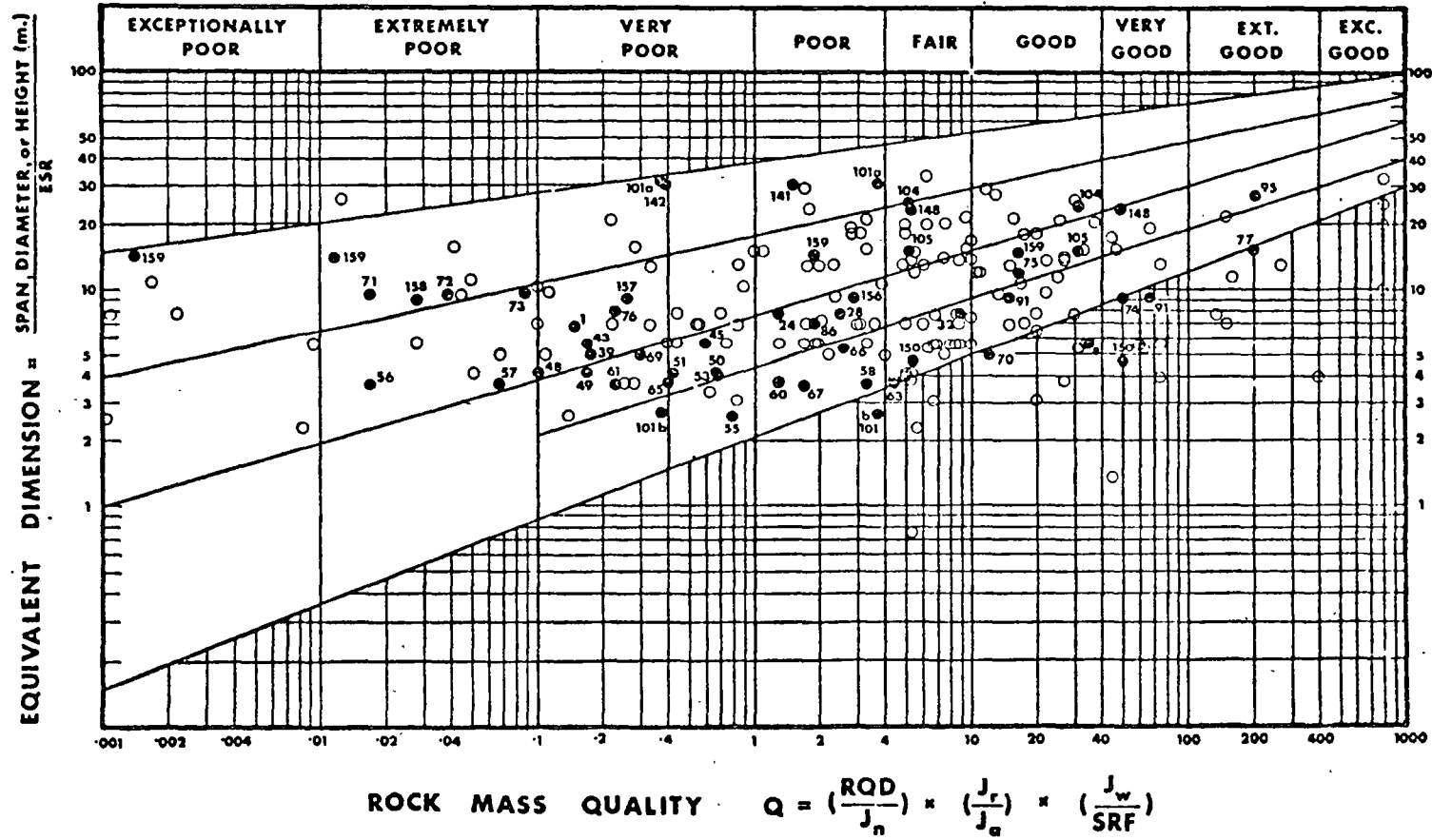
● = roof ■ = wall

Diagramm, welches die 38 Ausbaukategorien veranschaulicht. Die beiden markierten Punkte beziehen sich auf das Arbeitsbeispiel, Seite 230

● = Gewölbe ■ = Wand

Graphique montrant 38 catégories de soutènements. Les deux points marqués se réfèrent à l'exemple de travail reproduit à la page 230

● = voûte ■ = paroi



a lower value of Q than used for the roof. These modified "wall qualities" can be substituted directly in Eqs. (3) and (4), or read directly into the support pressure chart shown in Fig. 4.

Part III

Design of Support Based on Case Records

(A) Tunnel Support Chart for Analysis of Case Records

The method of classifying a rock mass for its quality Q was developed by successive re-analysis of case records, until a consistent relationship was obtained between Q , the excavation dimension, and the support actually used. These three variables were inter-related by means of a support chart. The final version of this chart is given in Fig. 5. It was arrived at after several alterations and re-analyses of the case records. The box numbering 1 to 38 is used as a reference to the *support category*. Support measures that are appropriate to each category are tabulated later.

Table 7. The Excavation Support Ratio (*ESR*) Appropriate to a Variety of Underground Excavations

Type of excavation	<i>ESR</i>	No. of cases
A. Temporary mine openings etc.	ca. 3—5?	(2)
B. Vertical shafts: (i) circular section	ca. 2.5?	(0)
(ii) rectangular/square section	ca. 2.0?	(0)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc.	1.6	(83)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (cylindrical caverns?)	1.3	(25)
E. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.	1.0	(79)
F. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories etc.	ca. 0.8?	(2)

The left-hand axis of the support chart gives the equivalent dimension (D_e), which is a function of the size and purpose of the excavation. The span or diameter are used as dimensions when analysing roof support, and the diameter or height for wall support. The excavation support ratio (*ESR*)

Fig. 6. Support recommendations are based on the analyses of more than 200 case records. Numbered case records are described by Barton et al. (1974)

Die Ausbauanleitungen sind auf Untersuchung von über 200 beschriebenen Anlagen basiert. Nummerierte Fälle sind u. a. von Barton (1974) beschrieben

Les recommandations pour le soutènement se basent sur un examen de plus de 200 ouvrages décrits. Les cas numérotés ont été décrits par Barton et autres (1974)

which modifies these dimensions, reflects construction practice in that the degree of safety and support demanded by an excavation is determined by the purpose of the excavation, the presence of machinery, personell etc.

The list of *ESR* values given in Table 7 was developed through trial and error as the most workable solution to the problem of variable support practice. The number of case records relevant to each class of construction are given in brackets. The degree of confidence in these figures will be roughly in proportion to the number of relevant case records, hence the question marks.

(B) Examples of Case Record Analysis

More than two hundred case records were evaluated, and the relevant values of Q and *SPAN/ESR* are plotted in Fig. 6. All the numbered points refer to case records that are described in detail by Barton et al. (1974). In all, more than ninety of the case records were obtained from Cecil (1970), who visited and mapped a wide variety of tunnel conditions in Scandinavia. In view of their importance to the development of the classification system, a selection have been reproduced in Tables 8 and 9, with relevant sketches in Figs. 7 and 8. The case record numbering used by Cecil is unchanged.

The twelve case records have been chosen to illustrate a variety of rock mass environments. The six-parameter classification (Tables 1, 2 and 3) should be checked to verify the various ratings used. The values of rock mass quality Q and *SPAN/ESR* are plotted in the tunnel support chart (Fig. 6), and the relevant support category can be found from Fig. 5 (box numbers 1 to 38 represent support category numbers).

The extreme right-hand columns of Tables 8 and 9 are termed "roof support recommendation", and apart from category number, contain in abbreviated form a description of the recommended roof support for the given tunnel. This is based on the support used in all those case records that plot within the same support category. A complete list of the recommended support for each category is given in a later section (Tables 11, 12, 13 and 14).

In order to make support recommendations consistent and continuous between categories, some simple design concepts were used to rationalize the bolt spacings and shotcrete or concrete arch thickness for each category. This compromise solution was tailored to fit those case records giving detailed dimensions of bolt patterns and shotcrete or concrete linings. It also supplied a reasonable estimate of support dimensions for case records where the support was referred to in vague terms, i. e. "systematic bolting and shotcrete". The simple design concepts for rationalizing the support recommendations are given in an appendix at the end of the paper.

(C) Self-Supporting Tunnels

The lower diagonal line of the tunnel support chart (Figs. 5 and 6) was found to be the approximate boundary between self-supporting excavations,

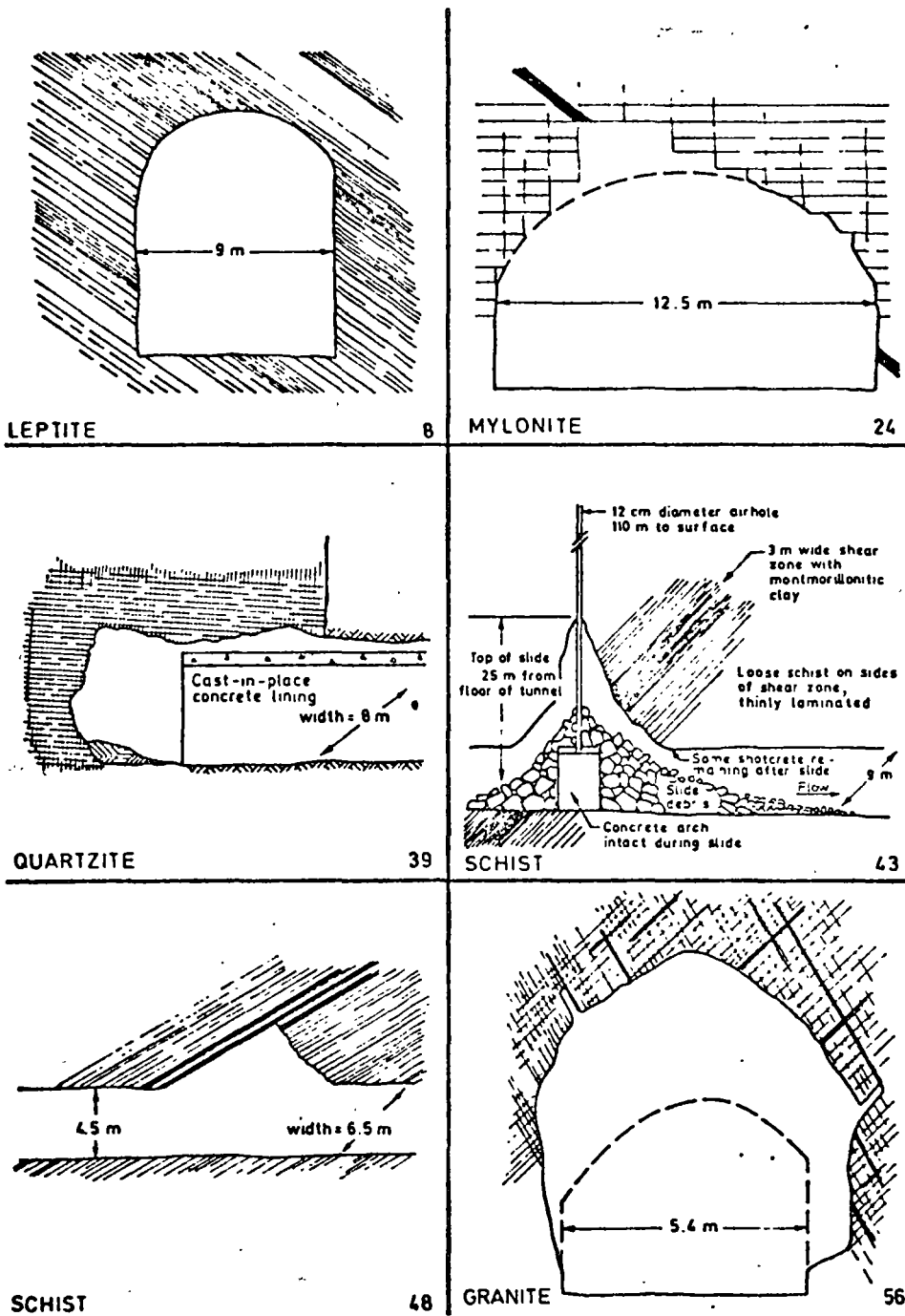


Fig. 7. Sketches of the six case records described in Table 8, after Cecil (1970)
 Skizzen der sechs Fälle, welche nach Cecil (1970) in Tabelle 8 beschrieben sind
 Croquis représentant les six cas décrits dans le tableau 8, selon Cecil (1970)

Table 8. Classification and Prediction of Support for Six of the Case Records Described by Cecil (1970)

Case No.	DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN m	Height m	Depth m	Support used	RQD J_n	J_r J_a	J_w SRF	Q	ESR	SPAN/ ESR m	Roof Support Recommendation
8	1. 50 m length of closely spaced, tight diagonal joints in leptite. Planar, smooth joints. 1 joint set, 5–30 cm, spacing. No water present. 2. Minor overbreak when blasting. 3. Tailrace tunnel, Seitevare Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).	9	9	140	None	70 2	1.0 1.0	1.0 1.0				Category 0
24	1. 60 m length, including a 1 m wide shear zone in mylonite. Crushed mylonite and non-softening clay seams and joint fillings. Intersecting joint set. 2 joint sets plus random, 5–30 cm spacing. Minor water inflows (< 3 l/min). 2. Wedge shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Vietas Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).	12.5	6.5	60	Rock bolts, wire mesh and shotcrete	60 6	1.0 6	1.0 2.5				Category 22 = B 1 m + S (mr) 2.5–5 cm
39	1. 50 m length, shear zone in quartzite, "sugar cube" rock structure. Planar, smooth, unaltered joints. 3 joint sets, < 5 cm, spacing. 5–10 l/min water inflow. 2. Major roof falls, progressive formation of dome- and vault-shaped crown. Also falls from the face. 3. Headrace tunnel, Rendal Hydro, Norway (ref. Cecil 1970).	8	6	200	Cast concrete arch, immediately after mucking out	20 15	1.0 1.0	0.66 5				Category 31 = CCA 20–30cm + B 1 m
43	1. 25 m length, 3 m wide shear zone in thinly laminated schist, swelling montmorillonitic clay seam in shear zone, some chlorite joint coatings. Planar slickensided joint walls. 1 joint set, 5–30 cm spacing. Ground water seepage along cased de-air hole may have contributed to swelling process.	9	8	110	Original 6–8 cm shotcrete failed. Permanent support after failure with cast concrete arches	20 2	0.5 12	1.0 2.5				Category 31 = CCA (sr) 30 cm + B 1 m

	2. Complete collapse of tunnel during operation of power plant. Vault-shaped crown opening.																					
	3. Tailrace tunnel, Sällsjö Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).																				0.17 1.6 5.6	
48	1. 15 m length, overthrust shear zone in schist, in which there was a 3 cm thick clay (non softening) and graphite seam. Shear zone was 50—100 cm wide and contained smooth, slickensided graphite-coated joint surfaces, 1 joint set, 5—30 cm spacing. Insignificant water inflow.	6.5	4.5	50	Rock bolts, wire mesh and two shotcrete applications	10	2	1.0	1.0	10	5										Category 31 = B 1 m + S (mr) 5 cm	
	2. Wedge-shaped roof fall.																					
	3. Tailrace tunnel, Bergvattnet Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).																				0.10 1.6 4.1	
56	1. 20 m length, 10 m wide vertical shear zone in granite. Rock crushed and frequently altered to earthy-gravel. Some remnant joint surfaces coated with clay (non-softening). Rock adjacent to zone blocky and loose. Irregular slickensided joint surfaces, 5—30 cm spacing. Large water inflows after blasting carried fault zone debris into tunnel, left open voids up to 1 m wide. Note: Tunnel located within 10 km of a major overthrust sheet, locally vertical and low angle shear zones occur.	5.9	4.3	100	No support immediately after blasting. Eventually two shotcrete applications	10	20	1.5	0.33	6	2.5											Category 34 = S (mr) 7.5 cm
	2. Progressive roof fall-out to form a large vault-shaped opening.																					
	3. Headrace tunnel, Stensjöfallet Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).																					0.017 1.6 3.7

Note: Right-hand column "Roof Support Recommendation" is obtained from Tables 11, 12, 13, and 14

Key: S = shotcrete, B = systematic bolting, sb = spot bolting, CCA = cast concrete arches, mr = mesh reinforced, sr = steel reinforced, clm = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres. — Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

Table 9. Classification and Prediction of Support for Six of the Case Records Described by Cecil (1970)

Case No.	1. DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN m	Height m	Depth m	Support used	RQD J_n	J_r J_a	J_w J_w SRF	Q	ESR	SPAN/ ESR m	Roof support recommendation
60	1. 20 m length, 1 m wide zone of sheared granite with clay seams (non-softening) slide boundary is a thin (< 1 cm) clay seam and thinly sheared material that lie in contact with massive rock. Planar, slicken-sided joints. 1 joint set, 5—30 cm spacing. Insignificant inflow of water. See note, case 56. 2. Wedge-shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Stensjöfaller Hydro. N. Sweden (ref. Cecil 1970).	5.9	4.3	85	Rock bolts, and shotcrete	80 2	0.5 6	1.0 2.5				Category 21 = B 1 m + S 2.5 cm
									1.3	1.6	3.7	
66	1. 80 m length, open horizontal sheeting joints in granite, partially filled with sand sized material. Planar, rough surfaced joints. 2 joint sets, 5—30 cm spacing. Insignificant water inflow. See note, case 56. 2. Overbreak above springline. 3. Access tunnel, Stensjöfaller Hydro. N. Sweden (ref. Cecil 1970).	7	4.5	15—20	Rock bolts and shotcrete	70 4	1.5 2	1.0 5				Category 21 = B 1 m + S 2.5 cm
									2.6	1.3	5.4	
67	1. 50 m length, close vertical jointing cutting across schistose rock structure in schistose metagreywacke. Sandy, gravelly joint fillings. Planar smooth surface joints. 1 joint set plus random (for schistosity planes), 5—30 cm spacing. Water inflows up 1000 l/min.	5.9	4.8	100	Shotcrete	20 3	1.0 2	0.2 1.0				Category 21 = S 2.5 cm

	2. Large overbreak in intrados, some roof falls.											
	3. Railrace tunnel, Stensjöfaller Hydro. N. Sweden (ref. Cecil 1970).									1.7	1.6	3.7
70	1. 10 m length, strongly sheared granite, very tight vertical structure. Planar, rough surfaced, unaltered joints. 1 joint set, 5—30 cm spacing. Insignificant water inflow.	8	5.7	15	None	40	1.5	1.0				
	2. Stable, minor overbreak, no roof falls.					2	1.0	2.5				
	3. Collector tunnel, Mo i Rana Hydro. N. Norway (ref. Cecil 1970).									12	1.6	5.0
74	1. Approx. 2 km length, massive granite, widely spaced, tight, vertical joints. Planar, smooth-surfaced unaltered joints. 1 joint set, 1—3 m spacing. Insignificant water inflow.	12	12.5	≤ 100	None in chambers	100	1.0	1.0				
75	2. No overbreak in chambers, but overbreak at intersections.					2	1.0	1.0	50	1.3	9.2	
	3. Waste water treatment plant, Käppala. Sweden (ref. Cecil 1970).				Bolts at intersections	100	1.0	1.0	16.7	1.0	12.0	
						2 × 3	1.0	1.0				
77	1. 300 m length, massive gneiss, few joints. Planar, rough-surfaced, unaltered joints. > 3 m spacing. Insignificant water inflow.				50 spot bolts in about 300 m of chamber	100	5	1.0				
	2. Minor overbreak, no falls or slides.	20	24.5	18		1.0	1.0	2.5				
	3. Wine and liquor storage rooms. Stockholm (ref. Cecil 1970).									200	1.3	15.4

Note: Right-hand column "Roof Support Recommendation" is obtained from Tables 11, 12, 13, and 14.

Key: S = shotcrete, B = systematic bolting, sb = spot bolting, CCA = cast concrete arches, mr = mesh reinforced, sr = steel reinforced, clm = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres. — Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

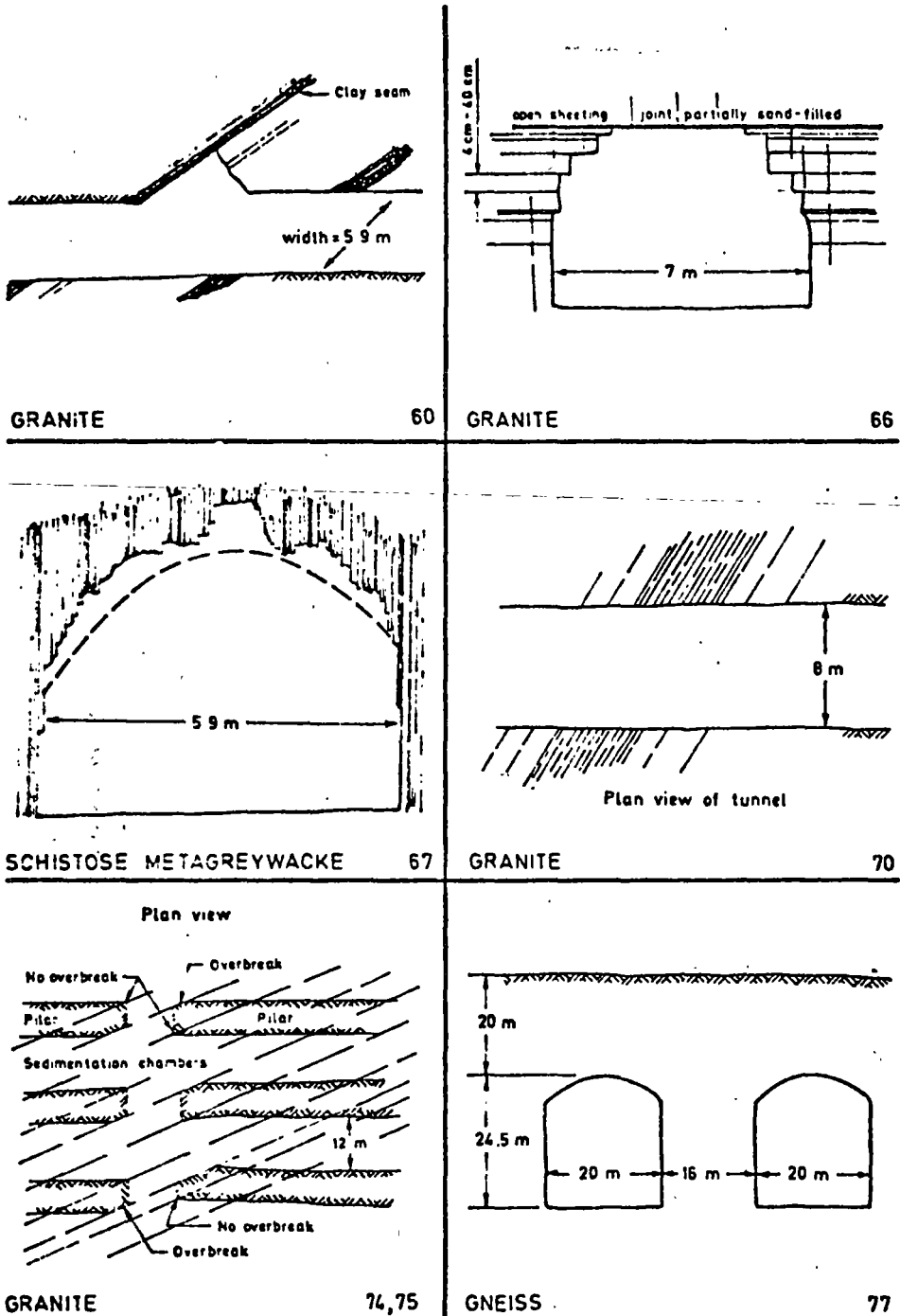


Fig. 8. Sketches of the six case records described in Table 9, after Cecil (1970)
 Skizzen der sechs Fälle, welche nach Cecil (1970) in Tabelle 9 beschrieben sind
 Croquis représentant les six cas décrits dans le tableau 9, selon Cecil (1970)

and those requiring some form of permanent support. Classification data for the thirty case records that plot on or below the boundary in Fig. 6 are given in Table 10.

As can be seen from the table, out of the thirty case records there are only six supported tunnels that plot below the boundary. The remaining one hundred and ninety case records contain only six further exceptions to the rule; i. e. unsupported tunnels that plot *above* the diagonal boundary. It therefore appears that self-supporting tunnels can be predicted with acceptable accuracy. The linear boundary can be approximated by the following equation:

$$D_e' = 2Q^{0.4} \quad (5)$$

where

D_e' = limiting value of SPAN/ESR

Q = rock mass quality

The unsupported spans listed in Table 10 range from 1.2 to 100 metres. Thus it does not appear that span-width need be a limiting factor, provided the rock mass quality is sufficiently high. In fact the Carlsbad limestone caverns of New Mexico have unsupported spans of up to 190 metres, presumably due both to the absence of joints and to a favourable stress field.

The classification data listed in Table 10 gives a good indication of the "vital statistics" of self-supporting tunnels. It appears that a high RQD value (mean RQD = 85%) is common but not without exception. One joint set is also a common characteristic, although the mean value of J_n is 2.9, which represents one joint set plus random. None of these unsupported tunnels have more than three joint sets. In general the joints tend to be discontinuous or undulating (mean $J_r = 2.6$), though there are several examples with smooth-planar joints. The two most important requisites appear to be unaltered joints ($J_n \leq 1$) and dry excavations ($J_w = 1$). There are very few exceptions to these two observations.

(D) Tunnel Support Recommendations

Different personal, national and continental engineering practices lead inevitably to variations in methods of support, even for the same quality of rock. The majority of data has been obtained from European case records due in particular to the ninety or so case records from Scandinavia (Cecil, 1970) and other Norwegian case records known to the authors. As a result of this European-Scandinavian bias, and the belief that shotcrete and bolting methods deserve most attention, many well documented case records have been ignored. These include those describing steel rib support methods, free span concrete arch roofs, and pre-cast sectional linings.

Small variations in support methods also occur in each category and are due to rock mass differences, since a given value of Q is not unique, but a combination of several variables. In order to separate the more im-

Table 10. Classification Data for Self-Supporting Tunnels

Support category	Case No.	Description of support used	RQD/J_n	J_r/J_a	J_w/SRF	SPAN/ESR (= D_e)	Q
No. 0	6	none, S (1 app.) for protection from small stones	60/2	2/1	1/1	9/1.6	60
(no support)	8	none	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
	17	sb + S (1 app.) for protection from small stones	100/2	1.5/1	1/1	9/1.6	75
	20	none	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
	21	none	100/1	4/1	0.66/1	13/1.0	266
	27	(near category 13) none	90/3	1/1	1/1	12.5/1.6	30
	29	none	90/2	3/1	1/1	12.5/1.6	135
	35	none	10/3	2/1	1/1	5/1.6	6.7
	36	none	20/2	2/1	1/1	5/1.6	20
	63	(near category 17) B	100/9	1/1	1/2.5	5.9/1.6	4.4
	68	none	100/1.5	5/1	1/1	10/1.0	1000
	70	none	40/2	1.5/1	1/2.5	8/1.6	12
	74	(near category 9) none	100/2	1/1	1/1	12/1.3	16.7
	77	(near category 5) sb (50 bolts per 300 m)	100/1	5/1	1/2.5	20/1.3	200
	78	none	90/2	1.5/1	1/2.5	5/1.3	27
	87	none	100/1	4/1	1/1	11.25/1.6	400
	91	none	90/2	1.5/1	1/1	12/1.3	67.5
	96	none	100/1	4/1	1/2.5	15/1.3	160
	101b	none	75/9	2/3	0.66/1	3.5/1.3	3.7
	112	none	80/2	2/1	1/15	1.2/1.6	5.3
	113	none	100/1	4/1	1/7.5	2.3/1.6	46
	115	(near category 13) B (1.0 m)	100/1	4/1	1/20	6.4/1.0	20
	119b	none	100/1	4/1	1/0.5	100/4	800
	119c	none	100/1	4/1	1/0.5	100/5	800
	120a	none	95/9	3/1	1/1	7/1.3	31.6
	120b	none	95/9	3/1	1/0.5	7/1.3	63
	127a	none or sb	100/4	3/1	1/0.5	20/5	75
	127b	none or sb	100/4	3/1	1/0.5	20/3	150
	144	sb, 2 m long	90/4	1/4	1/1	3/1.3	5.6
	150	none	100/4	2/1	0.5/0.5	6.1/1.3	50

Key: S = shotcrete (number of applications in brackets)

B = systematic bolting (mean spacing in brackets)

sb = spot bolting

portant variations in support practice, the conditional factors RQD/J_n and J_r/J_a should be evaluated in addition to the overall quality Q . Two excavations having the same rock mass quality Q , may in one case be bolted; and in the other case only shotcreted. The conditional factor RQD/J_n describing *block size* will normally separate these two cases. For instance, rock masses with RQD/J_n values larger than 10 will tend to be massive to blocky requiring only bolting, while values less than 10 are likely to represent blocky and jointed rock, which can often be adequately treated with shotcrete. In other examples, the conditional factor J_r/J_a describing *inter-block shear strength* may play a more important role. In some cases the equivalent dimension (D_e) which is equal to $SPAN/ESR$ can be used as a third conditional factor to explain differences in support practice.

Tables 11, 12, 13 and 14 contain the authors' recommendations for permanent support for all 38 categories. It should be noted that the support tables have been designed in the first instance to supply estimates of permanent *roof* support. Methods for estimating permanent *wall* support are based on the hypothetical "wall quality" (range $1.0 Q$ to $5.0 Q$) that was discussed on p. 213. A complete worked example is given at the end of the paper to illustrate the whole method.

It will have been noticed that no recommendations for temporary support have been discussed up to this point. Only a limited number of the case records contained such details. Therefore any recommendation given here will be an approximation, without the necessary back-up from case records. Nevertheless in principle, a tunnel with given values of $SPAN/ESR$ and quality Q will obviously require reduced overall measures where temporary support is concerned. Appropriate reductions in support can be obtained by increasing the value of ESR to $1.5 ESR$, and by increasing Q to $5 Q$. In other words, shifting a plotted point downward and to the right hand side of Fig. 5, in the general direction of the NO SUPPORT boundary. These factors would be applied equally to both the roof and wall, such that any differences in roof and wall support would also be in operation for temporary support.

It should finally be emphasised that the support recommendations contained in this paper are based for the most part on general engineering practice for a given type of excavation. If for some reason the quality of drilling and blasting is better or worse than that in normal practice, then the recommended support will tend to be over-conservative or inadequate respectively. However, there is an additional complication in that the appearance of the excavated surfaces (apparent rock mass quality) tends to suggest either an increased or a decreased Q value for these two cases. For instance, when the drilling is poorly executed and hole alignment is bad, the degree of over-break and need for support may increase considerably. Therefore, where possible, the rock mass quality Q should be estimated from exposures excavated in a similar manner to that used in the final excavations. Where this is not possible, allowances should be made, in particular with regard to the value of J_n (joint set number) and to a lesser extent RQD .

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good", and "Good" Quality (Q range: 1000-10)

Support category	Q	Conditional factors			P kg/cm ² (approx.)	SPAN/ ESR (m)	Type of support	Note see p. 229
		RQD'/J_n	J_r/J_n	SPAN/ ESR (m)				
1*	1000-400	—	—	—	<0.01	20-40	sb (utg)	—
2*	1000-400	—	—	—	<0.01	30-60	sb (utg)	—
3*	1000-400	—	—	—	<0.01	46-80	sb (utg)	—
4*	1000-400	—	—	—	<0.01	65-100	sb (utg)	—
5*	400-100	—	—	—	0.05	12-30	sb (utg)	—
6*	400-100	—	—	—	0.05	19-45	sb (utg)	—
7*	400-100	—	—	—	0.05	30-65	sb (utg)	—
8*	400-100	—	—	—	0.05	48-88	sb (utg)	—
9	100-40	≥ 20	—	—	0.25	8.5-19	sb (utg)	—
		<20	—	—			B (utg) 2.5-3 m	—
10	100-40	≥ 30	—	—	0.25	14-30	B (utg) 2-3 m	—
		<30	—	—			B (utg) 1.5-2 m +clm	—
11*	100-40	≥ 30	—	—	0.25	23-48	B (tg) 2-3 m	—
		<30	—	—			B (tg) 1.5-2 m +clm	—
12*	100-40	≥ 30	—	—	0.25	40-72	B (tg) 2-3 m	—
		<30	—	—			B (tg) 1.5-2 m +clm	—
13	40-10	≥ 10	≥ 1.5	—	0.5	5-14	sb (utg)	I
		≥ 10	<1.5	—			B (utg) 1.5-2 m	I
		<10	≥ 1.5	—			B (utg) 1.5-2 m	I
		<10	<1.5	—			B (utg) 1.5-2 m +S 2-3 cm	I
14	40-10	≥ 10	—	≥ 15	0.5	9-23	B (tg) 1.5-2 m +clm	I, II
		<10	—	≥ 15			B (tg) 1.5-2 m +S (mr) 5-10cm	I, II
		—	—	<15			B (utg) 1.5-2 m +clm	I, III
15	40-10	>10	—	—	0.5	15-40	B (tg) 1.5-2 m +clm	I, II, IV
		≤ 10	—	—			B (tg) 1.5-2 m +S (mr) 5-10cm	I, II, IV
16* See note XII	40-10	>15	—	—	0.5	30-65	B (tg) 1.5-2 m +clm	I, V, VI
		≤ 15	—	—			B (tg) 1.5-2 m +S (mr) 10-15cm	I, V, VI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is >25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Key to Support Tables:

sb = spot bolting
B = systematic bolting
(utg) = untensioned, grouted

Table 12. Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" Quality (Q range: 10-1)

Support category	Q	Conditional factors		P	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229	
		RQD/J _n	J _r /J _a	SPAN/ESR	Kg/cm ² (approx.)			
17	10-4	> 30	—	—	1.0	3.5-9	sb (utg)	I
		≥ 10, ≤ 30	—	—			B (utg) 1-1.5 m	I
		< 10	—	≥ 6 m			B (utg) 1-1.5 m	I
		< 10	—	< 6 m			+ S 2-3 cm	I
18	10-4	> 5	—	≥ 10 m	1.0	7-15	S 2-3 cm	I
		> 5	—	< 10 m			B (tg) 1-1.5 m	I, III
		≤ 5	—	≥ 10 m			+ clm	I
		≤ 5	—	< 10 m			B (utg) 1-1.5 m	I, III
19	10-4	—	—	≥ 20 m	1.0	12-29	+ S 2-3 cm	I
		—	—	< 20 m			B (tg) 1-1.5 m	I, III
20* See note XII	10-4	—	—	≥ 35 m	1.0	24-52	+ S (mr) 10-15 cm	I, II, IV
		—	—	< 35 m			B (tg) 1-1.5 m	I, II
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	—	1.5	2.1-6.5	+ S (mr) 5-10 cm	I, V, VI
		< 12.5	≤ 0.75	—			B (tg) 1-2 m	I, II, IV
		—	> 0.75	—			+ S (mr) 20-25 cm	I, II, IV
22	4-1	> 10, < 30	> 1.0	—	1.5	4.5-11.5	B (tg) 1-2 m	I, II, IV
		≤ 10	> 1.0	—			+ S (mr) 10-15 cm	VII
		< 30	≤ 1.0	—			B (utg) 1 m	I
		≥ 30	—	—			+ S (mr) 2.5-5 cm	I
23	4-1	—	—	≥ 15 m	1.5	8-24	B (utg) 1 m	I
		—	—	< 15 m			+ S (mr) 5-10 m	I
24* See note XII	4-1	—	—	≥ 30 m	1.5	18-46	B (tg) 1-1.5 m	I, V, VI
		—	—	< 30 m			+ S (mr) 15-30 cm	I, II, IV

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

(tg) = tensioned, (expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)

S = shotcrete

(mr) = mesh reinforced

clm = chain link mesh

CCA = cast concrete arch

(sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Table 13. Support Measures for Rock Masses of "Very Poor" Quality (Q range: 1.0—0.1)

Support category	Q	Conditional factors		SPAN/ESR (m)	P kg/cm ² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
		RQD/J_n	J_r/J_a					
25	1.0—0.4	> 10	> 0.5	—	2.25	1.5—4.2	B (utg) 1 m + mr or clm	I
		≤ 10	> 0.5	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
		—	≤ 0.5	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	1.0—0.4	—	—	—	2.25	3.2—7.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
		—	—	—			B (utg) 1 m + S 2.5—5 cm	I, IX
27	1.0—0.4	—	—	≥ 12 m	2.25	6—18	B (tg) 1 m + S (mr) 7.5—10 cm	I, IX
		—	—	< 12 m			B (utg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	I, IX
		—	—	> 12 m			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
		—	—	< 12 m			S (mr) 10—20 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
28* See note XII	1.0—0.4	—	—	≥ 30 m	2.25	15—38	B (tg) 1 m + S (mr) 30—40 cm	I, IV, V, IX
		—	—	$\geq 20, < 30$			B (tg) 1 m + S (mr) 20—30 cm	I, II, IV, IX
		—	—	< 20 m			B (gt) 1 m + S (mr) 15—20 cm	I, II, IX
		—	—	—			CCA (sr) 30—100 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI

29*	0.4—0.1	> 5	> 0.25	—	3.0	1.0—3.1	B (utg) 1 m + S 2—3 cm	—
		≅ 5	> 0.25	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
		—	≅ 0.25	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
30	0.4—0.1	≅ 5	—	—	3.0	2.2—6	B (tg) 1 m + S 2.5—5 cm	IX
		< 5	—	—			S (mr) 5—7.5 cm	IX
		—	—	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
31	0.4—0.1	> 4	—	—	3.0	4—14.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—12.5 cm	IX
		≅ 4, ≅ 1.5	—	—			S (mr) 7.5—25 cm	IX
		< 1.5	—	—			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 30—50 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
32 See note XII	0.4—0.1	—	—	≅ 20 m	3.0	11—34	B (tg) 1 m + S (mr) 40—60 cm	II, IV, IX, XI
		—	—	< 20 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20—40 cm	III, IV, IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 40—120 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 14. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (Q range: 0.1-0.001)

Support category	Q	Conditional Factors RQD/J _n	J _r /J _a	SPAN/ESR (m)	P Kg/cm ² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See-p. 229
33*	0.1-0.01	≥ 2	—	—	6	1.0-3.9	B (tg) 1 m + S (mr) 2.5-5 cm	IX
		< 2	—	—			S (mr) 5-10 cm S (mr) 7.5-15 cm	IX VIII, X
34	0.1-0.01	≥ 2	≥ 0.25	—	6	2.0-11	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	IX
		< 2	≥ 0.25	—			S (mr) 7.5-15 cm	IX
		—	< 0.25	—			S (mr) 15-25 cm CCA (sr) 20-60 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, XI
35 See note XII	0.1-0.01	—	—	≥ 15 m	6	6.5-28	B (tg) 1 m + S (mr) 30-100 cm	II, IX, XI
		—	—	≥ 15 m			CCA (sr) 60-200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, II
		—	—	< 15 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20-75 cm	IX, XI, III
		—	—	< 15 m			CCA (sr) 40-150 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, III
36*	0.01-0.001	—	—	—	12	1.0-2.0	S (mr) 10-20 cm S (mr) 10-20 cm + B (tg) 0.5-1.0 m	IX VIII, X, XI
		—	—	—			S (mr) 20-60 cm S (mr) 20-60 cm + B (tg) 0.5-1.0 m	IX VIII, X, XI
37	0.01-0.001	—	—	—	12	1.0-6.5	S (mr) 20-60 cm S (mr) 20-60 cm + B (tg) 0.5-1.0 m	IX VIII, X, XI
		—	—	—			CCA (sr) 100-300 cm CCA (sr) 100-300 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, II, XI
38 See note XIII	0.01-0.001	—	—	≥ 10 m	12	4.0-20	CCA (sr) 100-300 cm CCA (sr) 100-300 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, II, XI
		—	—	< 10 m			S (mr) 70-200 cm	IX
		—	—	< 10 m			S (mr) 70-200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, III, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Supplementary Notes for Support Tables

- I. For cases of heavy rock bursting or "popping", tensioned bolts with enlarged bearing plates often used, with spacing of about 1 m (occasionally down to 0.8 m). Final support when "popping" activity ceases.
- II. Several bolt lengths often used in same excavation, i. e. 3, 5 and 7 m.
- III. Several bolt lengths often used in same excavation, i. e. 2, 3 and 4 m.
- IV. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 2—4 m.
- V. Several bolt lengths often used in some excavations, i. e. 6, 8 and 10 m.
- VI. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 4—6 m.
- VII. Several of the older generation power stations in this category employ systematic or spot bolting with areas of chain link mesh, and a free span concrete arch roof (25—40 cm) as permanent support.
- VIII. Cases involving swelling, for instance montmorillonite clay (with access of water). Room for expansion behind the support is used in cases of heavy swelling. Drainage measures are used where possible.
- IX. Cases not involving swelling clay or squeezing rock.
- X. Cases involving squeezing rock. Heavy rigid support its generally used as permanent support.
- XI. According to the authors' experience, in cases of swelling or squeezing, the temporary support required before concrete (or shotcrete) arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of RQD/J_n is sufficiently high (i. e. > 1.5), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i. e. $RQD/J_n < 1.5$, for example a "sugar cube" shear zone in quartzite), then the temporary support may consist of up to several applications of shotcrete. Systematic bolting (tensioned) may be added after casting the concrete (or shotcrete) arch to reduce the uneven loading on the concrete, but it may not be effective when $RQD/J_n < 1.5$, or when a lot of clay is present, unless the bolts are grouted before tensioning. A sufficient length of anchored bolt might also be obtained using quick setting resin anchors in these extremely poor quality rock-masses. Serious occurrences of swelling and/or squeezing rock may require that the concrete arches are taken right up to the face, possibly using a shield as temporary shuttering. Temporary support of the working face may also be required in these cases.
- XII. For reasons of safety the multiple drift method will often be needed during excavation and supporting of roof arch. Categories 16, 20, 24, 28, 32, 35 ($SPAN/ESR > 15$ m only).
- XIII. Multiple drift method usually needed during excavation and support of arch, walls and floor in cases of heavy squeezing. Category 38 ($SPAN/ESR > 10$ m only).

(E) Worked Example
20 m Span Machine Hall in Phyllite

(i) Rock Mass Classification

Joint set 1	strongly developed foliation	
	smooth-planar	$(J_r = 1.0)$
	chlorite coatings	$(J_a = 4.0)$
	ca. 15 joints/metre	
Joint set 2	smooth-undulating	$(J_r = 2)$
	slightly altered joint walls	$(J_a = 2)$
	ca. 5 joints/metre	
	$J_v = 15 + 5 = 20$	$RQD = 50$ (Eq. 2)
	$J_n = 4$. Minimum $J_r/J_a = 1/4$	

Minor water inflows: $J_w = 1.0$

Unconfined compression strength of phyllite (σ_c) = 400 kg/cm²

Major principal stress (σ_1) = 30 kg/cm²

Minor principal stress (σ_3) = 10 kg/cm²

$(\sigma_1/\sigma_3) = 3$

$\sigma_c/\sigma_1 = 13.3$ (medium stress) $SRF = 1.0$

$$Q = \frac{50}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{1} = 3.1 \text{ (poor)} \quad (\text{Eq. 1})$$

(ii) Support Recommendation

Type of excavation	Machine hall	$B = 20 \text{ m}$, $H = 30 \text{ m}$
	($ESR = 1.0$)	$B/ESR = 20$, $H/ESR = 30$
Support category	(a) Roof	$Q = 3.1$; category 23 (Fig. 5)
	(b) Walls	" Q " = $3.1 \cdot 2.5$; category 20
Recommended Support	(a) Category 23	Table 12 $B(\text{tg}) 1.4 \text{ m}$ (Roof) + $S(\text{mr}) 15 \text{ cm}$ Notes: II, IV, VII
	(b) Category 20	Table 12 $B(\text{tg}) 1.7 \text{ m}$ (Walls) + $S(\text{mr}) 10 \text{ cm}$ Notes: II, IV

Mean length

of bolts and anchors

(a) Roof	bolts	5.0 m	(Appendix)
	anchors	8.0 m	(Appendix)
(b) Walls	bolts	6.5 m	(Appendix)
	anchors	10.5 m	(Appendix)

Support pressure estimates

(a) Roof	$Q = 3.1$	1. (Fig. 4, shaded envelope) Approx. range for $P_{roof} = 0.9-2.0 \text{ kg/cm}^2$
		2. (Eq. 3) $P_{roof} = 1.37 \text{ kg/cm}^2$
		3. (Eq. 4) $P_{roof} = 0.91 \text{ kg/cm}^2$
(b) Walls	$Q = 3.1 \cdot 2.5$	1. (Fig. 4, shaded envelope) Approx. range for $P_{wall} = 0.6-1.4 \text{ kg/cm}^2$
		2. (Eq. 3) $P_{wall} = 1.01 \text{ kg/cm}^2$
		3. (Eq. 4) $P_{wall} = 0.67 \text{ kg/cm}^2$

Commentary

1. Note the use of the minimum value J_r/J_a for calculating Q . The properties of the joint set having the lowest shear strength should always be used, unless the user considers the orientation is entirely favourable such that a second joint is more unfavourable to stability, despite having a higher value of J_r/J_a .

2. The choice of 1.4 m and 1.7 m spacing for roof and wall bolts from the empirical listed ranges of 1—1.5 m and 1—2 m was made in accordance with the specific value of Q , in relation to the range for the given category (i. e. $Q = 1-4$). These bolt spacings are approximate and need to be checked against required support pressures.

3. When using Tables 11, 12, 13 and 14 for *wall support*, the relevant *span* should be used when the conditional factor (*SPAN/ESR*) is listed. Hence the choice of the minimum 10 cm of mesh reinforced shotcrete from a possible range of 10—20 cm.

4. The mean bolt and anchor lengths should be coordinated with the recommendation given under *Note II* (p. 229). Thus, for the roof, variable (intermeshed) bolt lengths of 3, 5 and 7 m appear reasonable, while for the wall 5, 6.5 and 8 m might be more appropriate. The recommendation for using tensioned cable anchors (*Note IV*) is based on current practice in most caverns of this size. The effectiveness of such widely spaced (2—4 m) reinforcement is perhaps open to question.

5. The range of estimates of support pressure give room for choice. The estimates obtained from Eq. (4) are especially dependent on the absence of additional joint sets. Should some additional random joints be discovered when access tunnels are driven into this hypothetical rock mass, both J_a and Q will be affected, and this will have a multiple effect on Eq. (4). The value of J_a will increase to 6, Q will reduce to 2.1, and the estimate of roof support pressure would rise from 0.91 to 1.28 kg/cm².

Appendix

Design Concepts for Rationalizing the Support Tables

The simple theory used to rationalize the support dimensioning can be conveniently divided into three parts: bolting, concrete lining, shotcrete lining.

1. Bolting

The support pressure capacity of tensioned or grouted bolts is equal to the yield capacity of one bolt (if adequately anchored) divided by the square of the bolt spacing. If a 10 tons working load is assumed for a 20 mm diameter bolt, the support pressure is as follows:

$$P = 1/a^2 \quad (6)$$

where

P = support pressure capacity in kg/cm²

a = bolt spacing in metres

Eq. (6) and the support pressure chart (Fig. 4) were used in combination with the case records, and this helped to provide a rational and reasonably continuous spectrum of bolt spacings. When a range of spacings is quoted in Tables 11, 12, 13 and 14, for instance 1.5 to 2.0 m, the lower limit applies to the lowest rock mass quality Q , and the upper limit to the highest rock mass quality in each given support category. In cases where anchors were noted as a supplementary reinforcement method, the given bolt spacings could be increased, provided the total support pressure generated by the combined bolting and anchoring was not reduced.

Bolt and anchor lengths depend on the dimensions of the excavations. Lengths used in the roof arch are usually related to the span, while lengths used in the walls are usually related to the height of the excavations. The ratio of bolt length to span tends to reduce as the span increases. This trend has been demonstrated by Benson et al. (1971). Accordingly, the following recommendations are given as a simple rule-of-thumb, to be modified as in situ conditions demand.

Roof:	bolts	$L = 2 + 0.15 B/ESR$	(7)
-------	-------	----------------------	-----

	anchors	$L = 0.40 B/ESR$	(8)
--	---------	------------------	-----

Walls:	bolts	$L = 2 + 0.15 H/ESR$	(9)
--------	-------	----------------------	-----

	anchors	$L = 0.35 H/ESR$	(10)
--	---------	------------------	------

where

L = length in metres

B = span in metres

H = excavation height in metres

ESR = excavation support ratio

2. Concrete Lining

The theory of thin walled cylinders provides a simple expression between lining thickness, resultant stress in lining, and uniform internal or external pressure at equilibrium. For external loading the following expression is obtained:

$$t = \frac{P \cdot R}{\sigma} \quad (11)$$

where

P = externally applied pressure (kg/cm²)

σ = compressive stress in lining (kg/cm²)

R = internal radius of lining (cm)

t = wall thickness for equilibrium (cm)

The above expression is based on the assumption that bending and shear stresses are absent.

When a concrete lining is used in combination with systematic bolting, stresses caused by uneven loading or non-circular linings can presumably be minimized and the above equation used with a conservative value for allowable stress. If bolt tensions could be guaranteed, some sharing of support pressure would occur and lining thickness could be reduced. However, some form of internal steel reinforcement may be required to reduce the unfavourable effect of uneven stresses. A conservative value of σ (allowable) equal to 50 kg/cm² was assumed when rationalizing Tables 11, 12, 13 and 14. The appropriate range of pressure (P) was estimated using Fig. 4, in combination with available case records.

Support pressure load sharing by systematic bolting was ignored, therefore concrete thickness may be too conservative if bolts are added and anchorage is effective. However, it should be emphasised that concrete lining is only recommended in the poorest qualities of rock mass, where the effectiveness of bolt anchorage is relatively uncertain.

3. Shotcrete Lining

When single (2—3 cm) or double (5 cm) applications of shotcrete are applied — usually in combination with systematic bolting (i. e. support categories 21 and 25, Tables 12 and 13) — the function of the shotcrete is to prevent loosening, especially in the zone between bolts. In such cases no attempt was made to use Eq. (11) for design thicknesses. The mode of failure of thin layers of shotcrete is one of shear, not bending or compression, as emphasised by Rabczewicz (1969) and Müller (1970). In fact, the support tables are based on a wealth of case records in these support categories, and any attempt to incorporate theory would be superfluous, even if the relevant theory was reliable.

Conclusions

1. The method of classifying rock masses for tunneling stability incorporates six parameters which can be estimated in the first instance using an inexpensive combination of field mapping and geological engineering judgement. Should bore core be available together with the results of rock mechanics tests such as point load strength, natural rock stress etc., then the estimate of rock mass quality Q will be that much more reliable, though not necessarily more accurate. At a more advanced stage of a project when exploratory adits are available, the estimates of Q can, and should be updated further. Support requirements may be re-evaluated in the light of the in situ conditions revealed.

2. The support recommendations contained in this paper are based for the most part on general engineering practice for a given type of excavation. If for some reason the quality of drilling and blasting is better or worse than that in normal practice, then the recommended support will tend to be over-conservative or inadequate respectively. The most reliable estimates of rock mass quality Q and support measures will therefore be obtained from exposures excavated by the same methods as those to be used in the final excavations. Where this is not possible, allowance should be made, particularly with regard to the value of J_n (joint set number) and RQD .

3. The use of past and present case records as a basis for future design introduces the danger of perpetuating over-conservative (and occasionally under-conservative) practice. Consequently, case records describing failure of temporary support, or the necessity for additional support are especially valuable for indicating what the present safety margins are.

4. A further danger of using past and present case records as a basis for future design is that excavation techniques are changing. More and more smooth wall blasting is used and more and more tunnels are machinebored. The support pressure required will reduce as improved excavation techniques result in less disturbance of the surrounding rock. These trends must be incorporated as they occur.

5. Readers in a position to supply detailed case records, especially in areas where the authors' data is sparse, could make a valuable contribution, enabling the updating and improvement of the support tables.

Acknowledgements

It is not usual to acknowledge the contribution of publications. However, the field work performed by Cecil (1970) has proved such a valuable source of information for developing this method of classification that his contribution must be specially acknowledge. The review article by Cording, Hendron and Deere (1972) was another valuable source from the University of Illinois. Finally the authors would like to thank their colleagues at the Norwegian Geotechnical Institute, in particular Arild Palmström, Tor Löken, Tore Valstad and Björn Buen for helpful discussions and contributions.

References

Barth, S.: Felsmechanische Probleme beim Entwurf der Kaverne des Pumpspeicherwerkes Waldeck II. Bautechnik, Vol. 49, No. 3, 73—83 (1972).

Barton, N.: Review of a new shear-strength criterion for rock joints. To be published in: Engineering Geology, Amst., Vol. 7 (4), 287—332 (1973).

Barton, N.: A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk (Conference), Oslo 1973. Tapir, Trondheim. Editor: E. Broch. 38 p. (1974).

Barton, N., R. Lien, and J. Lunde: Analysis of rock mass quality and support practice in tunneling, and a guide for estimating support requirements. NGI Internal report 54206, 74 p. (1974).

Benson, R. P., R. J. Conlon, A. H. Merritt, P. Joli-Coeur, and D. U. Deere: Rock mechanics at Churchill Falls. American Society of Civil Engineers. Symposium on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona. Proceedings, 407—486 (1971).

Bieniawski, Z. T.: Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineer in South Africa, Dec. 335—343 (1973).

Bjerrum, L.: Discussion on: R. E. Goodman and H. M. Ewoldson: A design approach for rock bolt reinforcement in underground galleries. International Symposium on Large Permanent Underground Openings. Oslo 1969. Proceedings, p. 261 (1970).

Brown, G. L., E. D. Morgan, and J. S. Dodd: Rock stabilization at Morrow Point power plant, American Society of Civil Engineers. Proceedings, Vol. 97, No. SM 1, 119—139 (1971).

Cecil III, O. S.: Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph. D. Thesis. Urbana, University of Illinois. 414 p. (1970).

Coates, D. F.: Classification of rocks for rock mechanics. Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 1, 421—429 (1964).

Cording, E. J., and D. U. Deere: Rock tunnel supports and field measurements. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 567—600 (1972).

Cording, E. J., A. J. Hendron, and D. U. Deere: Rock engineering for underground caverns. American Society of Civil Engineers. Symposium on Underground Chambers. Phoenix, Arizona, 1971, 567—600 (1972).

Deere, D. U.: Technical description of rock cores for engineering purposes. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 1, No. 1, 16—22 (1963).

Deere, D. U., R. B. Peck, J. E. Monsees, H. W. Parker, and B. Schmidt: Design of tunnel support systems. Proceedings. 49th Annual Meeting, Highway Research Board, January (1970).

Denkhaus, H. G.: Discussion on: Theme I: Engineering geological considerations in the design and construction of large underground openings. International Symposium on Large Permanent Underground Openings. Oslo 1969. Proceedings, 125—126 (1970).

Merritt, A. H.: Geological predictions for underground excavations. North American Rapid Excavations and Tunneling Conference, Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 115—132 (1972).

Monsees, J.: Design of support systems for tunnels in rock. Ph. D. Thesis. University of Illinois. 1—252 (1970).

Müller-Salzburg, L.: A new European tunneling concept. Paper presented at a Tunneling Conference at Lorch, West-Germany, 1970, under the title "Neuere Auffassungen im mitteleuropäischen Felshohlraumbau und deren Auswirkungen auf die Praxis". Salzburg. 42 p. Österreichische Gesellschaft für Geomechanik. Translation 17 (1970).

Palmström, A.: Private communication (1974).

Rabcewicz, L.v.: Stability of tunnels under rock load. *Water Power*, Vol. 21, June: 225—229, July: 266—273, August: 297—302 (1969).

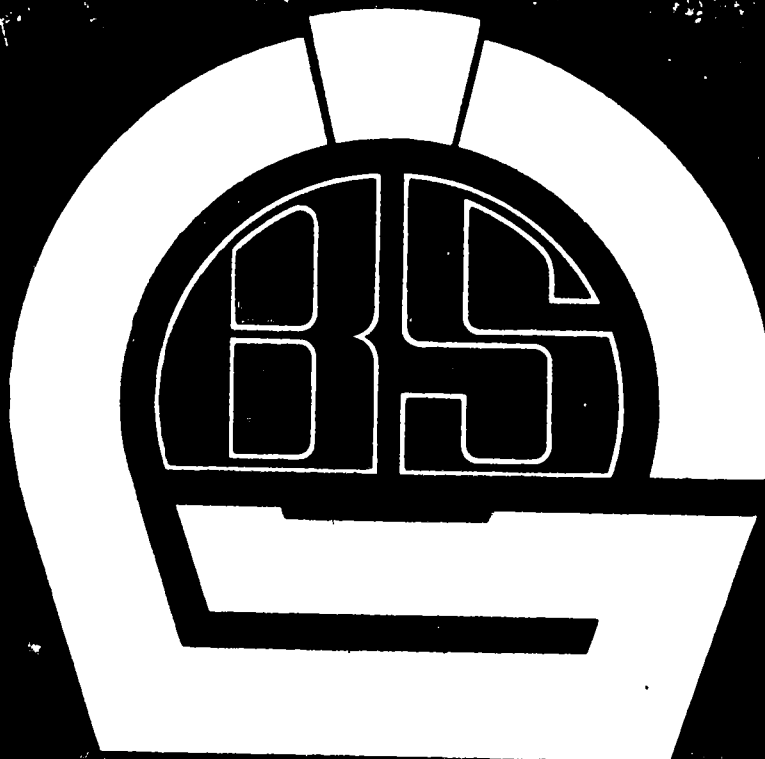
Selmer-Olsen, R.: Experiences with using bolts and shotcrete in area with rock bursting phenomena. International Symposium on Large Permanent Underground Openings, Oslo 1969. Proceedings, 275—278 (1970).

Terzaghi, K.: Rock defects and loads on tunnel supports. Proctor, R. V., and T. L. White: Rock tunneling with steel supports. Youngstown, Ohio, Commercial Shearing and Stamping Co., 17—99. Harvard University. Graduate School of Engineering. Publication, 418 — Soil mechanics series 25 (1946).

Wickham, G. E., H. R. Tiedemann, and E. H. Skinner: Support determinations based on geological predictions. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference. Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 43—64 (1972).

Address of the authors: Dr. Nick Barton, Norwegian Geotechnical Institute, Postboks 40 Tasen, Oslo 8, Norway.

DER KUNSTSTOFF- VERBUNDVERBAU



GEBIRGSSICHERUNG SALZBURG

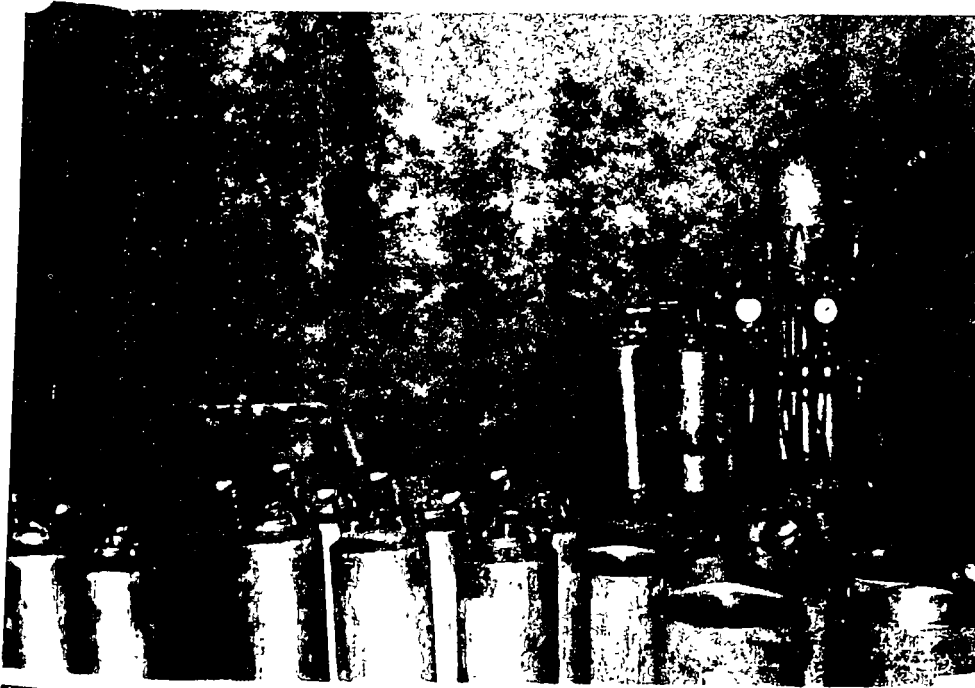
PARA:
GALERIAS
POZOS
CAVERNAS
HOYOS DE CONSTRUCCION

ASEGURAMIENTO
ESTABILIZACION
IMPERMEABILIZACION
EMPAQUETAR
AISLAMIENTO
REVESTIMIENTO

EN:
MINERIA
CONSTRUCCION DE
CAMINOS
CONSTRUCCIONES
HIDRAULICAS
CONSTRUCCIONES
DE PROTECCION CIVIL
CONSTRUCCIONES DE



• CONSOLIDACION CON AYUDA DE ANCLAS DE RESINA SINTETICA EN FRIO
Y REFORZADAS DE FIBRAS DE VIDRIO



Proceso de dos-componentes-alta presión con latas de repuesta para llenar los taladros de refuerza



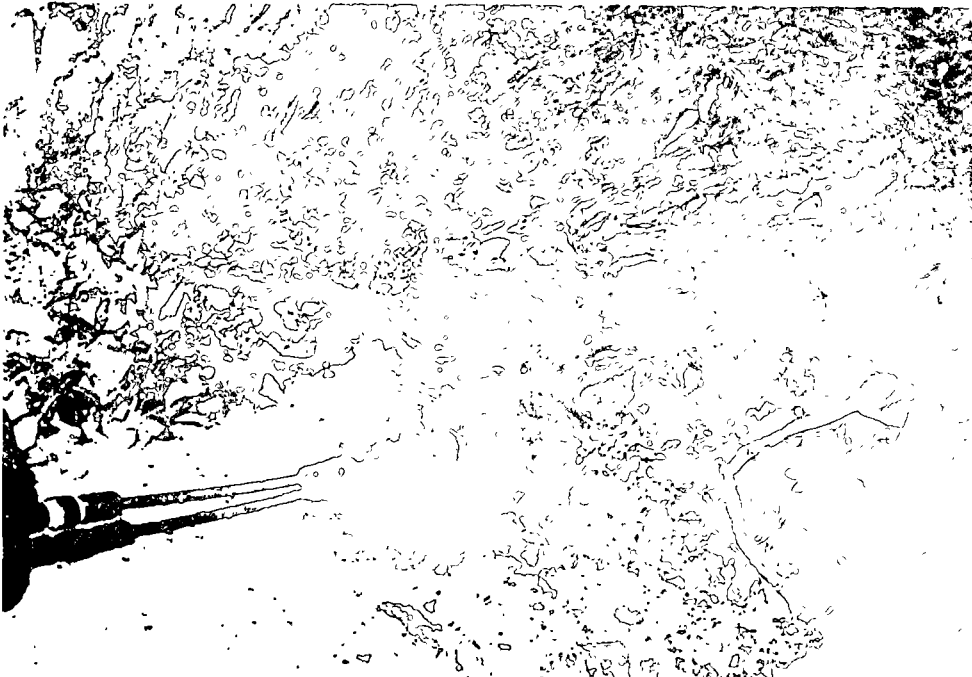
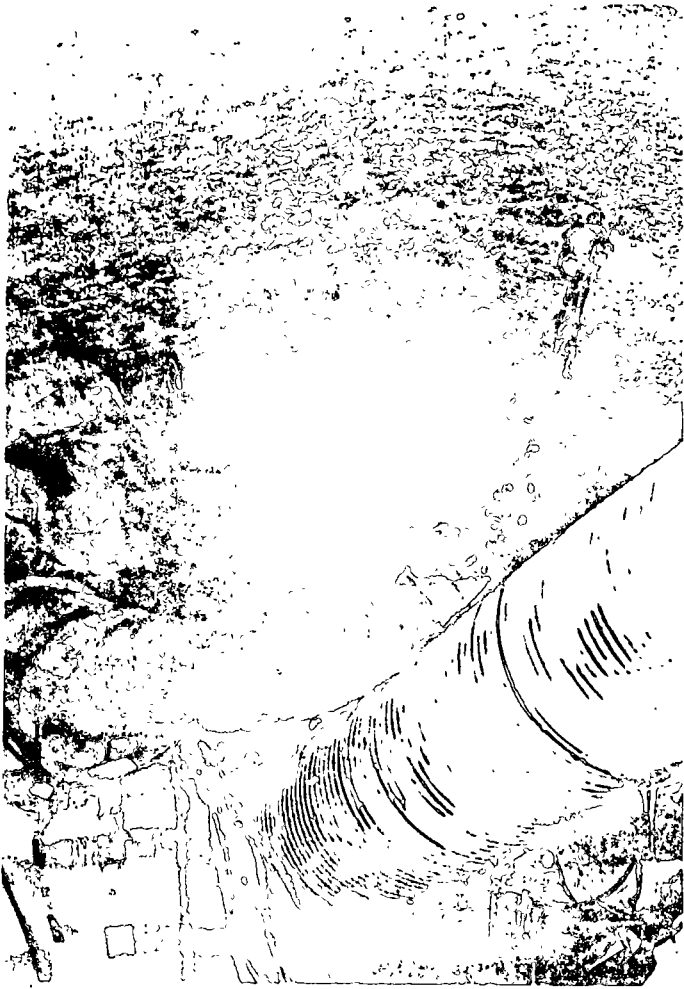
Refuerza de anclas con la cabeza de tubos de anclas con las fibras de vidrio fijadas y una tubo de ventilación

Tejido de fibra de vidrio enuelto el anclaje contra la pérdida de la resina en las aberturas de las rocas



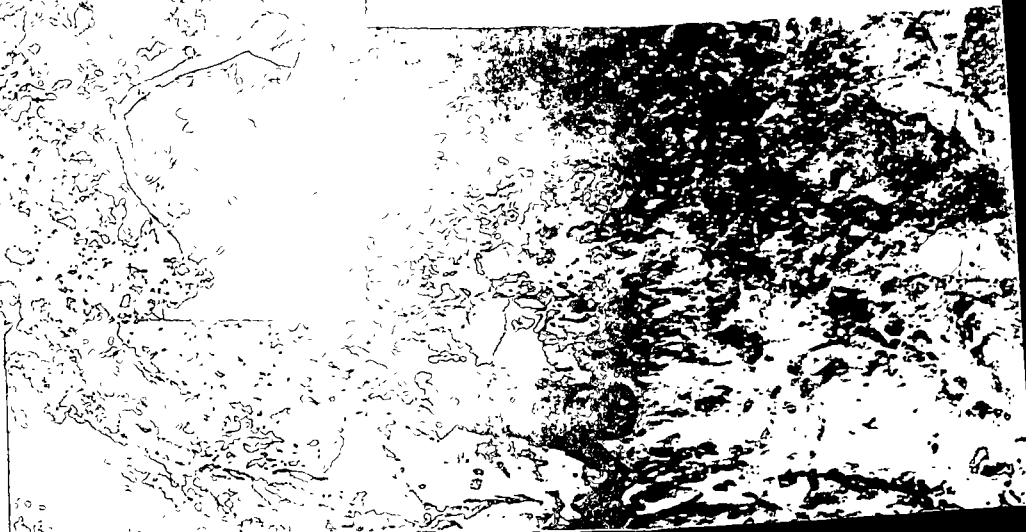
Llenar del taladro a través del anclaje con pistola, mezclador y la lanza de inyección. Se ve muy bien el tubo de ventilación por el cual puede salir el agua de la montaña

Ancla de resina sintética estirada y atornillada en el techo de una galería fresada



Llenar de taladros que llevan mucha agua en el suelo de las rocas

Ancla de resina sintética endurecida con la cabeza de ancla





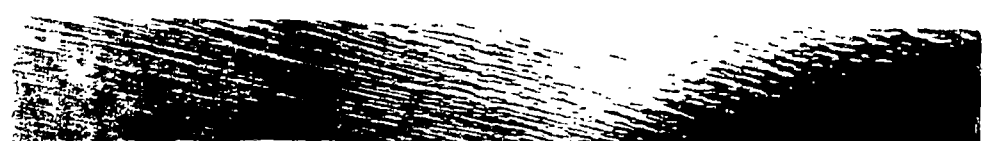
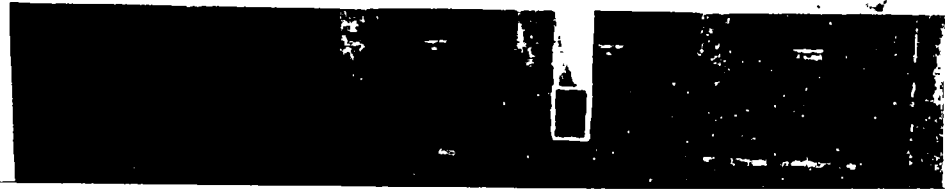
Derivación de aguas y consolidación de un pasaje para peatones por fuerza explosiva en los parkings subterráneos de Salzburg (en la roca)

Isolación hermetica por aplicación de un acrustamiento primario en conglomerado blando



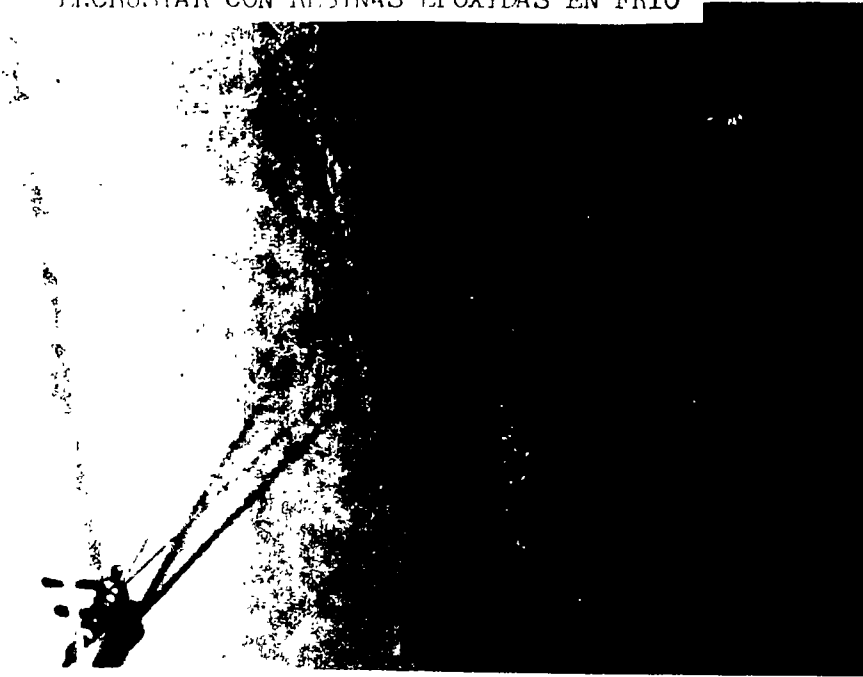
Revestimiento de paredes de galerias con resina epoxyd fria en la gateria fresada

Galeria de Pfänder



Lining with work - hardening epoxy resins

ENCRUSTAR CON RESINAS EPOXYDAS EN FRIO



Derivación del agua provocada por las hojas de hoes y encrustamiento en frío en conglomerado blando

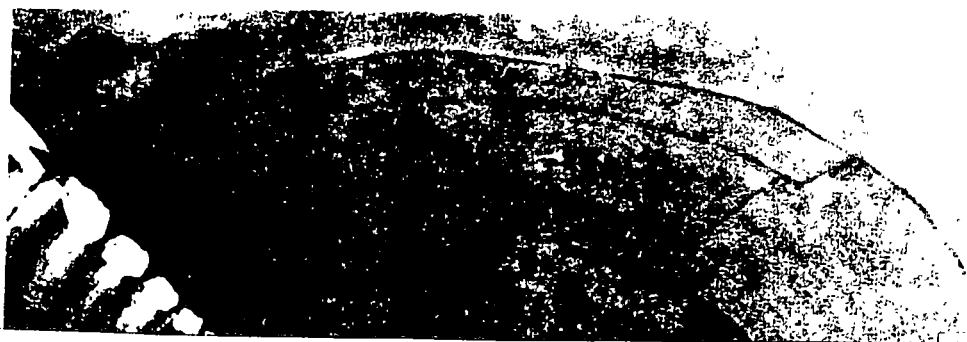
Inyección de resina en el betón y reparación en los sitios blandos del dique



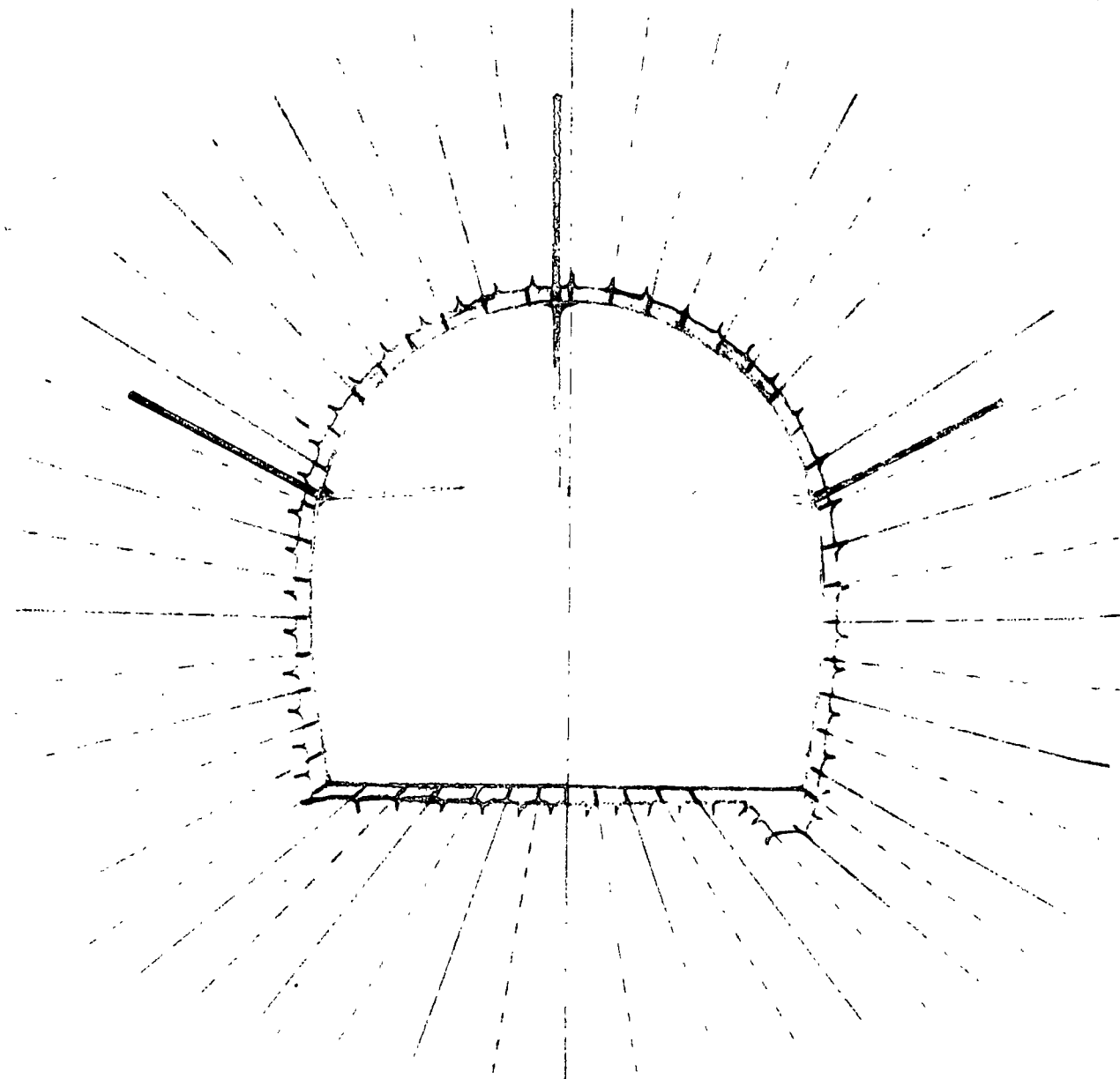
Encrustamiento en frío efectuado de un asensor de construcción después de bajar el nivel del lago

Conjunto de aseguramiento de plástico

Con materiales plásticos se puede estabilizar, manejar y controlar más tipos de roca que con materiales de construcción tradicionales. Esa ventaja es aprovechada en el nuevo y patentado Conjunto de aseguramiento de plástico (KVVB). En el KVVB se ancla ó se taruga la roca alrededor de la cavidad con plásticos y se incrusta las paredes con plástico. La unión estructural de anclas y encrustamiento produce una estructura que no solamente es capaz de resistir la carga, pero también incluye la roca en este conjunto por su íntima unión con ésta. De roca, anclas y encrustamiento nace un nuevo cuerpo, que es capaz de recibir la carga en el sentido del "Nuevo método austríaco de construcción de túneles". Los plásticos permiten un mejor ajuste de las propiedades de deformación del medio de soporte a la roca. Permite mayores deformaciones sin que la fuerza de soporte sea reducida. La rigidez de los plásticos puede ser ajustada con productos químicos ó refuerzos (fibras de vidrio), para controlar y estabilizar roca firme y poco firme. Los plásticos son a prueba de agua, y pueden servir de aislamiento al mismo tiempo. Por eso puede desistirse del uso de concreto en casos especiales. De cuando en vez resulta suficiente instalar solamente las anclas ó el encrustamiento solos. Tiempos de solidificación cortos e instalación rápida garantizan que la capacidad de soportar la carga se desarrolle en poco tiempo. Instalación y almacenaje simples disminuyen los gastos y aumentan la adaptabilidad. Por la unión de varias funciones en el plástico se puede desistir de algunas medidas de construcción y resulta una mayor economía.



espacio subterráneo grande con tela de fibra de vidrio colocado antes de rociar la capa final.

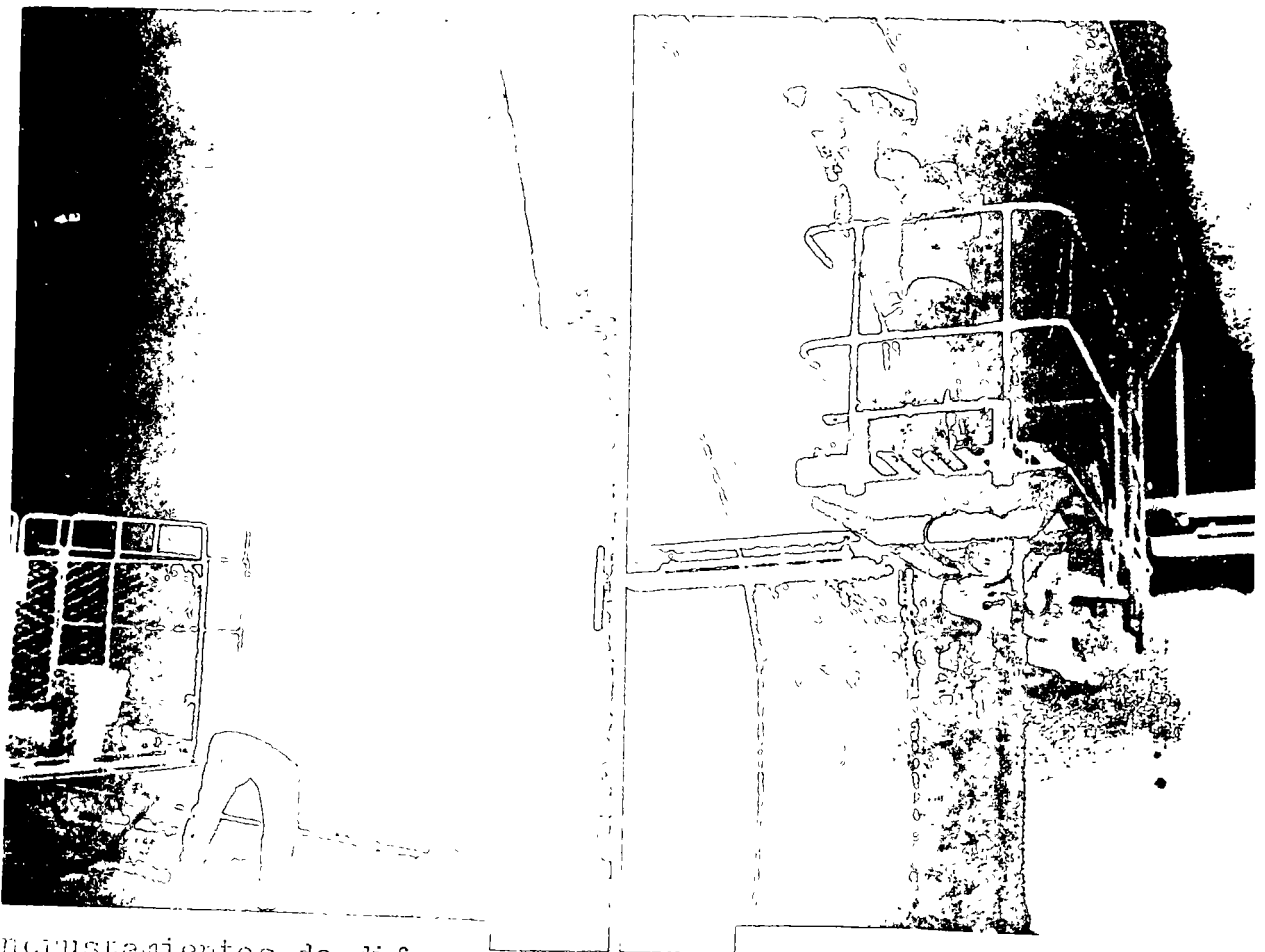


Aseguramiento y aislamiento mediante el KVVB en un túnel de 12m de ancho y 9m de altura con clase de roca 1V (Esquema básico)

Tarugos de plástico para afianzar el suelo en vez de una bóveda en un espacio subterráneo grande.



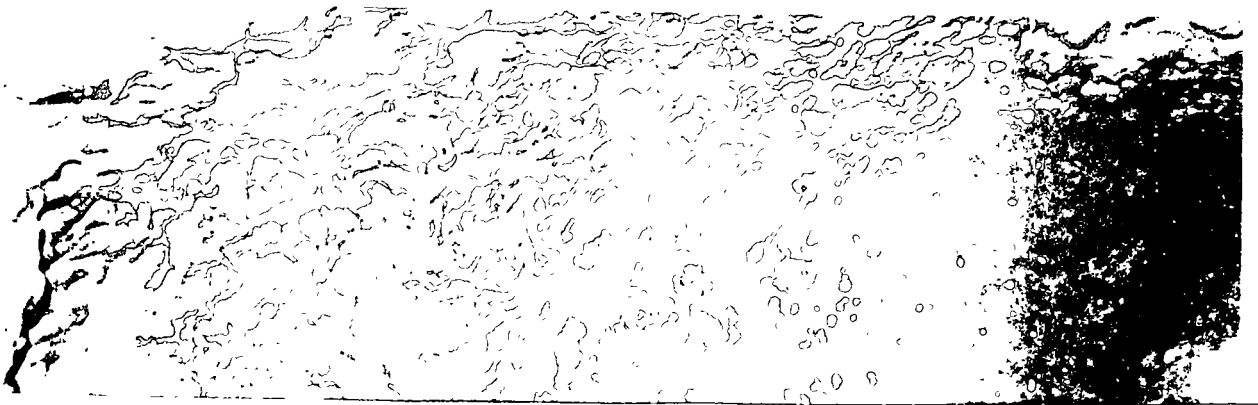
Hoyos de profundidades y diámetros correspondientes son armados con barras de fibras de vidrio y tubos de llenar y después ~~se~~ llenado bajo presión con argamasa de Epo



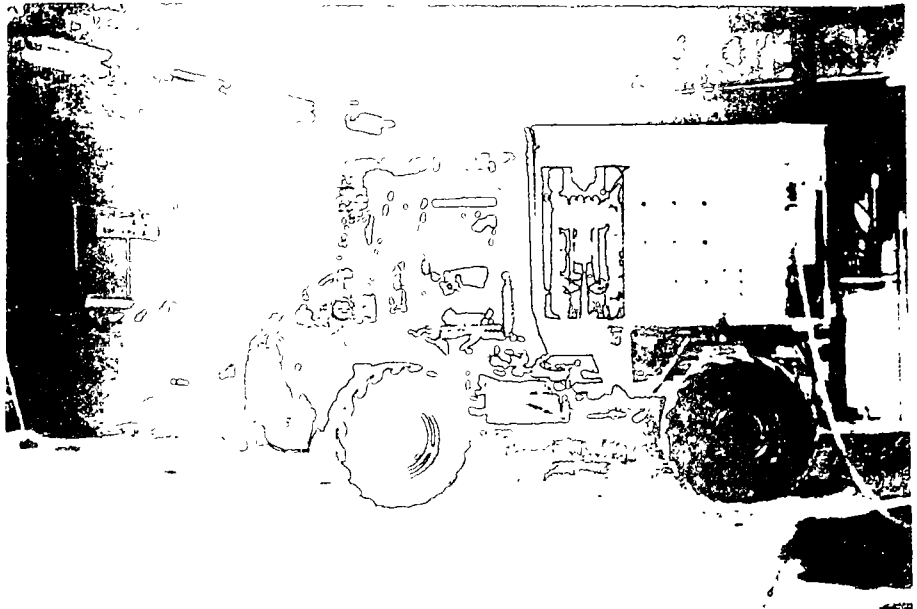
Encrustamientos de diferentes gruesos y cualidades de superficie en espacios de tamaño diferente y con fondo diferente.

Colocación de tela de vidrio para reforzar, allanar y aislar.

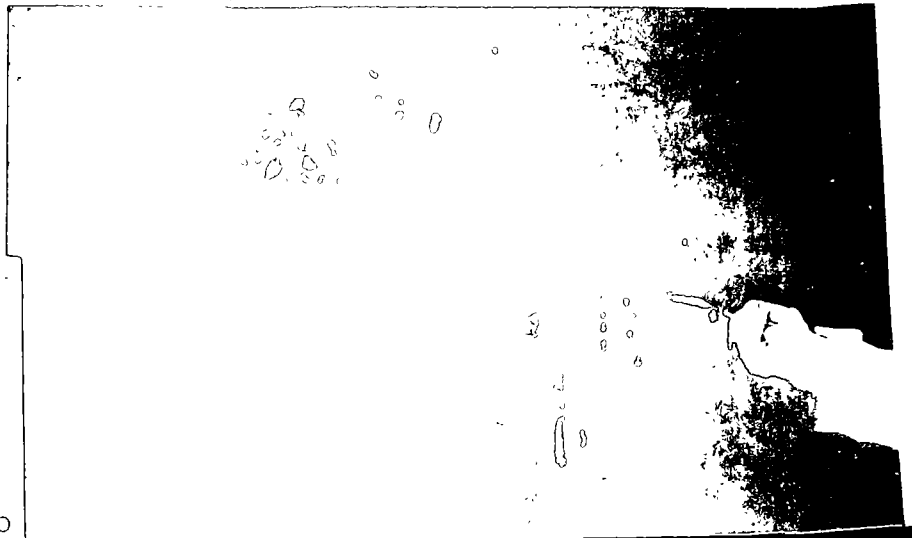
Contacto íntimo entre encrustamiento y fondo asegura buen sellado (Fondo de conglomerado)



Equipo especial para el entarugamiento. Transportable, ocupa poco espacio, muy potente, con control remoto, listo para usar en poco tiempo.

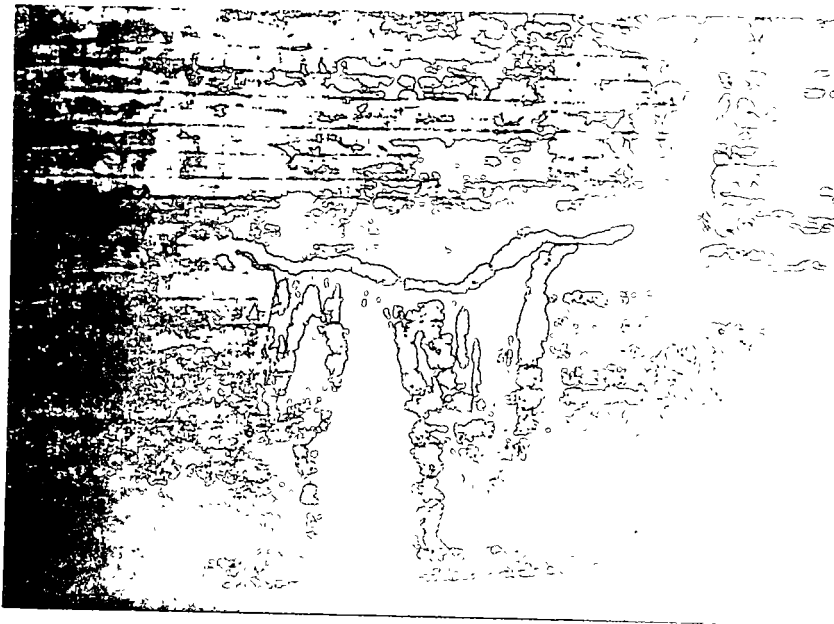


Llenar los tarugos con argamasa de Epoxid caliente y líquido mediante la pistola de meter a presión.



Con el proceso de tres-componentes-alta presión-chapa caliente se coloca argamasa de Epoxid airless.

Incluir fibras de vidrio



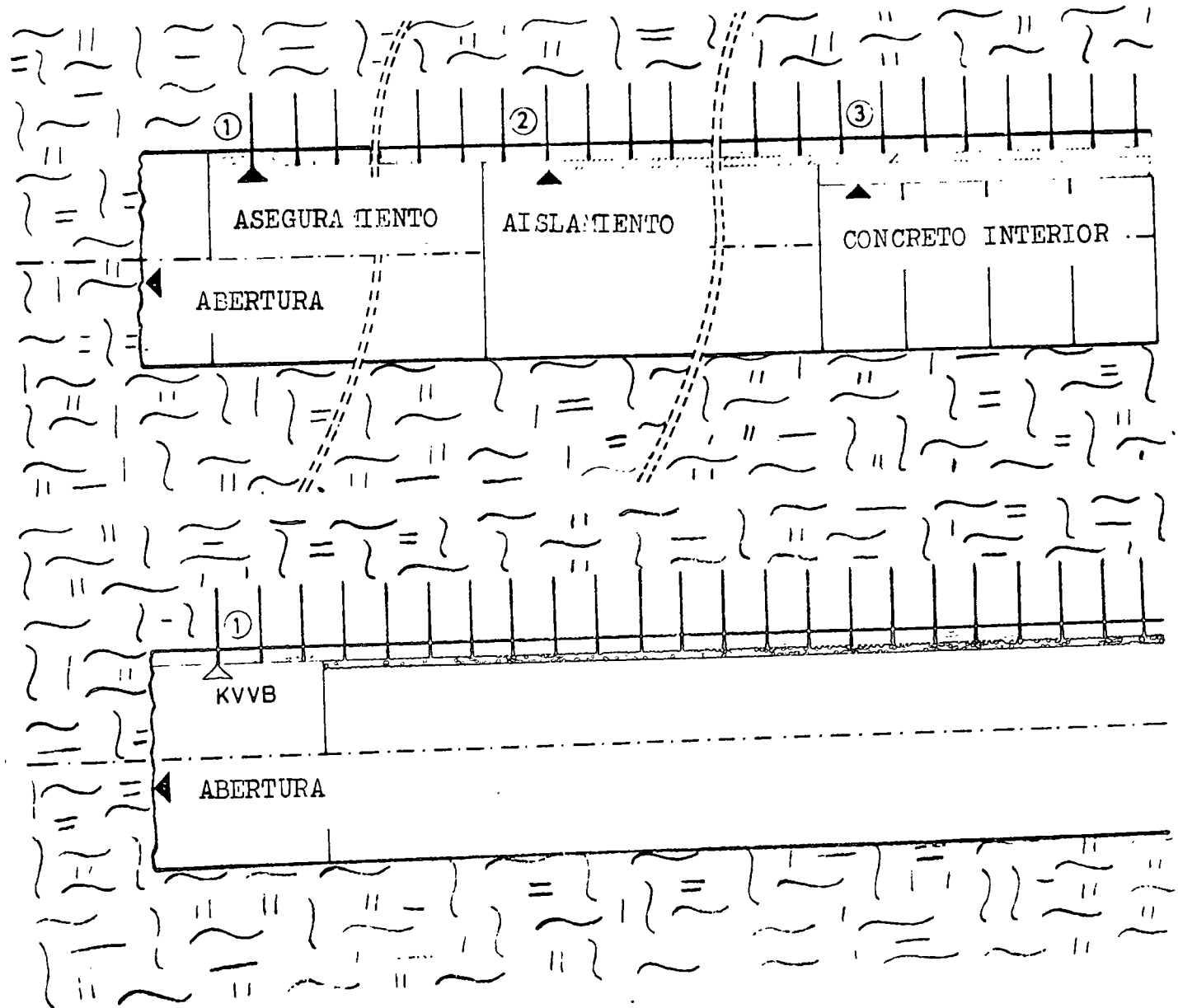
Filtraciones de
agua:
Por endiduras ó
hormigón que
por otra causa
se permeabiliza.

A pesar de contracciones loca-
les se filtra más agua por el
área.



Economía y racionalización aumentado por:

ión de los procesos
rciales 1+2+3



proceso de entaru-
miento y encrusta-
mento N° 1

PROPIEDADES DEL MATERIAL
plástico solidificado usado en el KVVB
(Ejemplo)

Propiedades de deformación	Argamasa-Epoxid	Barra de fibras de vidrio
E-Modul	20.000-70.000Kp/cm ²	200.000-400.000Kp/cm ²
Extensión de rotura	0,5-6,0%	2,0-40%
Zona de elasticidad	0,95 con 0,95	0,95 con 0,95

Resistencias

Tensión axial	105-490Kp/cm ²	8000-16.000Kp/cm ²
Tensión de rendija	150-200Kp/cm ²	-
Tensión de flexión	600-1010Kp/cm ²	-
Compresión axial	-1090Kp/cm ²	-
Cizallamiento	240-410Kp/cm ²	-

Peso específico

dependiendo del grado de llenado	1,1-2,0p/cm ³	hasta 2,2p/cm ³
----------------------------------	--------------------------	----------------------------

Solubilidad

resistente a todos los tipos de agua

Impermeabilidad

a prueba de agua

Tiempo de solidificación

variable desde pocos minutos hasta varios días

Propiedades de la elaboración

Estado inicial pastoso
Bombear y encrustar en estado líquido
Ajuste perfecto a la forma
Intimo contacto con piedras y hormigón
Posibilidad de empujar

Propiedades en el estado final

Resistente al agua
Puede lavarse
Resistente a la frotación
Puede pintarse encima
Fácil de reparar

Nuestros servicios para usted:

Asesoramiento, Proyección,
Producción, control, medición,
Anclas de roca sobre y bajo
tierra
Inyecciones
Aseguramiento en madera, con
creto, acero, plástico;

Aislamiento por medio de in-
yección ó encrustamiento con
minerales, productos químicos,
plásticos;
Encajonamiento con plásticos
resistentes al frotamiento;
Para: Aislamientos térmicos y elec-
tricos.



GEBIRGSSICHERUNGS-GESELLSCHAFT m. b. H.

BERGERBRÄUHOFSTRASSE 27

A-5021 SALZBURG, AUSTRIA

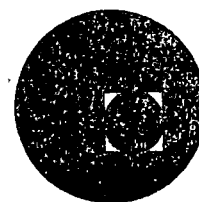
TEL. (0 62 22) 77 3 39

TELEX 63525

WAREHOUSE SCHALLMOOSER HAUPTSTRASSE 10, GLOCKENGASSE 1



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

EJEMPLOS DE LEVANTAMIENTOS GEOLOGICOS PARA ESTUDIOS
DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL P.H. CHICOASEAN, CHIS.

DR. CARLOS GARCIA HERRERA

AGOSTO, 1978

EJEMPLO NO. 1

CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LA MARGEN
IZQUIERDA DEL P.H. CHICOASEN, CHIAPAS.

Ing..Ricardo Riva Palacio

Geólogo de C.F.E.

C O N T E N I D O

	Página
Resumen	1
1. Introducción	2
2. Geología General	2
2.1. Estructura de la Margen Izquierda	2
2.2. Unidades de Roca	3
3. Condiciones de falla de la zona inestable de la Margen Izquierda del Proyecto	4
3.1. Análisis del Caso I	4
3.1.1. Forma de deslizamiento en el Caso I	5
3.2. Análisis del Caso II	5
4. Conclusiones	6
5. Recomendaciones	7
6. Bibliografía	8
Figuras (anexas al final)	
Fig. A Localización del P. H. Chicoasén, Chis.	
Fig. 1 Geología Regional Generalizada del P. H. Chicoasén	
Fig. 2 Geología General del Cañón de Chicoasén	
Fig. 3 Geología de la Margen Izquierda Inestable	
Fig. 4 Secciones Geológicas que ilustran el Caso I (Nos. 4, 5 y 6)	
Fig. 5 Secciones Geológicas que ilustran el Caso II de aparente inestabilidad (Nos. 9, 10, 11 y 12)	
Fig. 6 Ondulaciones menores de los planos de estratificación de las calizas de la Unidad U1	
Fig. 7 Sección idealizada de un enrocamiento producido por el relleno de caídos de la Margen Izquierda	
Fig. 8 Sección Geológica de la zona que deslizó en la Presa Vaiont, Italia y su comparación con Chicoasén.	

CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LA MARGEN IZQUIERDA DEL PROYECTO
HIDROELECTRICO CHICOASEN, CHIAPAS.

Ing. Ricardo Riva Palacio Ch.

Geólogo de la C.F.E.

Resumen:

El Proyecto Chicoasén es uno de los más ambiciosos que haya tenido la C.F.E. y su construcción es de un futuro inmediato. Se sitúa - sobre el río Grijalva en la parte media del estado de Chiapas. Uno de sus principales problemas lo constituyen grandes volúmenes de - roca propensos a deslizar ladera abajo de la boquilla.

La margen izquierda de la boquilla está formada por calizas estratificadas (Unidad U1) y calizas masivas en su parte inferior (Unidad U2). Las calizas estratificadas buzando de 40° a 24° hacia la margen derecha y contienen arcillas interestratificadas, debido a estas - condiciones se estimó que había grandes zonas de estabilidad crítica. Para definir esto se llevaron a cabo estudios de geología superficial y se determinó un modelo geológico preliminar; en base a este modelo el Laboratorio de Estudios Experimentales efectuó el cálculo de esta - bilidad de la ladera definiendo zonas estables e inestables.

Posteriormente el modelo geológico preliminar se comprobó por medio de barrenaciones con recuperación, definiendo más exactamente el con - tacto U1-U2 que casi siempre es el límite de la zona inestable. Tam - bién por medio de la investigación del subsuelo se pudieron detectar otras estructuras (anticlinal y sinclinal) que por estar debajo de unas lutitas terciarias discordantes no se habían podido observar, hecho que favoreció la estimación rebajando considerablemente el vo - lumen propenso a deslizar. Se determinó que el volumen a deslizar es del orden de 13 a 15 millones de metros cúbicos, de los cuales 7 mi - llones quedarán bajo el nivel del futuro embalse (390 m.s.n.m.). Las condiciones de falla se dividieron en dos casos: (a) zona de capas de caliza U1 buzando hacia el río mas de 8° y carentes de apoyo; y (b) deslizamiento de zonas con inclinaciones de menos de 8° pero que de - bido al empuje de zonas inestables detrás deslizarán cuando se llene el embalse.

Se aportarán datos de cómo se llevó a cabo el estudio y sugerencias del tratamiento para la construcción:

1.- Introducción

El sitio de presa de la boquilla Chicoasen ha sido largamente estudiado geológica y topográficamente. Una de las mas serias dudas que se presentó fué la posible inestabilidad de una zona de la margen izquierda del cañón, comprendida desde 300 m a 1500 m aguas arriba del eje de la boquilla denominado I (Ver Fig. 3 Geología General del Cañón de Chicoasén). La altura de la zona inestable se estimó podría comprender desde el nivel del río hasta la cota 900 m.s.n.m. y su espesor se estimaba en 50 m. Esto daba como resultado una masa propensa a deslizar de 50 a 60 millones de metros cúbicos. Basados en estas suposiciones se inició el estudio de detalle de unos 4 Km² de la ladera izquierda y se procedió de la manera siguiente:

- Levantamiento topográfico 1:1000 de la ladera y localización de datos geológicos superficiales para delimitar la zona inestable.
- Estudio por medio de socavones y perforaciones con recuperación de núcleos (Ver Fig. No. 3 Geología de la M. I. Chicoasén y las figuras 4 y 5 de Secciones Geológicas).

Con los datos obtenidos a través de estos estudios se redujo la primera estimación del volúmen de roca a deslizar (Ver Fig. A localización del P. H. Chicoasén).

2.- Geología General

Como se puede observar de la Fig. I, la zona en estudio forma parte del flanco oriente de un anticlinal truncado por una falla regional (Falla Mal paso- Chicoasén) al norte y otra falla local (Falla Inversa Osumacinta) al sur. Se encuentran sedimentos calcáreos del Cretácico Superior y lutíticos del Eoceno.

2.1.- Estructura de la Margen Izquierda

La estructura está representada por un plano inclinado de aguas abajo hacia aguas arriba y de la margen izquierda a la margen derecha.

La inclinación de las capas es variable de 15° a 38°, con una inclinación principal de 24°, el plano inclinado se podría comparar con una lámina irregularmente acanalada inclinada 24° con respecto al horizonte y dirigida hacia la margen derecha.

El fracturamiento que afecta esta zona es similar al de la boquilla, o sea una fractura tipo α cada 150 m y una del tipo β cada 200 m (Ver Fig. No. 2 Geología General del Cañón de Chicoasén), así como una serie de fracturas formadas durante el plegamiento aunque su frecuencia es menor que en la zona de la boquilla. Esto se pudo observar claramente en socavones y en levantamientos de detalle en cañadas y canchales.

2.2.- Unidades de Roca

Afloran tres unidades divididas de acuerdo a sus diferencias litológicas y sus propiedades mecánicas que son: Lutitas del Eoceno (Lut. E) que afloran en la zona plana del oeste de la boquilla, están compuestas por lutitas masivas intercaladas con algunas capas de caliza margosa con espesores de 20 cm. Descansa discordantemente sobre las demás unidades y no presenta zonas inestables.

Calizas estratificadas (U1) prácticamente es la única unidad que presenta zonas inestables. Está formada por capas de caliza en estratos de 0.30 m con interestratificaciones de capas de arcilla con espesores de 1/2 hasta 20 cm. Las arcillas con espesores de 1 a 2 cm aparecen cada 2 a 3 capas de caliza; las de 2 a 7 cm cada 6 a 9 capas y las capas de arcilla de 10 a 15 cm aparecen por lo menos cada 20 capas de caliza. Tomando el espesor promedio de los estratos calcáreos (+ 1.2m) podemos decir que se tiene una capa de lutita de 1 a 3 cm cada 2.5 a 3.7 m, una de 3 a 7 cm cada 7.5 a 10 m y una de 10 a 15 cm cada 24 m. Las propiedades mecánicas de estas calizas son excelentes y muy uniformes, se le estima una resistencia a la compresión simple de 300 a 400 Kg/cm² y un módulo de elasticidad no menor de 400,000 Kg/cm².

Caliza masiva (U2). Esta unidad es completamente masiva, solo presenta una junta de estratificación onduladamente irregular (casi siempre estiolítica) y mal definida cada 30 a 40 m. Su espesor es de 120 m. Está constituida por una caliza blanca de textura arenosa y fosilífera. Presenta propiedades mecánicas superiores a las de la Unidad U1. Se estima una resistencia a la compresión simple de 500 Kg/cm². Esta unidad por su homogeneidad y falta de discontinuidades es completamente estable.

3.- Condiciones de falla de la zona inestable de la margen izquierda del proyecto.

Básicamente se plantean 2 casos posibles de deslizamiento (falla) en la zona inestable y éstos son los siguientes:

- I.- Capas de caliza de la unidad U1 asociadas a capas de arcilla buzando hacia el río con inclinaciones mayores de 12° y carentes de apoyo (Ver Fig. 4).
- II.- Posibilidad de deslizamiento de zonas con inclinaciones menores de 12° con planos gruesos de arcilla y con una zona inestable detrás (Ver Fig. 5).

3.1.- Análisis del Caso I. En la Fig. 3, asegurando se delimita la zona afectada por el Caso I y en las secciones geológicas de la Fig. 4 se delimita además con línea discontinua. Esta zona sin apoyo quedará cubierta por el embalse y el ángulo de inclinación de las capas siendo en promedio 24° es muy superior al de resistencia inicial del plano ya que se conjugan tres factores adversos:

- a) Las arcillas sufren pérdidas notables de resistencia al esfuerzo cortante al saturarse alcanzando solamente valores para el ángulo de fricción de solo 12° a 14° .
- b) Las arcillas en gran parte son montomorilloníticas con un potencial de expansión de 4 a 8 Kg/cm² dependiendo de su plasticidad (según datos del Laboratorio en Angostura).
- c) La presencia de discontinuidades en la masa rocosa, tales como fracturas y planos de estratificación con capas de arcilla mayores de 7 cm, puede inducir empujes laterales en temporadas de lluvia o durante descensos rápidos del nivel del embalse. Por lo tanto debe tomarse en cuenta en el análisis de estabilidad de cada cuña o dovela una fuerza hidrostática producida por infiltración.

* Según opinión del Dr. Klaus John, Consultor de C.F.E., en su informe de Abril de 1972, considera que 12° es el ángulo crítico de estabilidad con estas condiciones. Dato confirmado por pruebas de mecánica de rocas del Laboratorio de Estudios Experimentales de C.F.E.

3.1.1.- Forma de deslizamiento en el Caso I. Es un hecho que el deslizamiento se provocará a través de las discontinuidades del macizo rocoso pero se debe tomar en cuenta que gran parte de los planos de estratificación son ondulados ("ondulaciones menores") y no funcionan como un plano continuo (Ver Fig. 6). Aún más, debido a la inclinación de los estratos se forman numerosas "ondulaciones mayores" y terrazas (Ver secciones de la Fig. 4 y de la Fig. 5).

El efecto de estas irregularidades menores y mayores será cambiar el ángulo equivalente de resistencia al corte de la zona inestable que no actuará en conjunto, quedando partes con resistencias superiores que otras ya que algunas deslizarán a través de cortes de arcilla y otras por cortes de roca. Esto nos sugiere no un deslizamiento único, masivo y rápido sino varias caídas de placas o bloques en diferentes fases que irían rellenando el cauce del río formando un enrocamiento a pie de talud que incluso podría estabilizar otras partes críticas (Ver Fig. 7).

Una posibilidad de falla total de la zona inestable nos la daría la influencia de un temblor de aceleración elevada y larga duración o uno de aceleración muy elevada aún de pequeña duración. El movimiento tectónico provocaría levantamientos de los estratos al mismo tiempo que empujes horizontales; además se provocarían momentos negativos importantes en la masa rocosa por movimientos vibratorios y el oleaje del embalse nos daría grandes subpresiones.

Debido a estudios de la sismicidad en el Estado de Chiapas realizados por C.F.E. se ha visto que los temblores esperados en la zona del Proyecto Chicoasén son más bien lejanos y de foco profundo que nos dan intensidades medianas con tiempos largos pero no aceleraciones elevadas.

Por otra parte la tectónica local nos deja grandes fallamientos en la zona pero se comprobó que éstos no han tenido actividad en épocas recientes.

3.2.- Análisis del Caso II. Esta zona aparentemente presenta mucha similitud con zonas de la presa Vaiont en Italia donde grandes masas deslizaron cortándose la roca a través de capas delgadas de caliza (5 a 20 cm) por efecto de masas de roca en posición inestable detrás de una masa estable (Ver Fig. 8).

La zona de rocas estratificadas (Unidad U1) en Chicoasén presenta características similares en una pequeña parte de las de Vaiont, sin embargo, existen diferencias muy marcadas en la calidad de las propiedades mecánicas de las rocas, siendo superiores en unas tres veces en Chicoasén y el número de discontinuidades (fracturas y estratificación) era 6 veces mayor en Vaiont, Una desventaja en Chicoasén es la presencia de capas de arcilla.

Por último, en volumen, tanto en espesor como aerealmente existe una diferencia notable entre los dos sitios (Ver Tabla I).

Chicoasén		Vaiont
Espesor medio	40 m	250 m
Espesor máximo	60 m	350 m
Longitud zona plana	750 m	600 m
Longitud sección inclinada inestable	100 m	1200 m
Ancho de la zona	0.8 Km	1.5 Km

Tabla I. Comparaciones de las zonas inestables de Chicoasén y Vaiont.

Abundando, otra diferencia notable estriba en la forma de las estructuras, la de Vaiont es una silla o asiento muy regular en la que toda la masa tenía posibilidad de resbalar hacia afuera del cantil como un solo bloque con un enorme volúmen fuertemente inclinado detrás de la zona plana. Chicoasén presenta un conjunto muy complicado y sinuoso además del poco volumen inestable detrás, no existiendo posibilidad de deslizamiento masivo.

La zona crítica del Caso II se ilustra en la Fig. 3.

4.- Conclusiones

- Basados en la estructura geológica se infirió la existencia de masas rocosas con echados de 24° hacia el río que se encuentran francamente sin apoyo y con estabilidad crítica.
- La roca implicada es de alta resistencia pero se haya interestratificada con capas de arcilla con baja resistencia.
- El área sin apoyo (Caso I) por medio de estudios topográficos y barreraciones se calculó en 6 a 8 millones de mtros cúbicos.

- Por lo complicado de la estructura, irregularidad de planos de estratificación, pequeños plegamientos y ondulaciones; se estima que el deslizamiento no sería masivo sino por partes y a diferentes tiempos.
- La zona más peligrosa es la que queda arriba del embalse pues debido a las subpresiones y dilataciones de las capas de arcilla pueden dar lugar a deslizamientos de alta velocidad.
- La zona crítica queda restringida al Caso I de la falta de apoyo pues se considera estable al Caso II por las características de la roca, la poca pendiente de la ladera y el poco peso de la masa inestable detrás de la estable y la irregularidad y complicación de la estructura (sinclinal detectado por perforaciones). Esta zona abarcaba 7 millones de metros cúbicos a deslizar.
- Se ha obtenido bastante grado de certidumbre de la estructura geológica por medio del intenso programa de barrenación con recuperación, delimitando mejor el contacto entre las unidades U1 (estratificada) y U2 (Masiva).

5.- Recomendaciones

- Es primordial conocer adecuadamente las propiedades mecánicas de las rocas así como la existencia o no de esfuerzos residuales en la ladera.
- Habrá que calcular el efecto que tendrá sobre la estabilidad general de la ladera el posible depósito por derrumbe del material inestable de ladera atrás que le daría peso y mayor estabilidad al rompimiento de la roca del pie o apoyo. Este efecto se puede lograr artificialmente removiendo el material del área crítica del Caso II (Ver Fig. No. 3) y poniéndolo ladera abajo (entre los barrenos 16 y 17).
- Será conveniente hacer galerías de drenaje en la ladera dentro de la zona que queda sobre el nivel del embalse que aunque está apoyada, podría dar lugar a alguna ruptura por subpresiones e hinchamiento de arcillas a título de drenaje.
- Es muy importante considerar la posibilidad de utilizar como cantera para fabricación de concreto para ataguías y desvíos del río, a la masa de roca inestable que quedará sobre el nivel del embalse.
- Por último, para aumentar el grado de confiabilidad del esquema de la estructura geológica se ha intensificado y concentrado el programa de barrenación con recuperación, incluso con barrenos integrales. Se han efectuado algunos estudios geofísicos consistentes en sondeos geoelectri

cos y secciones sismológicas de refracción que se piensan intensificar también, pues los primeros dieron algún resultado pero no concluyente.

- Al tener mayor número de datos se deberá hacer un estudio económico para dilucidar la conveniencia del proyecto tomando en cuenta el volumen de roca a remover.

6.- Bibliografía.

Commitee on Landslide Investigations. Landslides and Engineering Practice. High ways Research Board. Special Report 29. Publication 544.1958.

Cording, Eward J. Stability of Rock Slopes. Proceedings Thirteen Symposium on Rock Mechanics at the University of Illinois, 1971.

Cuéllar, Raúl. Informe No. 4 sobre el Análisis de Estabilidad de la Ladera Izquierda, P.H. Chicoasén, Chis. Marzo de 1974. Inédito.

Fairhurst, Charles. Ed, Failure and Breakeage of Rock. Proceedings of the Eight Symposium on Rock Mechanics held at the University of Minnesota, 1966.

García H., Carlos y Riva Palacio, Ricardo. Informe sobre la Sismicidad del Estado de Chiapas. Mayo de 1973. Inédito.

García H., Carlos y Riva Palacio, Ricardo. Informe Geológico Chicoasén. Noviembre de 1973. Inédito.

Van Rensburg, W. J. Ed. Planning Open Pit Mines. Proceedings of the Symposium on the theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability A.A. Balkema /Cape Town./ Amsterdam.1970.

Walters, R.C.S. Dam Geology. Butterworth, London, 1962.

Zaruba y Mencl. Landslides and their Control. Elsevier, 1969.

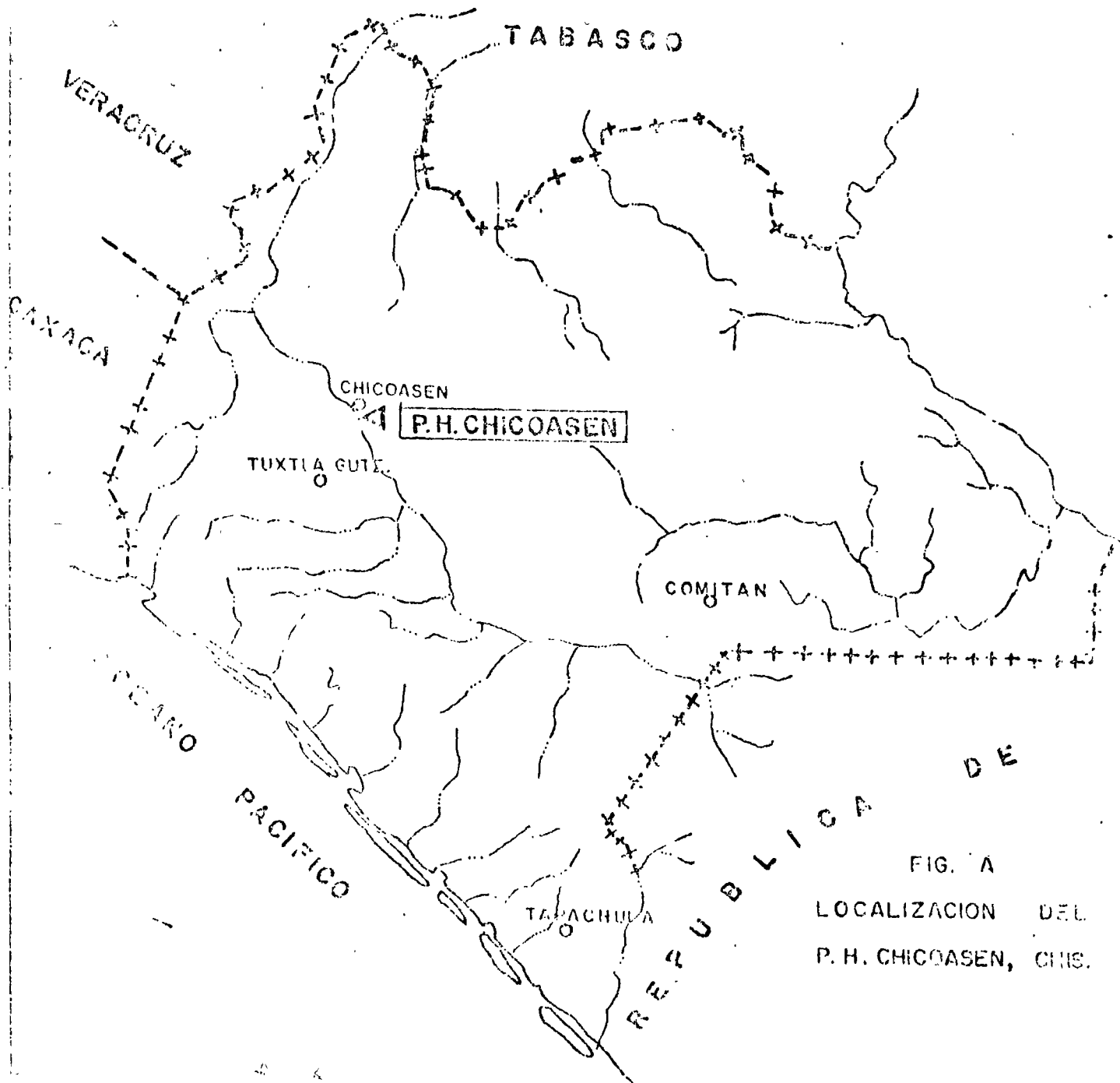
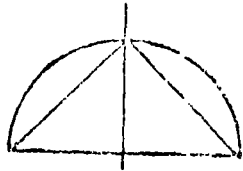
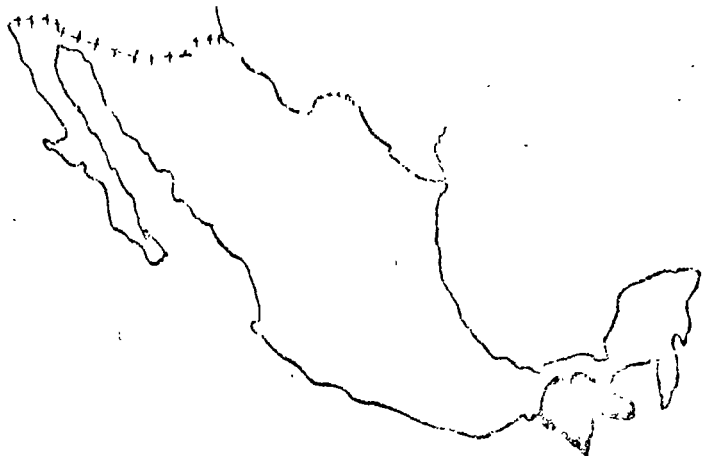
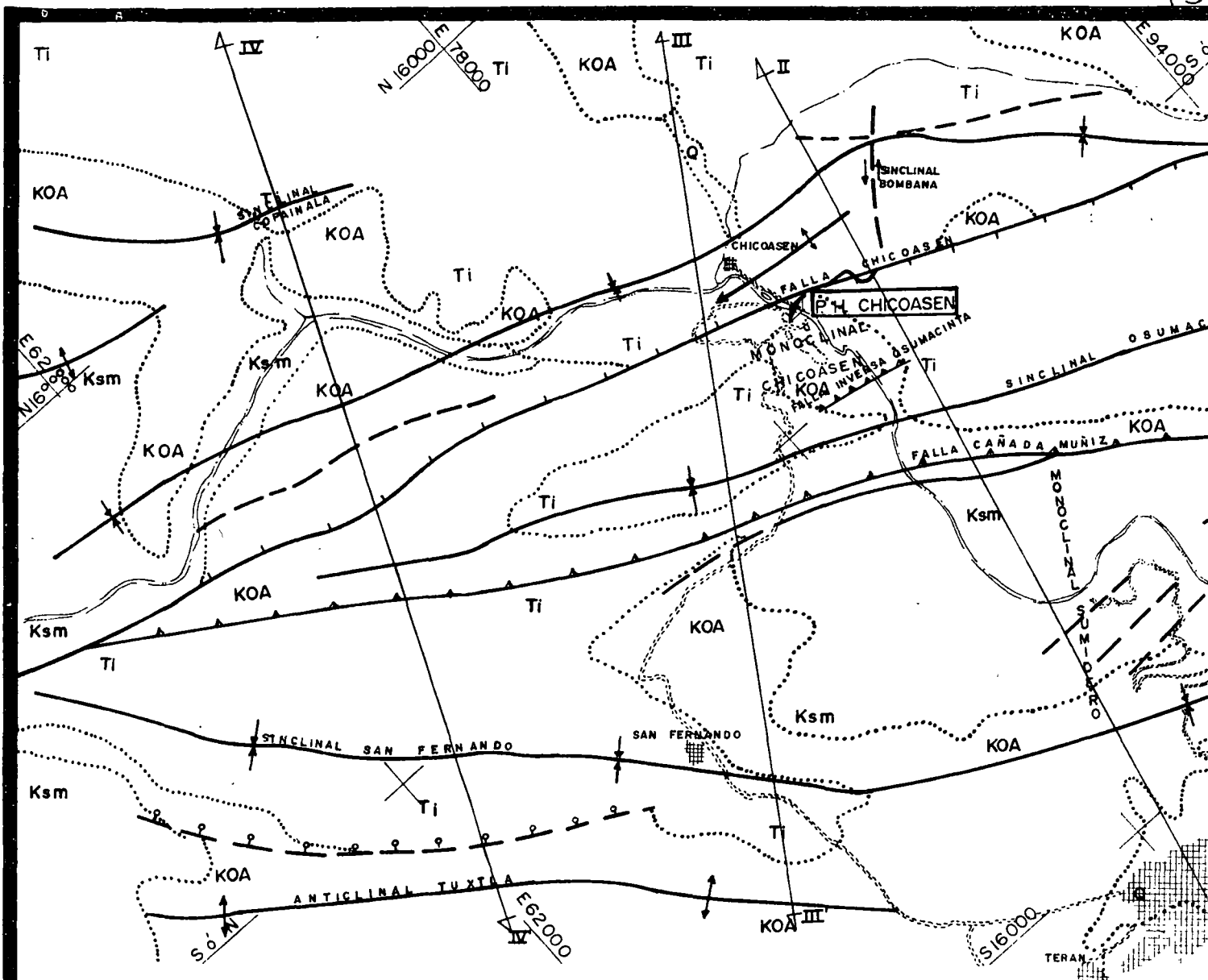
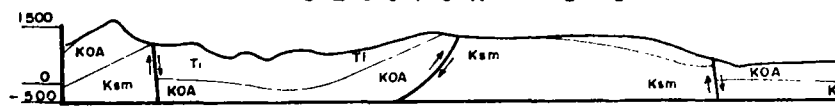


FIG. A
LOCALIZACION DEL
P. H. CHICOASEN, CHIS.



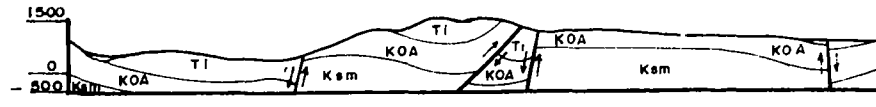
SECCION I-I'



SECCION II-II'



SECCION III-III'



SECCION IV-IV'

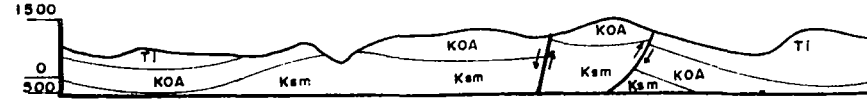
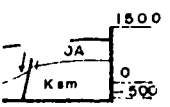
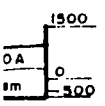
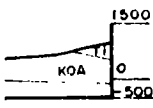
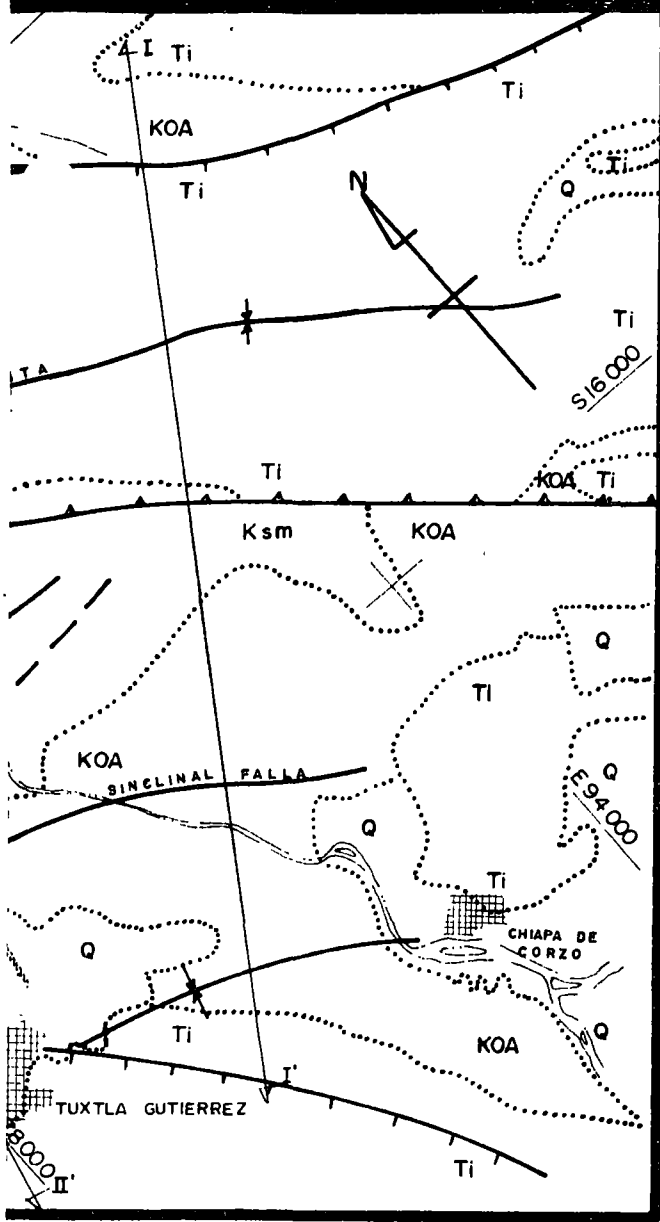


FIG. 1



SIMBOLOGIA

- Q Cuaternario
- Ti Terciario indiferenciado
- KOA Cretácico Superior
- Ksm Cretácico Medio
- Sinclinal
- Anticlinal
- Contacto Geológico
- Falla normal regional
- Falla inversa
- Traza de falla
- Línea de sección
- Carretera

ESCALA APROXIMADA 1: 200,000

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
GERENCIA DE PLANEACION Y PROGRAMA

Sistema Hidroeléctrico del Rio Grijalva Estado de Chiapas
Proyecto Hidroeléctrico CHICOASEN

GEOLOGIA REGIONAL DEL PROYECTO HIDROELECTRICO CHICOASEN

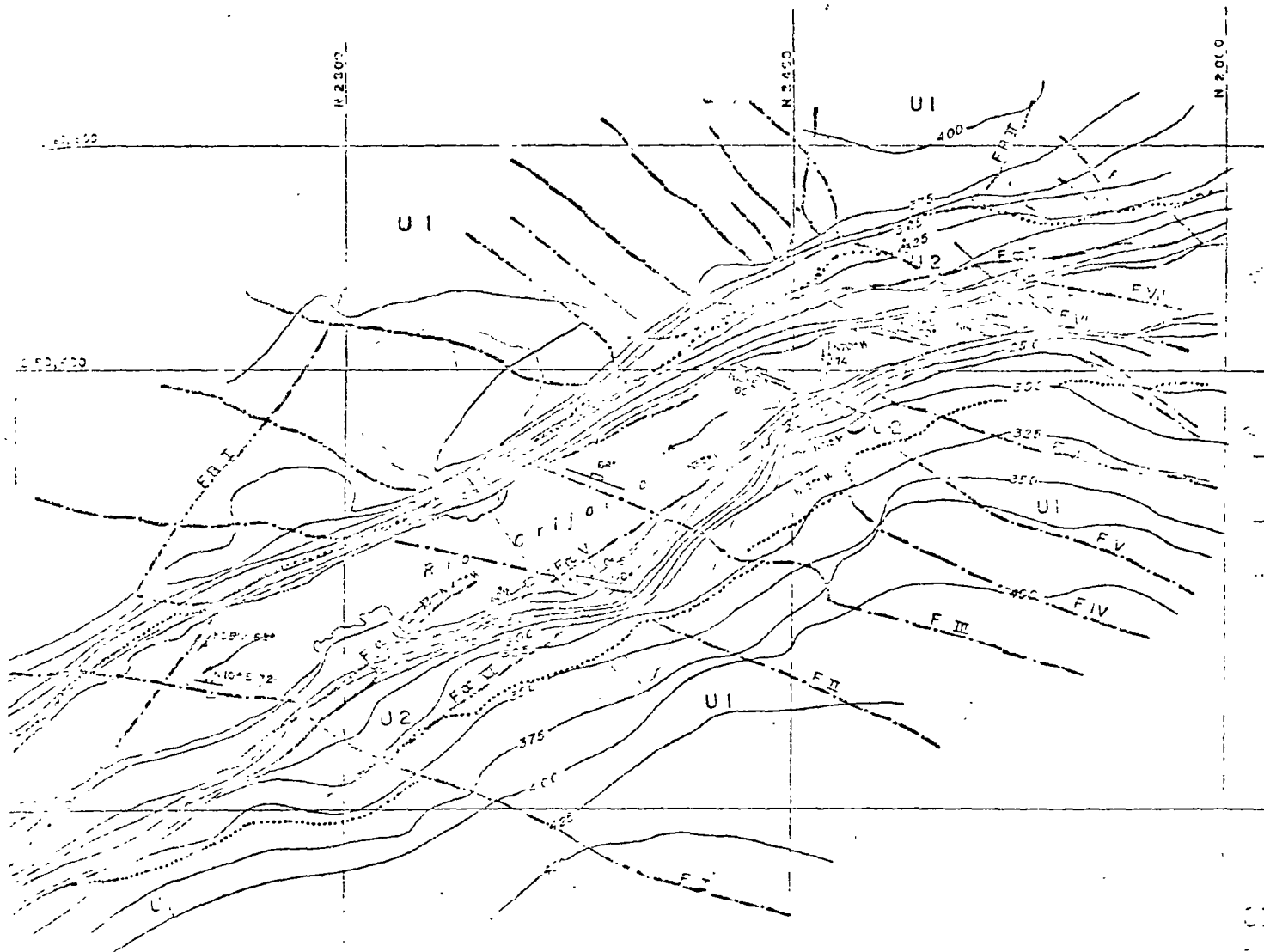
Formó: Ing. C. Gonzalez C.

Aprobó: _____

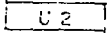
Dibujó: S. Ortega R.

Va. Bo.: _____

Revisó: Ing. R. Riva Palacio Ch. S.

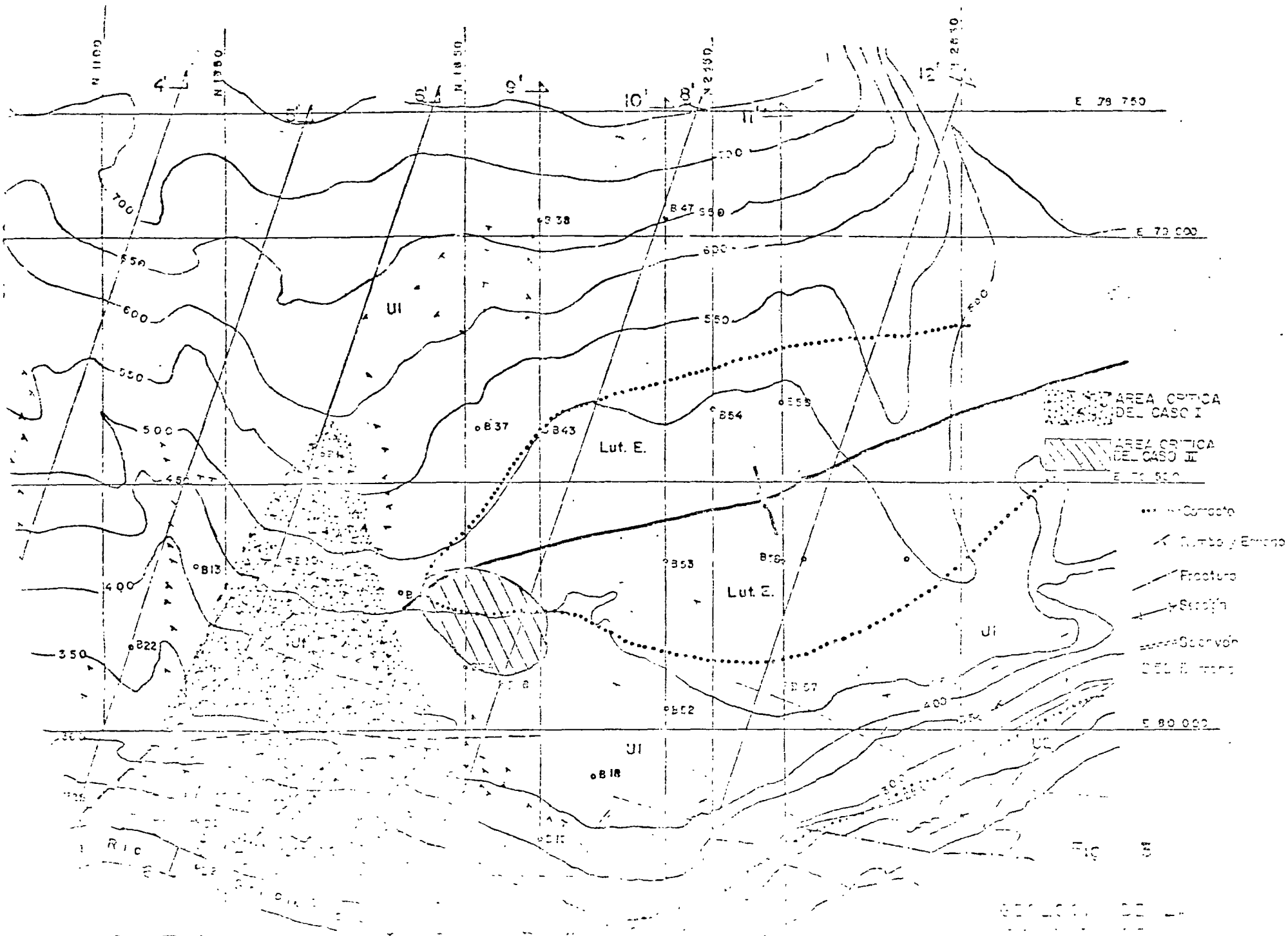


E X P L I C A C I O N

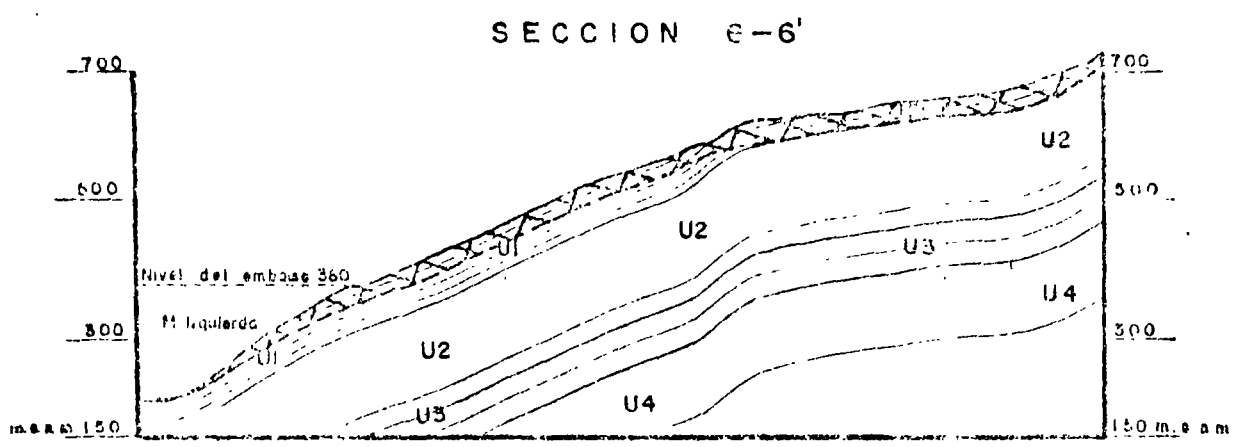
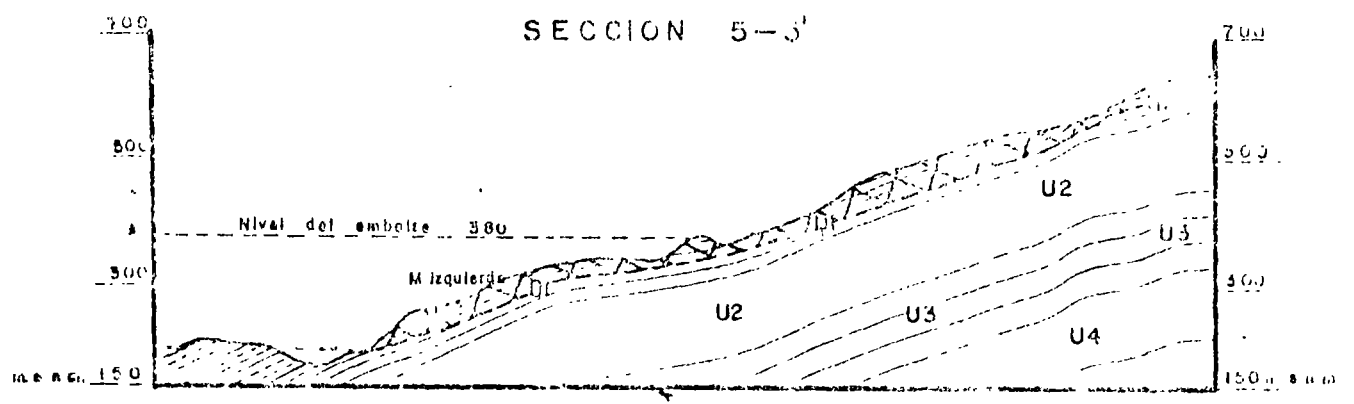
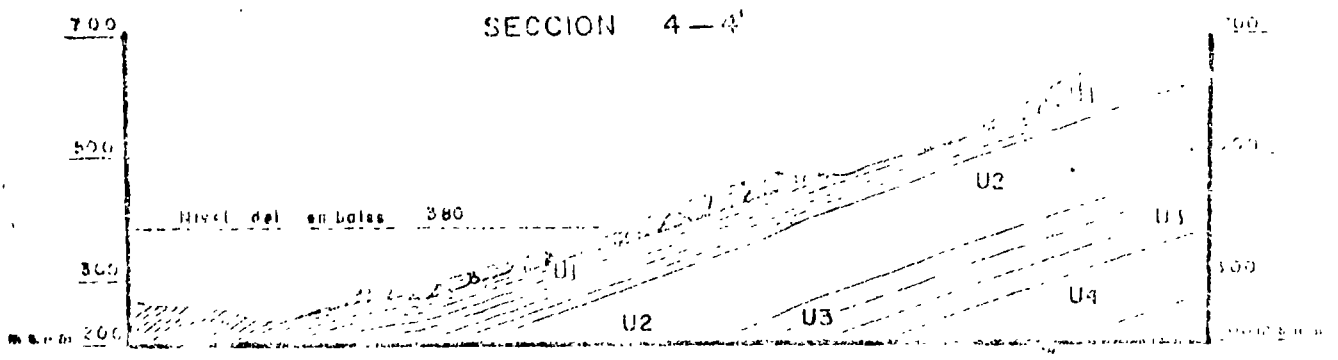
-  Fractura observada
 -  Fractura profunda
 -  Contacto Geológico
 -  U1
 -  U2
 -  U3
- Caliza Estratificada } Cerritos
 Caliza Masiva } Superior

SECCION GEOLÓGICA DEL

FIG. 2.

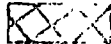



GEOLOGIA DEL
 ...
 ...



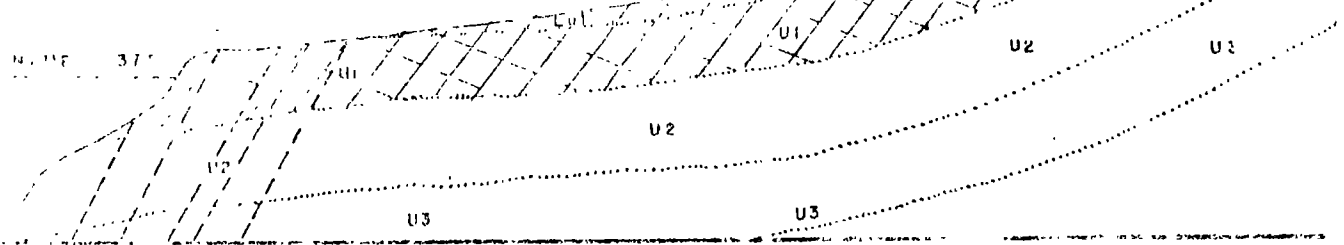
CASO I.- Capas de calizo con arcilla interestratificada e inclinaciones mayores de 12° hacia el río y sin apoyo.

- FIGURA 4 -

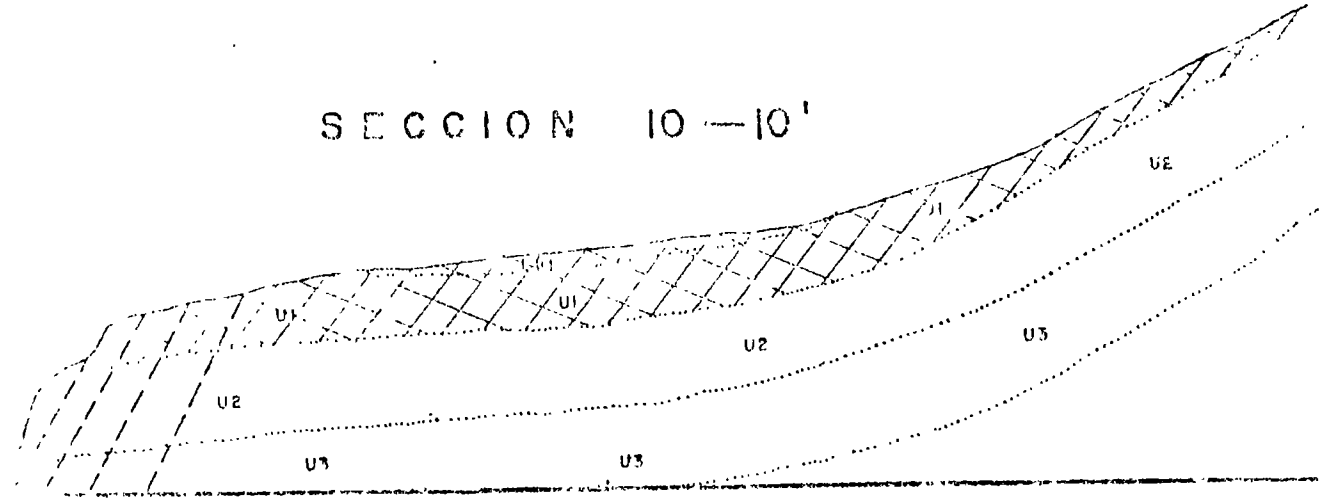
 Volúmenes propensos a deslizarse

 Base del deslizamiento

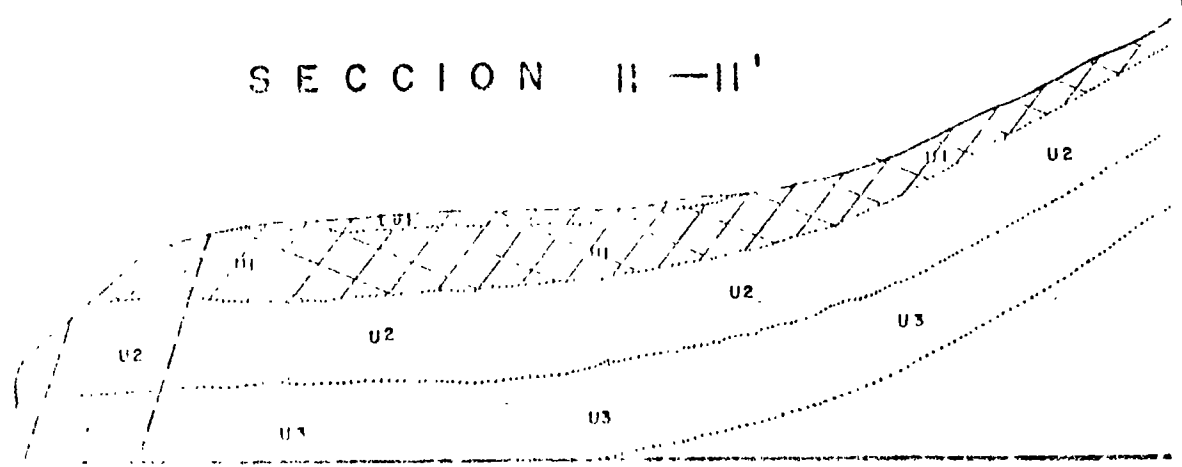
SECCION 9-9'



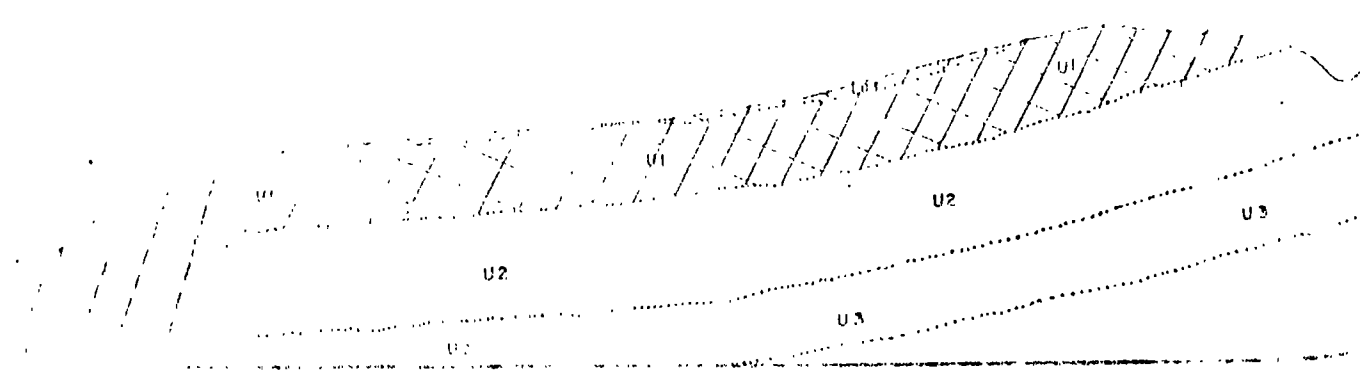
SECCION 10-10'



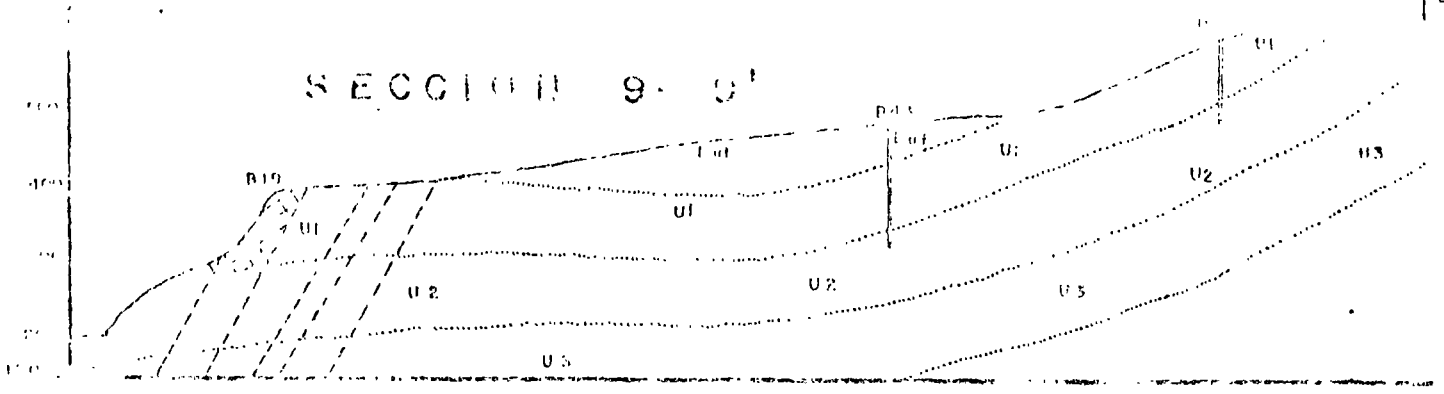
SECCION 11-11'



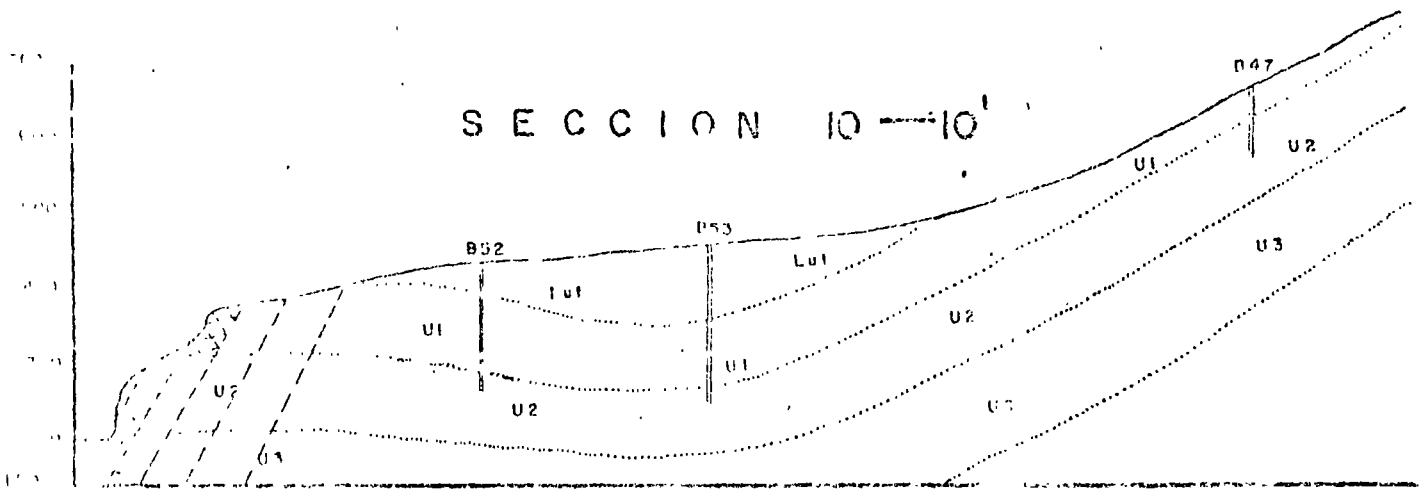
SECCION 12-12'



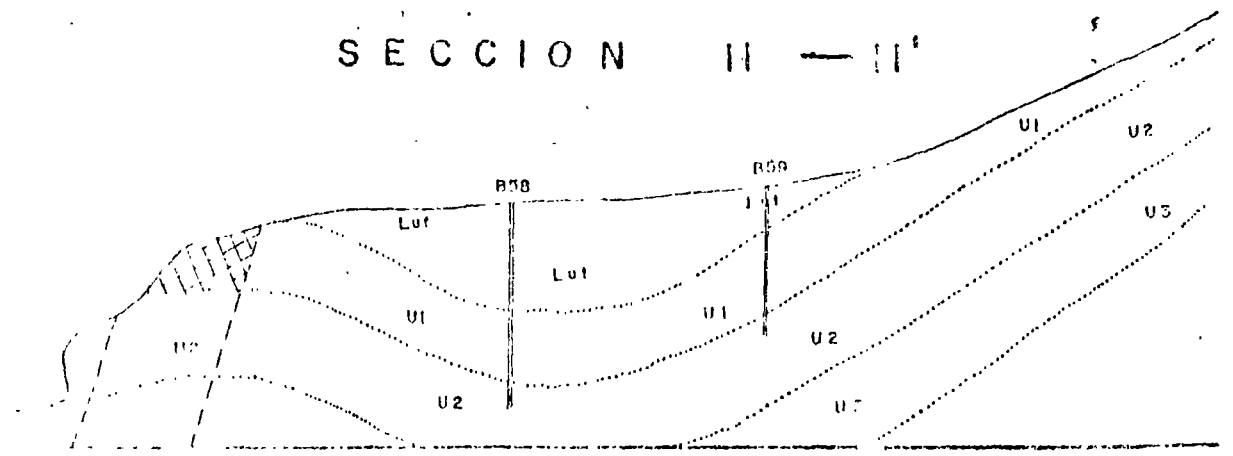
SECCION 9-9'



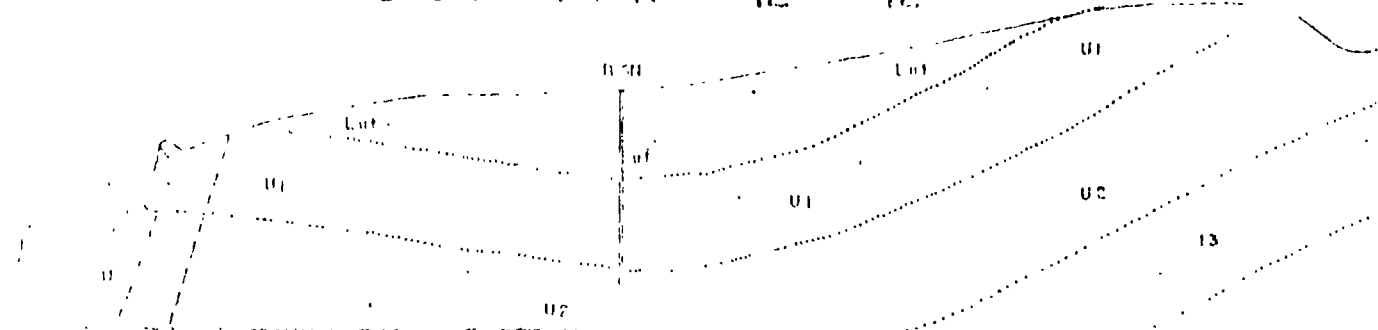
SECCION 10-10'



SECCION 11-11'



SECCION 12-12'



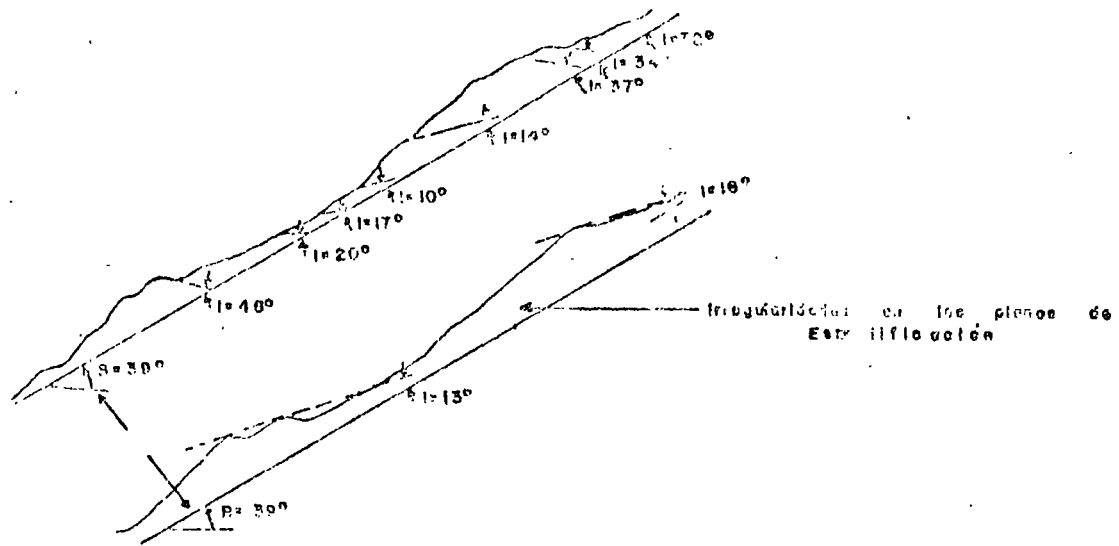


FIG. 6

ONDULACIONES MENORES

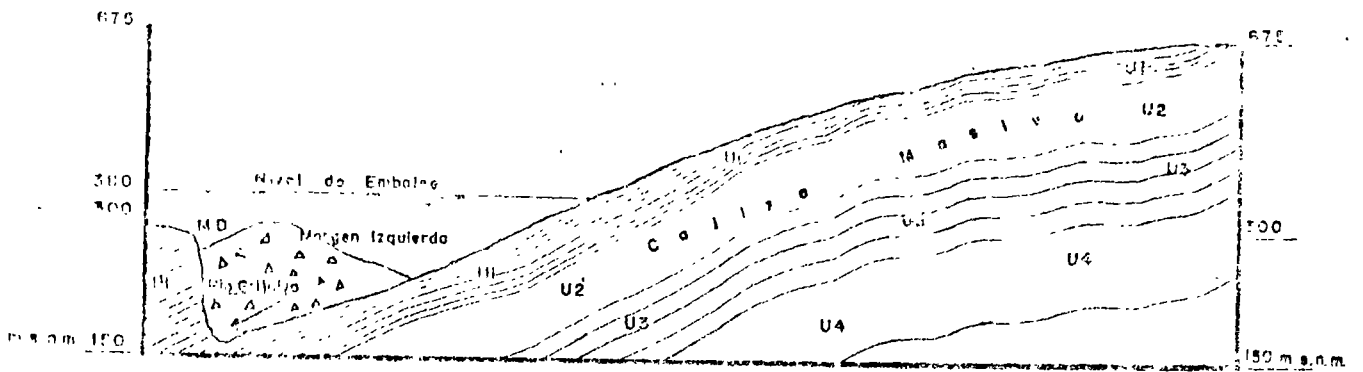


FIG. 7

SECCION IDEALIZADA DE UN ENROCAMIENTO QUE PRODUCIRIA
EL RELLENO DE CAIDOS EN LA MARGEN IZQUIERDA

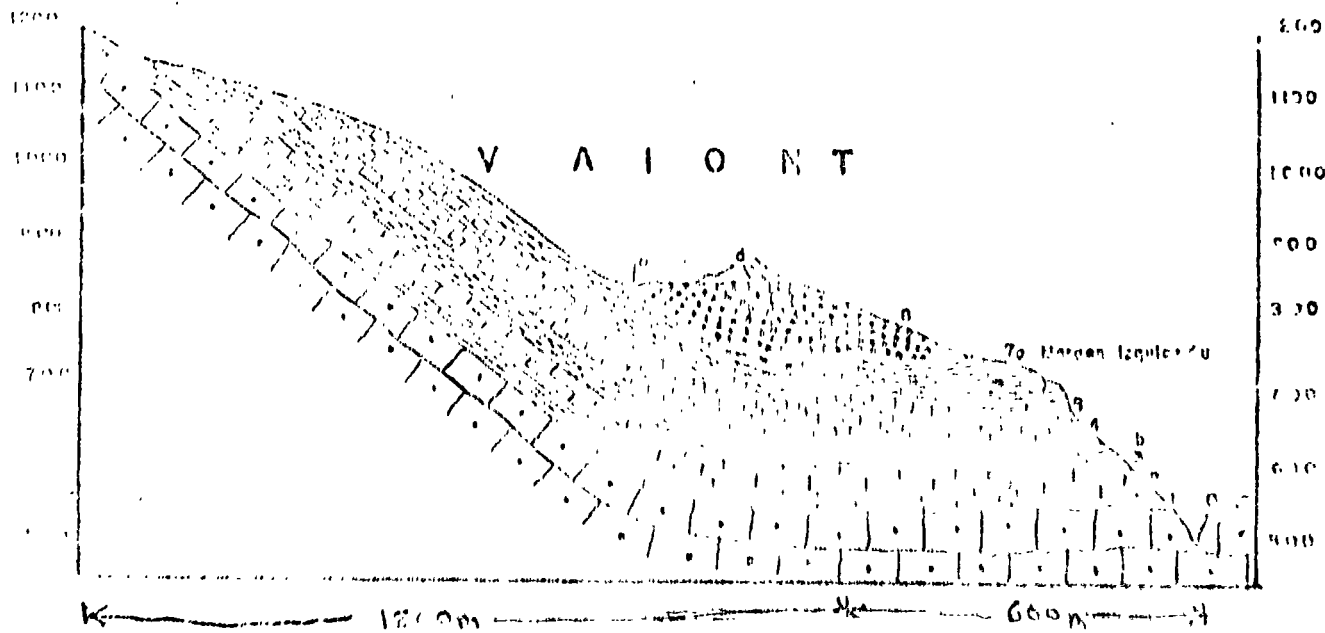
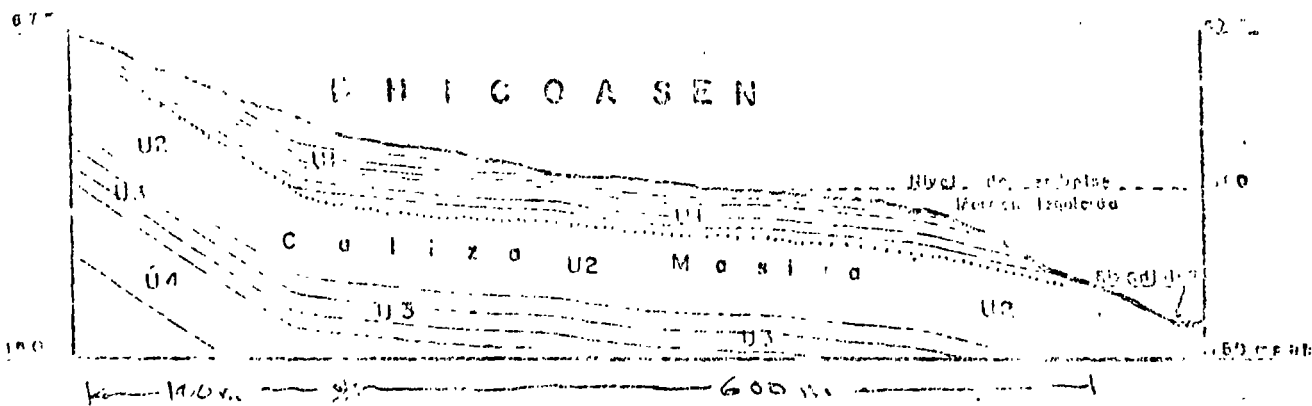


Fig. 8

Comparación de Estructuras Geológicas de Chilcoasén y Valent

EJEMPLO No. 2

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

GERENCIA DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR

Chicoasén, Chis, Abri 9 de 1976.

En relación con el bloque estratificado de la unidad geológica U3 que se encuentra 50 m aguas arriba del cauce, tenemos a bien informarle que las mediciones con cinta invar efectuadas en la frontera entre el bloque y la falla principal gama infican un movimiento hacia el cauce de 4 mm del 29 de marzo a la fecha.

El bloque tiene un área en planta de 500 m², el volumen potencialmente inestable es de 12,500 m³ cuando la excavación alcanza la cota 145 y tiene un peso de 31,250 ton.

A continuación describimos nuestra propuesta de anclaje para asegurar la estabilidad del bloque en cuestión:

Drenaje

10 barrenos de 3 " \emptyset localizados en los niveles de las cotas 150 y 160, con longitudes de 9,12,18,21 y 23 metros como se indica en la planta 1 y en las secciones adjuntas.

Anclaje

50 anclas de varilla corrugada de 1 1/2" \emptyset con 48 ton de capacidad al límite elástico y 66 ton a la ruptura colocadas formando un ángulo de 15° con la horizontal y de 24,27 y 30 metros de

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

GERENCIA DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR

2

longitud con la distribución que se indica en la planta 2 y en las secciones adjuntas.

Estas anclas tendrán un tramo de anclaje del orden de 10 m más allá de la falla principal gama para lograr la adherencia y el soporte necesarios.

Con las 50 anclas se pretende desarrollar una fuerza de so porte aproximada del 10 % del peso del bloque.

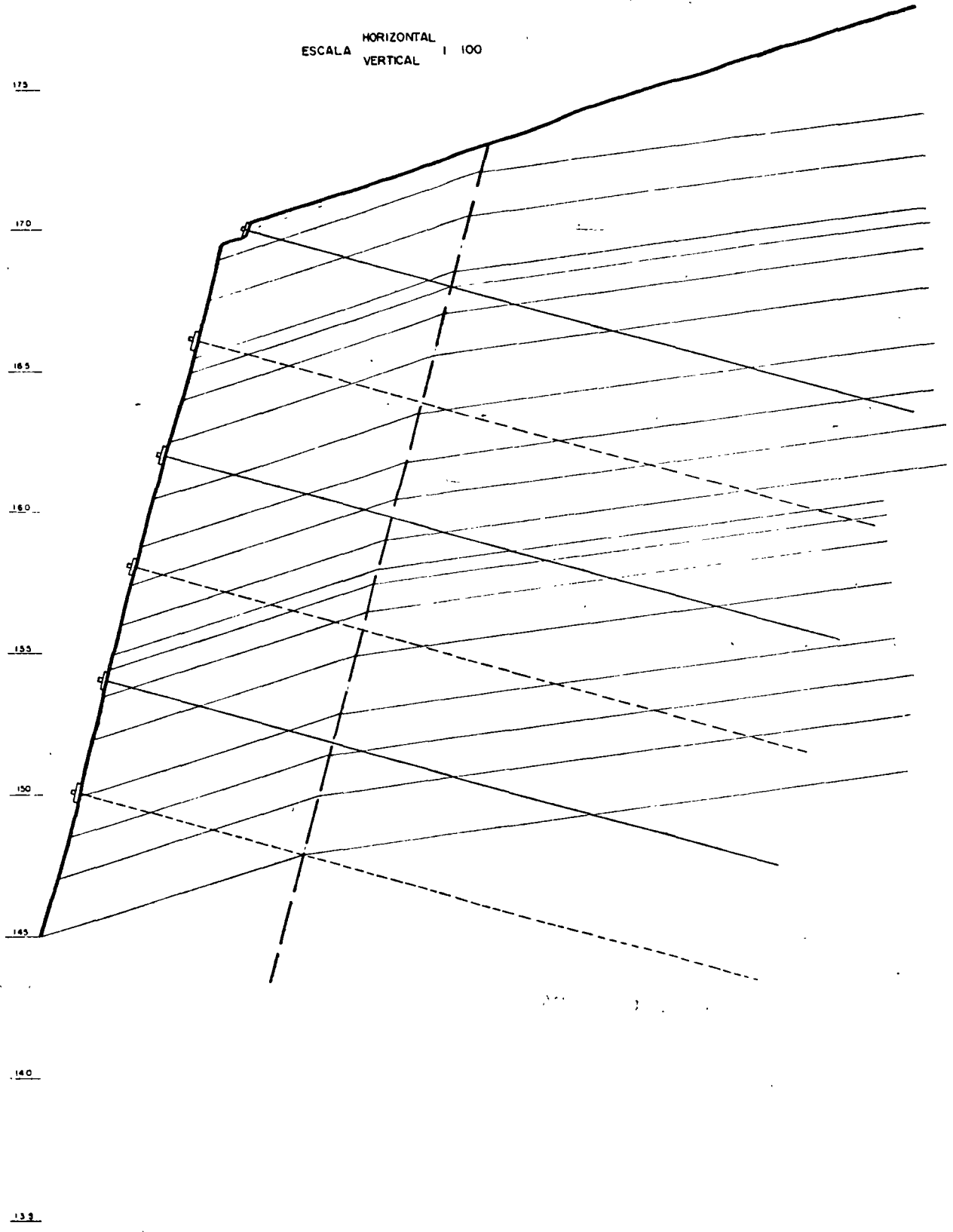
A t e n t a m e n t e .

ING. C. BERNAL MONTEMAYOR

ING. L. ESPINOSA GRAHAM

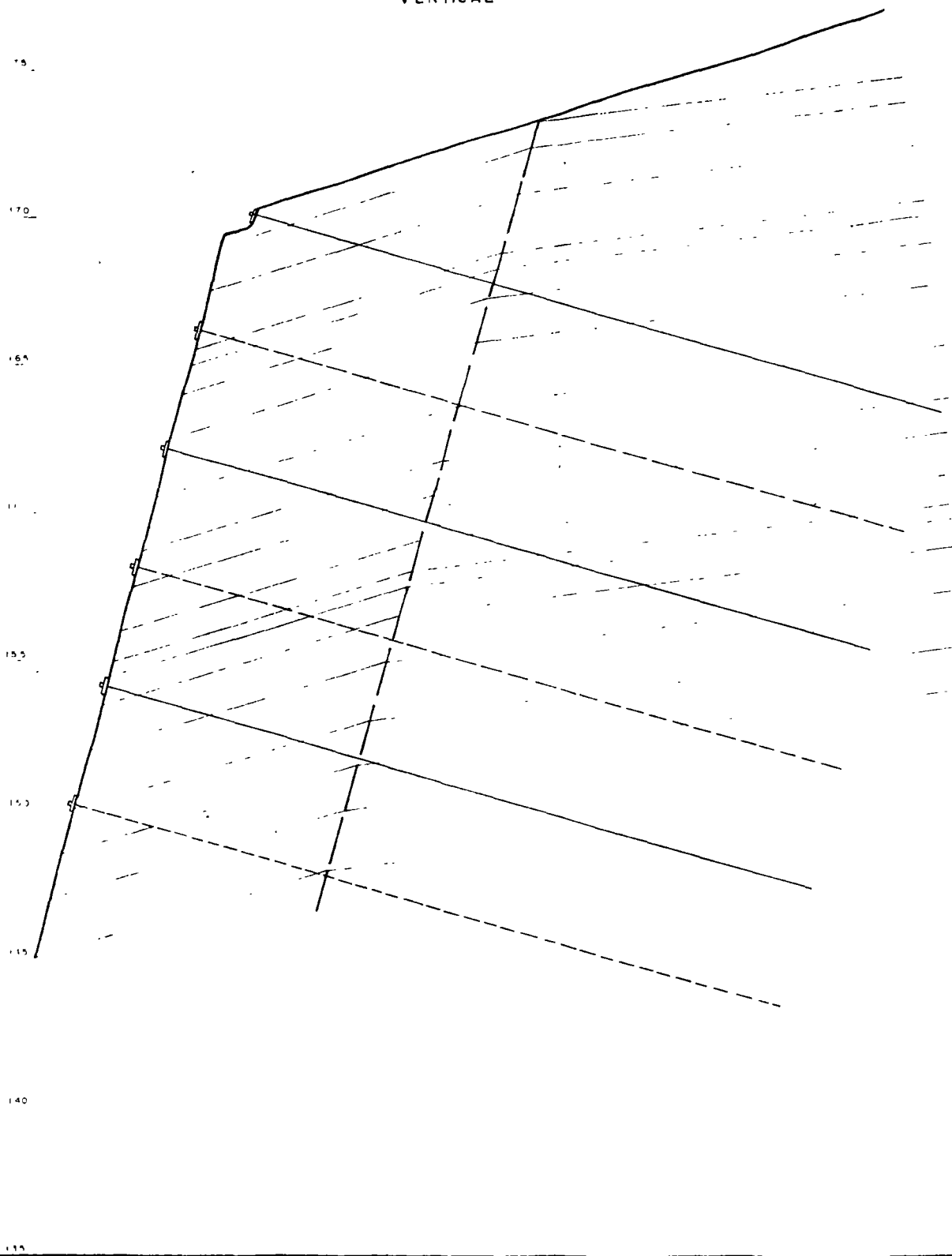
S E C C I O N 1 - 1'

HORIZONTAL
ESCALA 1 100
VERTICAL

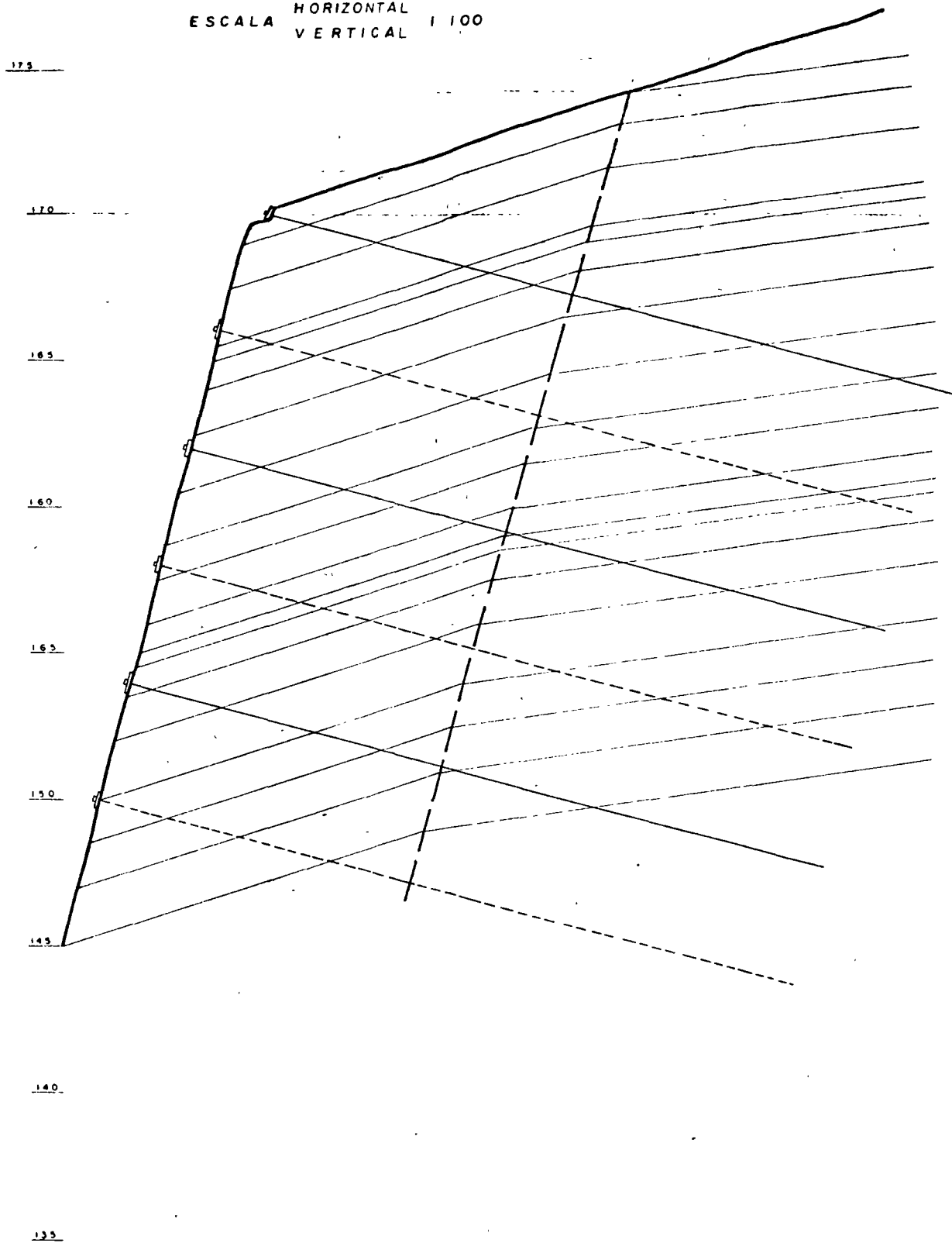


SECCION 2 — 2'

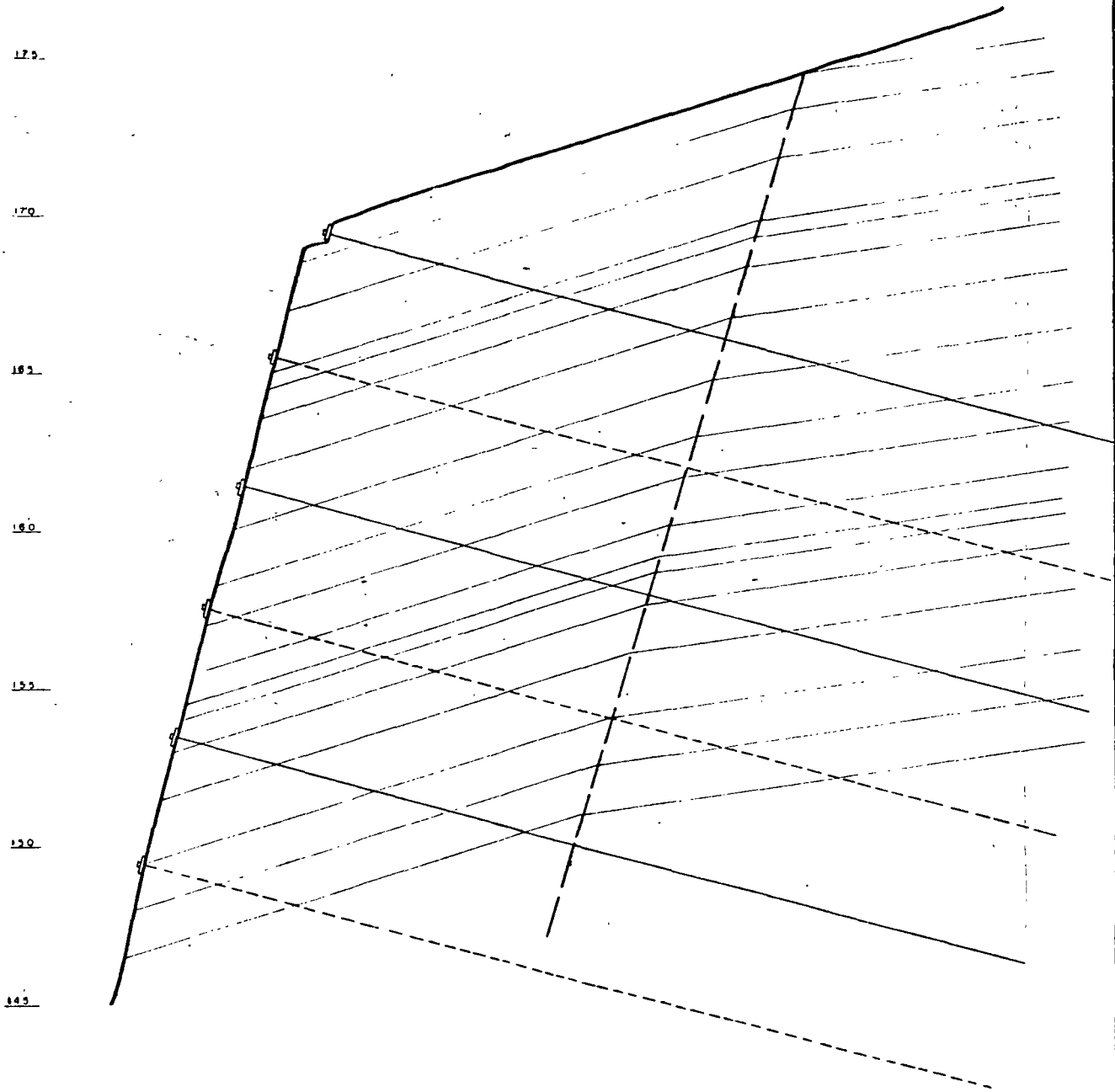
ESCALA HORIZONTAL 1 100
VERTICAL 1 100



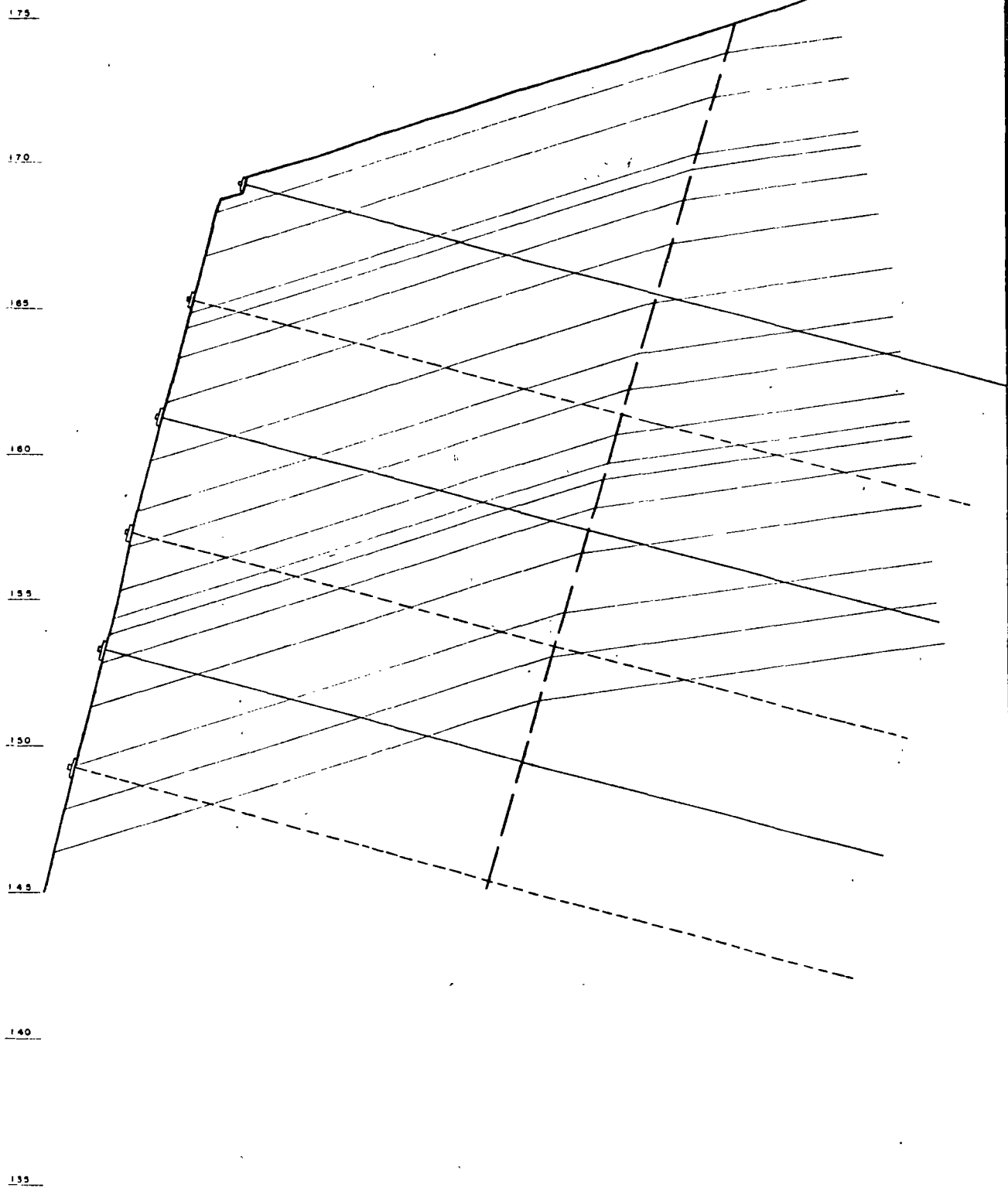
S E C C I O N 3 - 3 '
HORIZONTAL
ESCALA VERTICAL 1 100



S E C C I O N 4 - 4 '
E S C A L A H O R I Z O N T A L 1 1 0 0
V E R T I C A L 1 1 0 0



SECCION 5-5'
HORIZONTAL
ESCALA 1 1000
VERTICAL

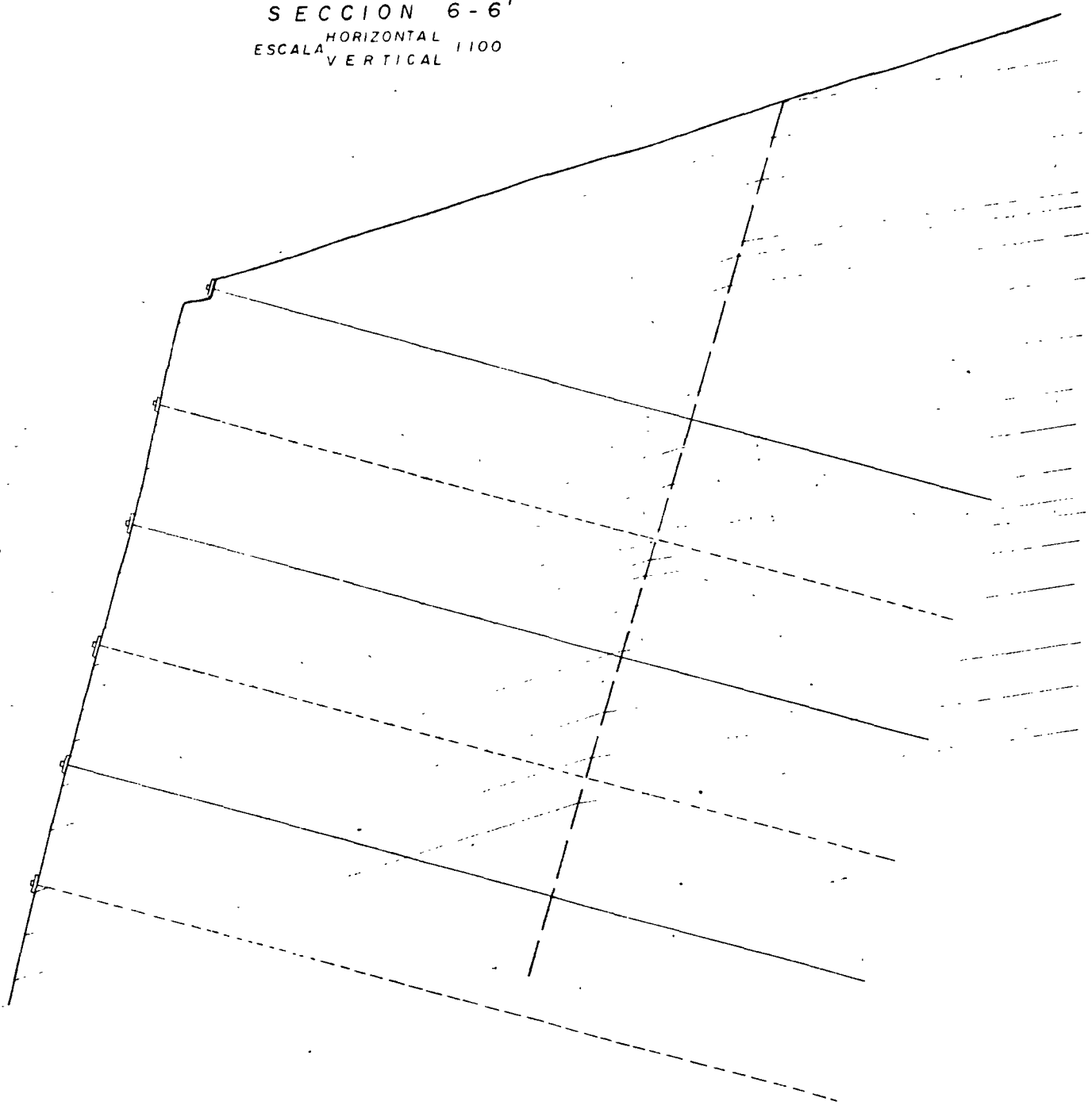


Q

Q

SECCION 6-6'
ESCALA HORIZONTAL 1:100
VERTICAL

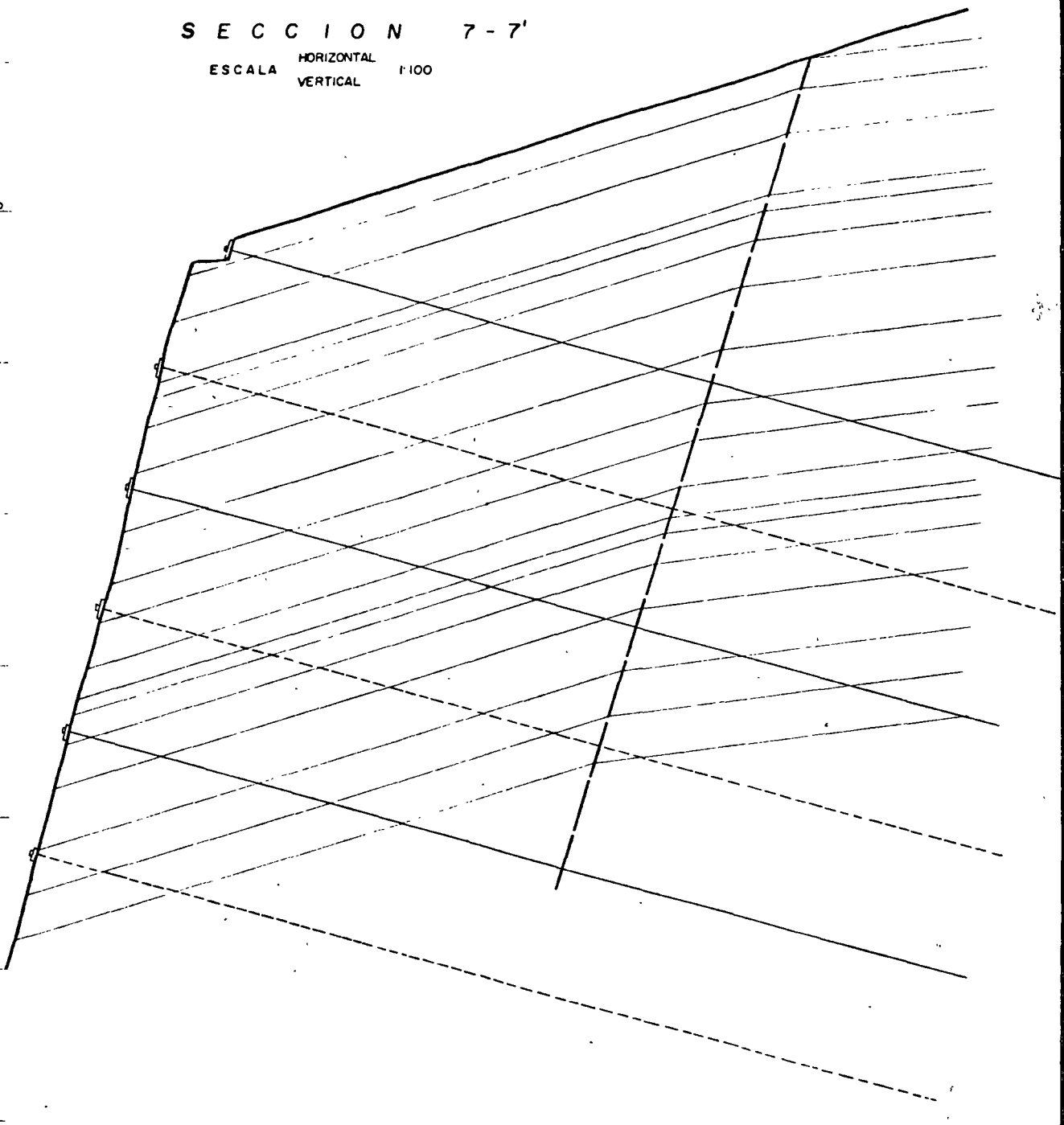
17.5
17.0
16.5
16.0
15.5
15.0
14.5
14.0
13.5



SECCION 7-7'

ESCALA HORIZONTAL 1:100
VERTICAL

179
178
176
174
172
170
168
166
164
162
160
158
156
154
152
150
148



SECCION 8-8'

HORIZONTAL
ESCALA 1:100
VERTICAL

175

170

165

160

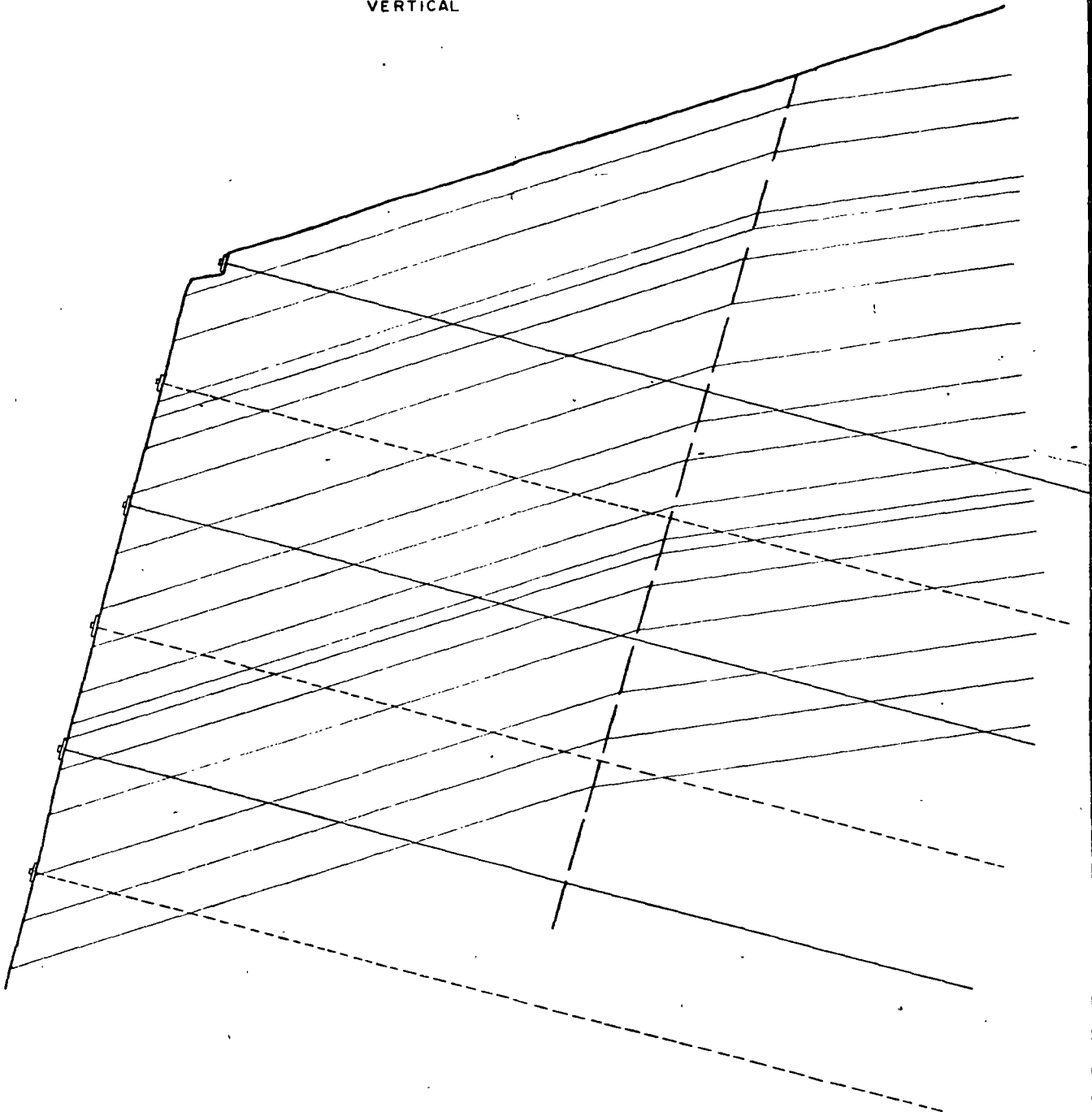
155

150

145

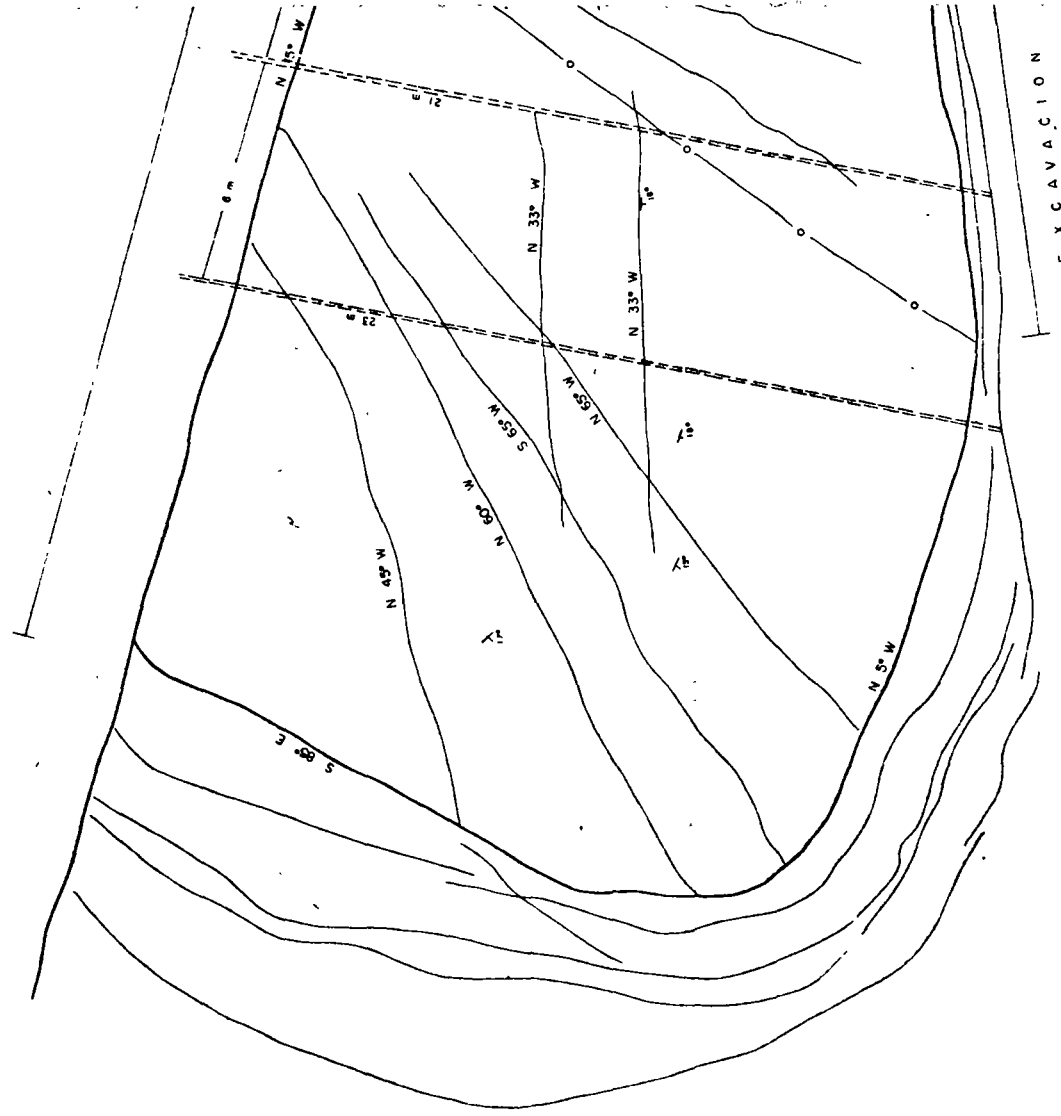
140

135



6
0

38

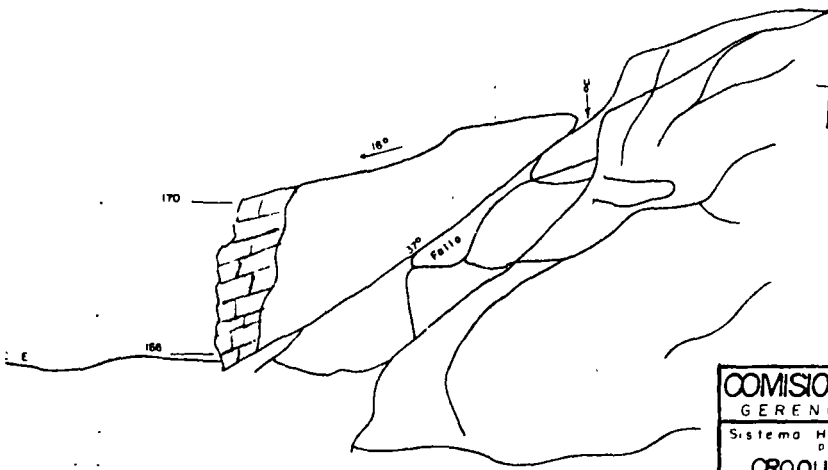
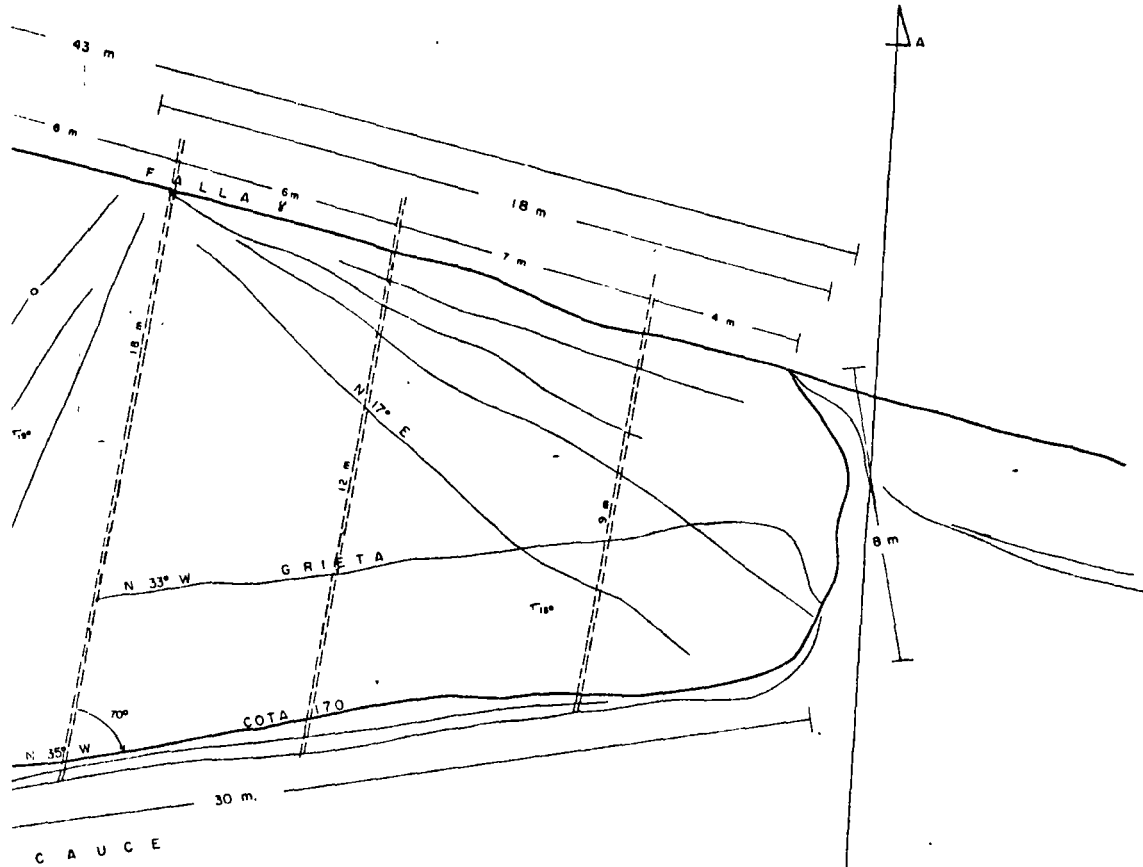


EXCAVACION

CAU

PLANTA 1

(BARRENOS DE DRENAJE)



CORTE A-A'

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION

Sistema Hidroeléctrico del Río Grijalva Estado de Chiapas
proyecto Hidroeléctrico CHICOASEN

CROQUIS DEL BLOQUE SITUADO EN EL
CAUCE 50 m. AGUAS ARRIBA DEL
EJE CORTINA

Forma Ing L Espinoza G Aprobó _____

Dibujó _____

Ma. 10. _____

Chicoasen, Chiapas Marzo de 1975

EJEMPLO No. 3

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

GERENCIA DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR

Tuxtla, Gutiérrez, Chis, Junio 4

Entre la ataguía de aguas abajo, hasta el socavón 19, por la margen izquierda, se localiza una zona de bloques potencialmente inestables.

En el informe de los consultores (F. Patton marzo 75) se menciona que fracturas subparalelas a la pared del cañón, delimitan algunos bloques, el mayor de los cuales se encuentra arriba del socavón 18, este bloque, en opinión de F. Patton puede fallar por volteo , por deslizamiento o una combinación de ambos factores.

Los bloques inestables no presentan un riesgo para la obra civil, sin embargo en sus proximidades se va a emplazar la planta trituradora y para esta, si sería peligroso que fallara algún bloque sobre o junto a ella.

Para determinar la geometría de los bloques, así como para conocer su posible movimiento, se efectuó un reconocimiento geológico en el sitio, apoyado en mosaicos fotográficos.

Del estudio geológico, se concluye que existe una falla subparalela en la pared izquierda del cañón, la cual se muestra en la Fig. No. 1 Esta falla que provoca la inestabilidad de

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

GERENCIA DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR

38
2

Los bloques, tiene su origen aproximadamente 40.0 m aguas arriba de la ataguía de aguas abajo, y terminan - aguas abajo del socavón 19.

La falla subparalela al intersectarse con fracturas y fallas, forma cuatro bloques (I, II, III, IV,) que pueden causar problemas de estabilidad (figura No. 1)

El bloque I, de 35.0 m de altura por 12 de ancho, se encuentra ya bastante separado del macizo rocoso y próximo a caer, recomendándose que se tire definitivamente.

Los bloques II, III, y IV dado a su gran tamaño, sería muy costoso, lento y difícil el tirarlos, además de que partes de ellos sirven de soporte a otros bloques interiores según se muestra en las figuras 2,3,4, y 5 Por lo tanto - se recomienda que los bloques sean anclados al macizo rocoso por medio de anclas de cables con longitudes suficiente (25.0 m) para prevenir la falla, sea por volteo o por -- deslizamiento.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

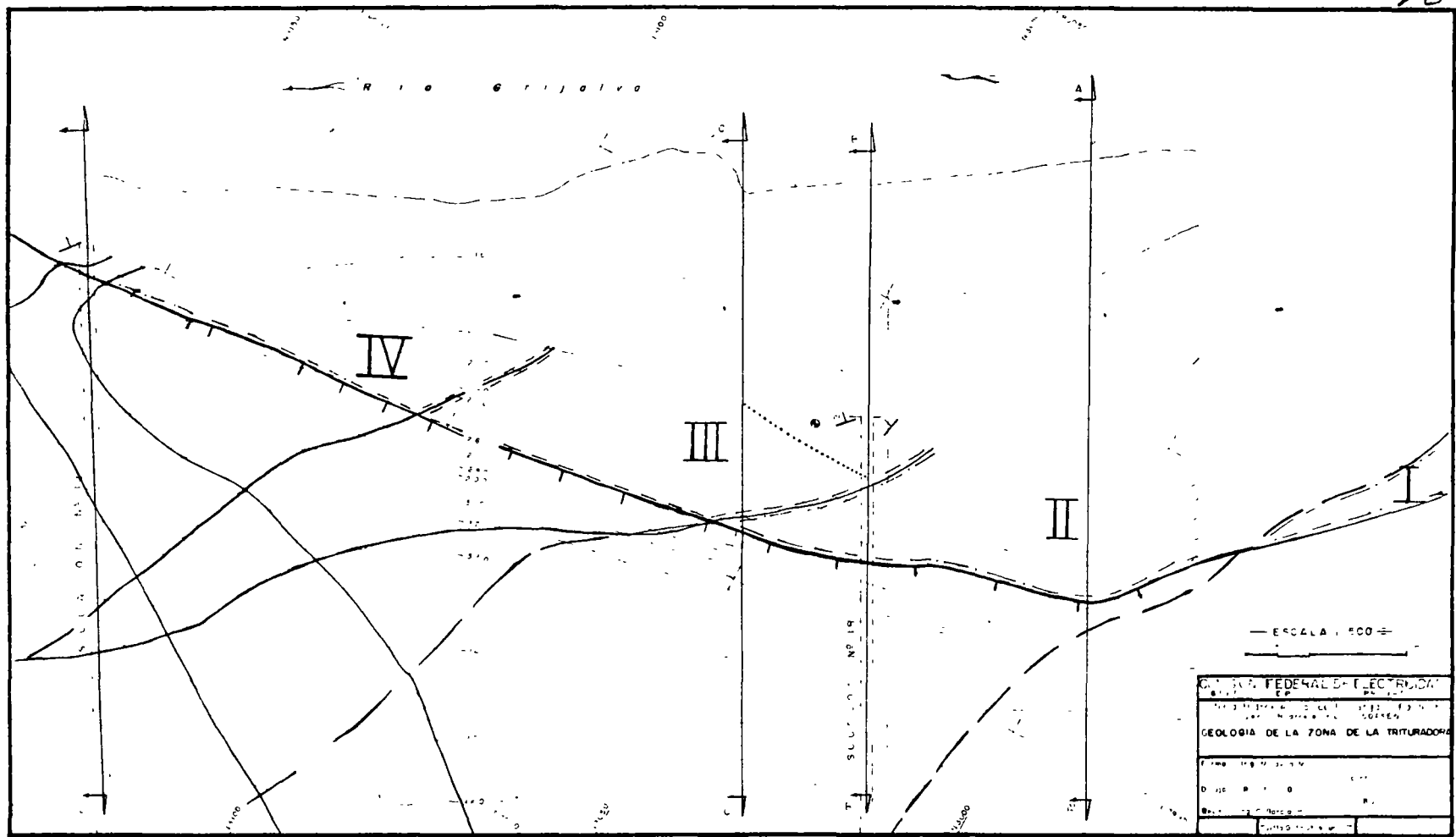
GERENCIA DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR

3

Es necesario anclar lo más pronto posible estos bloques, ya que el emportalamiento del túnel en el socavón 19, es tá produciendo vibraciones intensas que pueden debilitar aún más las fracturas, aumentando el riesgo de falla de algún bloque, más aún si en un momento dado se tienen que hacer explosiones para el emplazamiento de la trituradora.

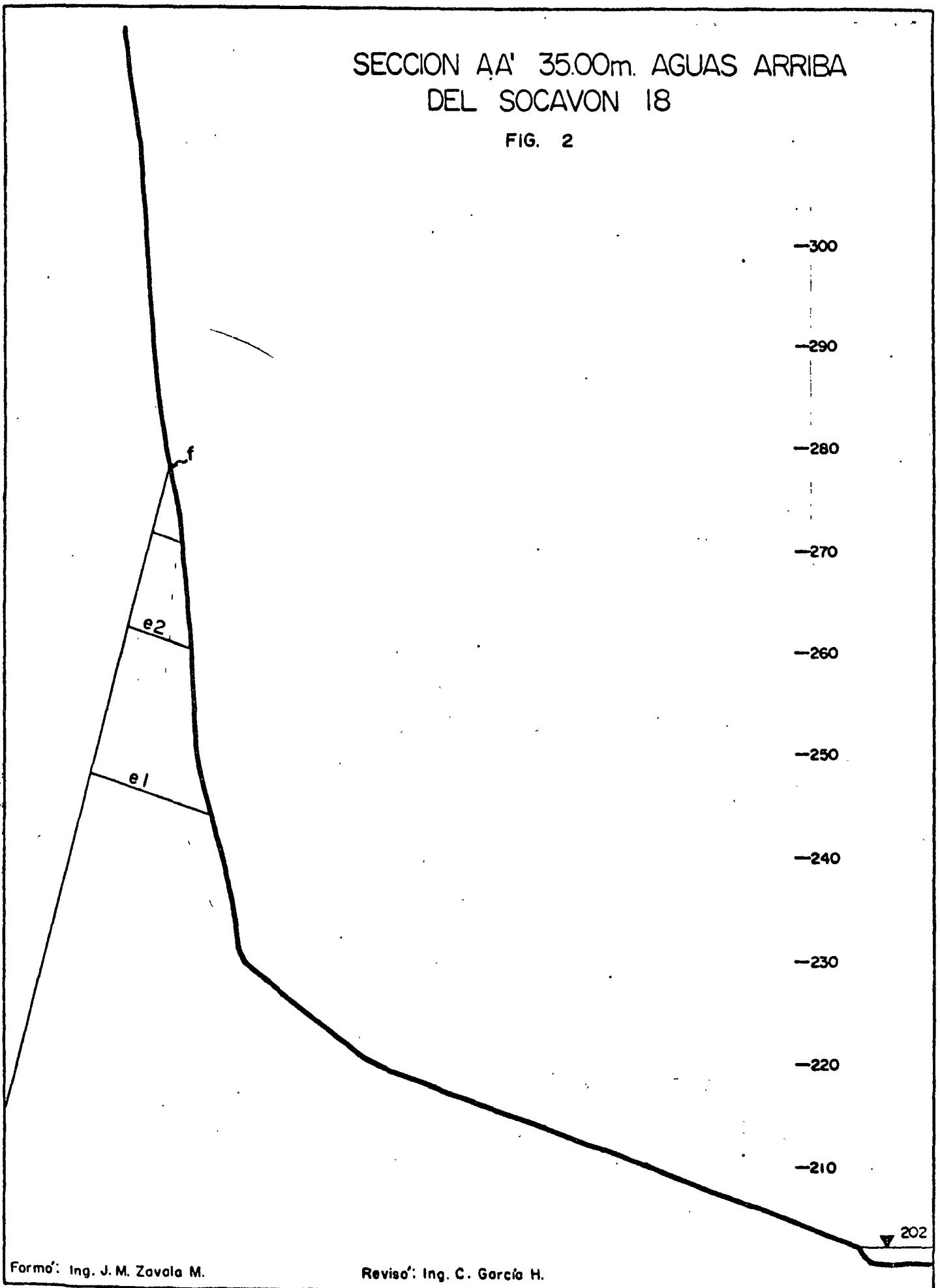
A T E N T A M E N T E

ING. J. MANUEL ZAVALA MORENO



SECCION AA' 35.00m. AGUAS ARRIBA DEL SOCAVON 18

FIG. 2

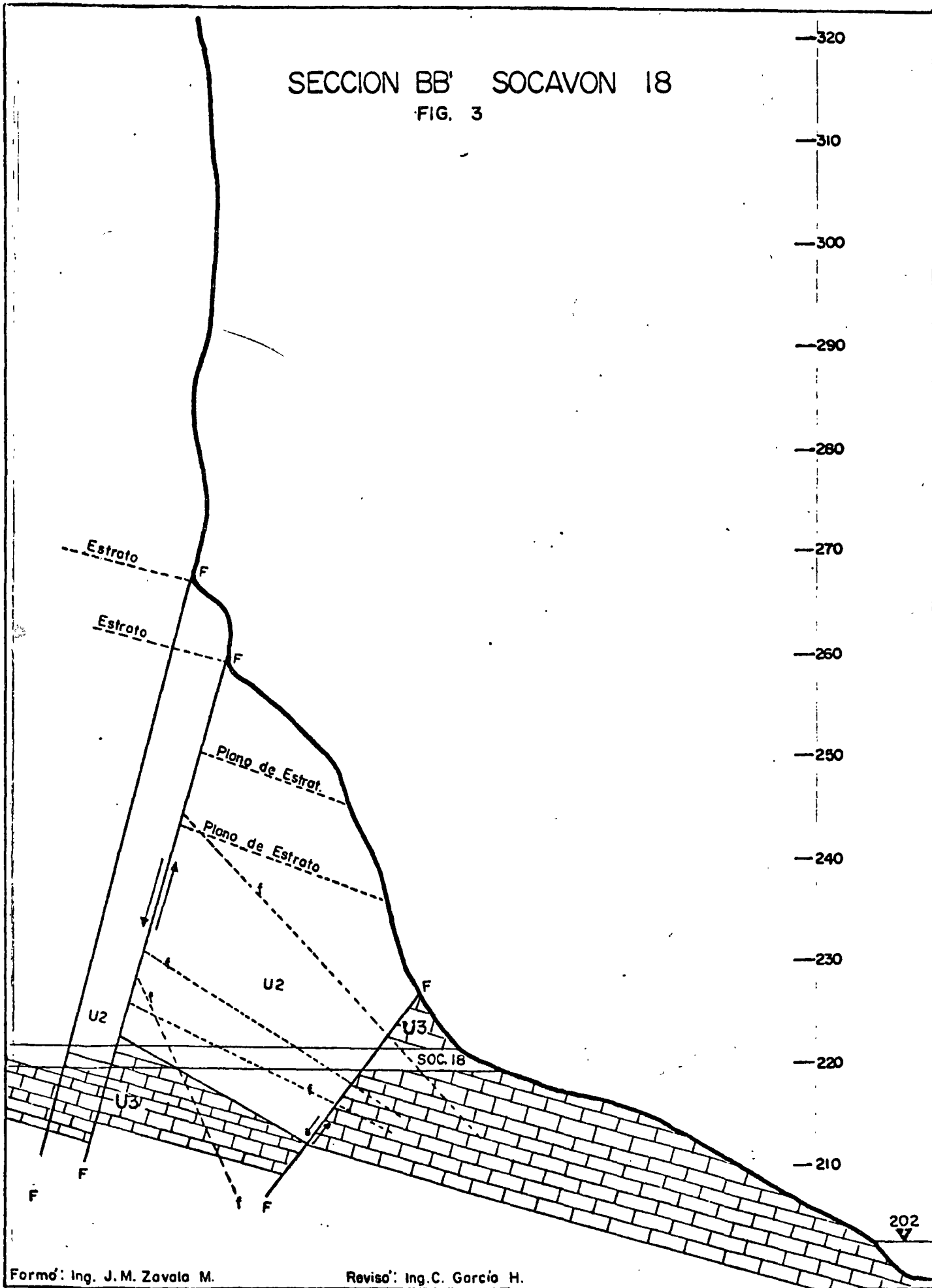


Formo: Ing. J. M. Zavala M.

Reviso: Ing. C. García H.

SECCION BB' SOCAVON 18

FIG. 3



SECCION CC' 2000m. AGUAS ABAJO DEL SOCAVON. 18

FIG. 4

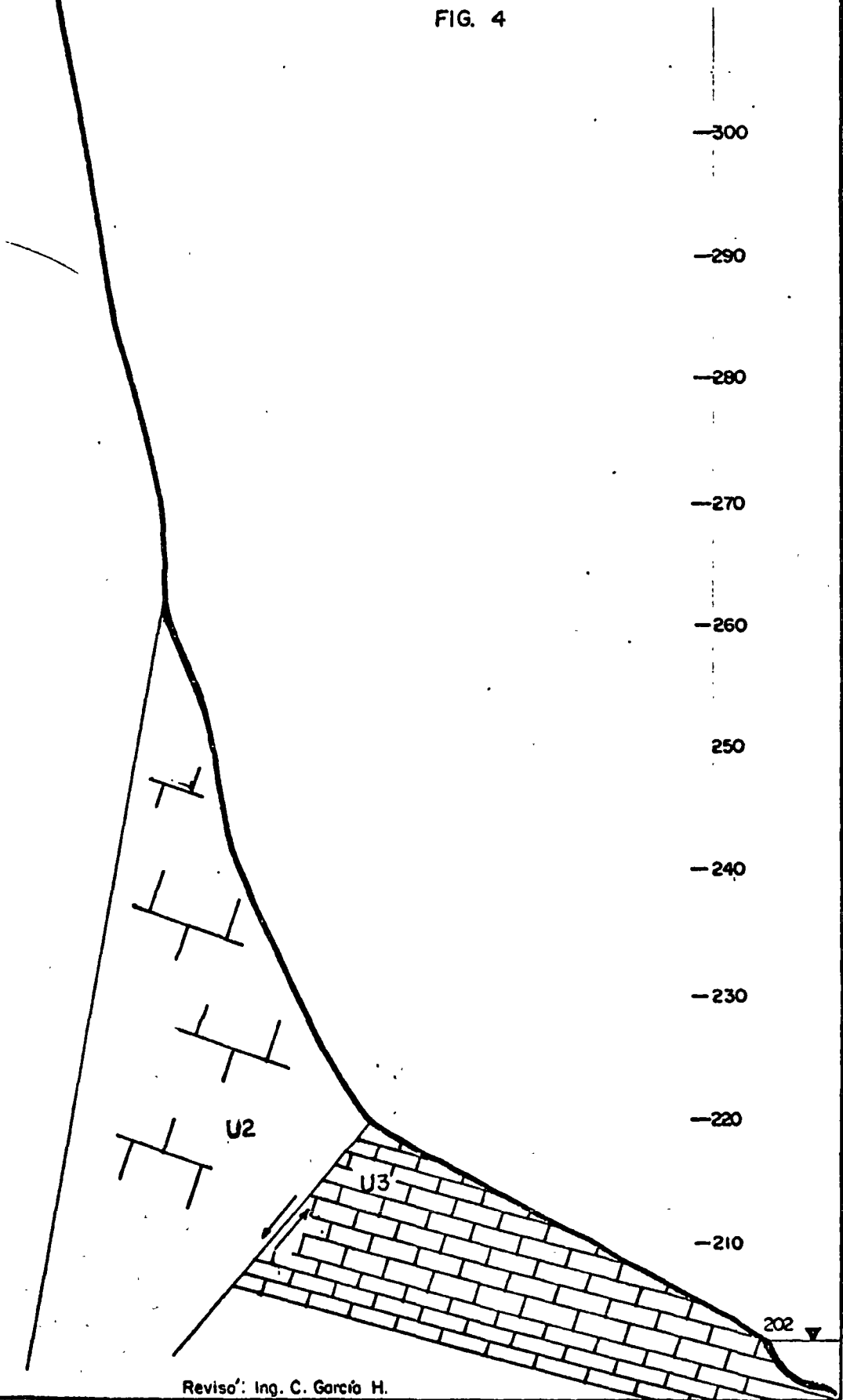
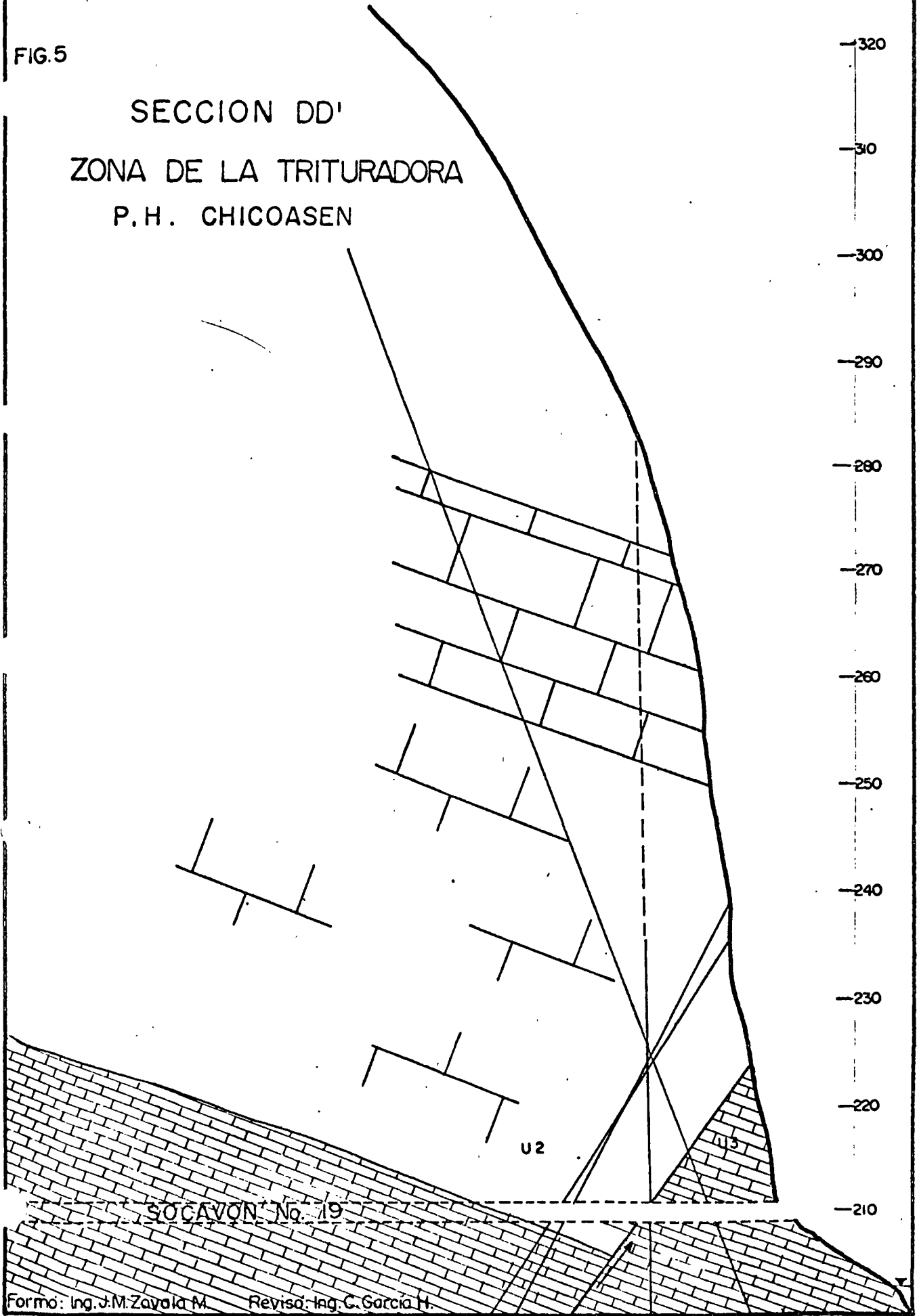


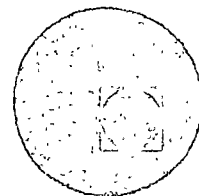
FIG.5

SECCION DD'
ZONA DE LA TRITURADORA
P.H. CHICOASEN





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



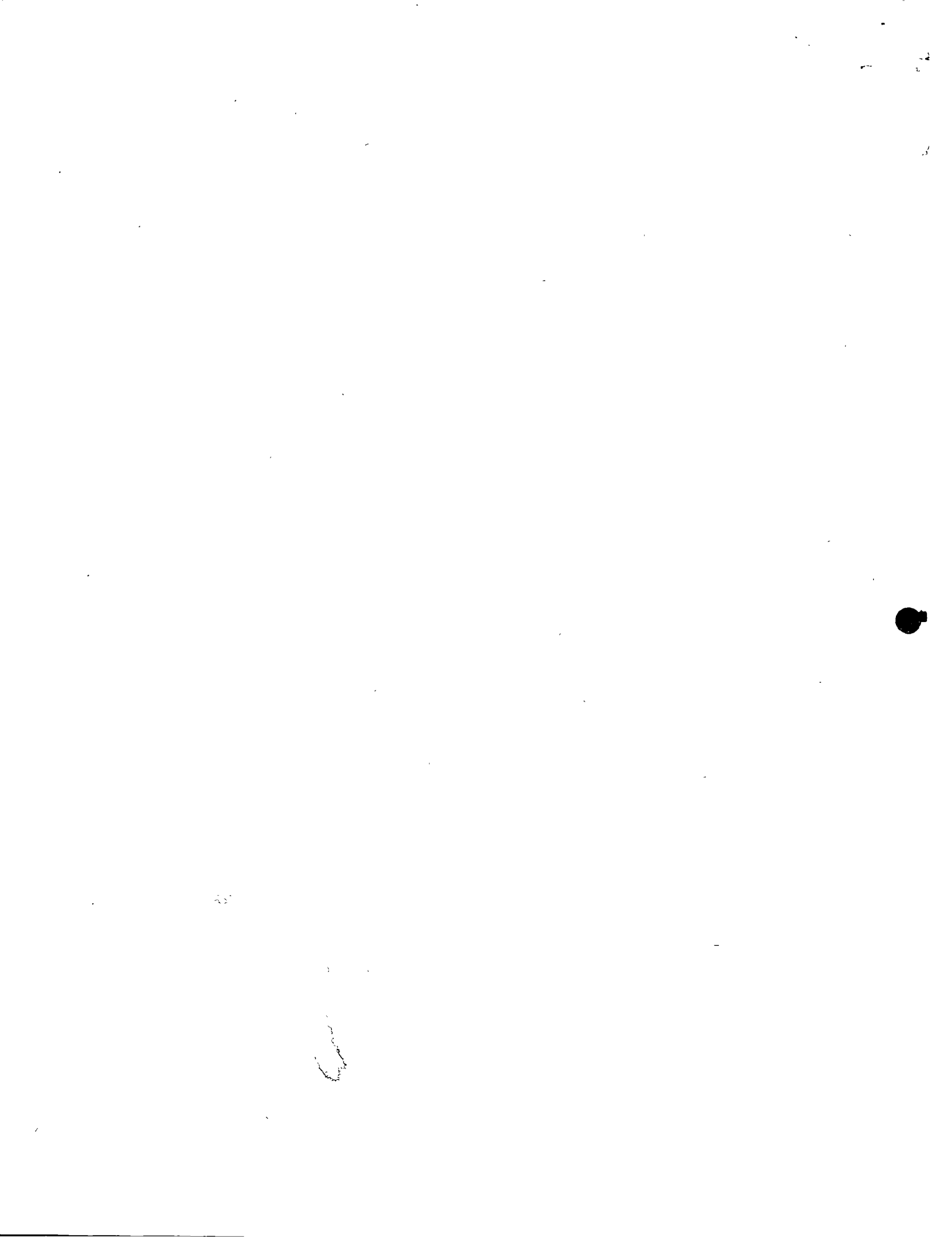
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA
CIVIL

CAPITULO No. 2

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

LEOPOLDO ESPINOSA GRAHAM
JORGE E. CASTILLA CAMACHO

Agosto 22 - 1978



CAPITULO 2. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

2.1 INTRODUCCION

2.1.1 Distinción de roca intacta y macizo rocoso

2.1.2 Clasificación ingenieril de la roca intacta

(Capítulo 1. Consideraciones geológicas de D.U.Deere del libro "Mecánica de rocas en la ingeniería práctica" de Stagg y Zienkiewicz, Ed.Blume, 1968, pp.15-25) 11 págs.

2.2 PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LA ROCA INTACTA

2.2.1 Estructura y propiedades índice

2.2.2 Resistencia y deformabilidad

2.2.3 Criterios de falla

(Capítulo 11. Propiedades mecánicas de las rocas de J. Alberro del libro "Presas de tierra y enrocamiento" de Marsal y Reséndiz, Ed. Limusa, 1975, pp. 269-281) 13 págs.

2.3 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

2.3.1 Conceptos fundamentales

2.3.2 Su influencia en la estabilidad de las obras subterráneas y a cielo abierto

2.3.3. Su obtención en el sitio de las obras

(Apuntes sobre "Pruebas de campo en mecánica de rocas" de R. Cuéllar Borja)

(Apuntes sobre "Pruebas de permeabilidad in situ" de J. Alberro A.)

(Apuntes sobre "Instrumentación de mecánica de rocas de R. Cuéllar Borja)..

2.3.4 Clasificación ingenieril de la masa rocosa

(Ejemplo elaborado por J. Castilla y R. Cuéllar B.)

(Z.T. Bieniawski "Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling", Memoria del tercer congreso de la ISRM, Denver, 1974).

300
300
302
303
305
308
313
316
316
318
321
323
327
327
331
333
333
334
342
344
349
354
354
356
356
356
357
358
360
360
362
363
371
375
378
378
380
381
384
387
388
389
390
392
392
393
397

Capítulo 1

Consideraciones geológicas *

D. U. Deere

1.1 Introducción

La mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico †.

Esta definición, dada recientemente por un grupo de investigadores en Mecánica de Rocas, puede parecer a primera vista que realza el papel de la mecánica, ignorando el de la geología. En realidad esta definición es de miras muy amplias. La frase «reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico» es suficientemente general para que sea aplicable a problemas a cualquier escala. Por ejemplo, comprende los estudios del mecanismo de deformación de los cristales minerales sometidos a elevadas presiones y temperaturas, el comportamiento triaxial de una muestra de roca ensayada en laboratorio, la estabilidad del revestimiento de un túnel e incluso el mecanismo de los movimientos de la corteza terrestre.

El papel de la geología es evidente; todos los materiales estudiados son masas rocosas situadas en un entorno geológico o extraídas de él. Los materiales poseen ciertas características físicas que son función de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos. El conjunto de estos fenómenos en la historia geológica de una cierta zona conduce a una *litología* particular, a una determinada serie de *estructuras geológicas* y a un *estado tensional in situ* característico. Regionalmente se producen variaciones de estas condiciones y pueden también producirse localmente, aún con mayor importancia, dentro del emplazamiento de una obra determinada. Al realizar programas de reconocimiento, y al extrapolar los resultados de ensayo en un punto a las zonas adyacentes, es totalmente necesario considerar la distribución en el lugar de los diferentes elementos geológicos. La experiencia ha demostrado que quien mejor puede realizar este trabajo es un ingeniero geólogo que no sólo tenga base suficiente en ciencias geológicas para apreciar los detalles de la geología del lugar, sino que también esté bien enterado de los métodos modernos de reconocimiento de las rocas y esté familiarizado con las exigencias de los técnicos en Mecánica de Rocas.

* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald U. Deere, titulados provisionalmente, *Engineering Geology* (Geología aplicada a la Ingeniería) y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Cita reproducida con la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, EE. UU.

† Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en «Rock-Mechanics Research» *Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council*, Washington, D. C., 1966.

En la Mecánica de Rocas aplicada, en especial en los campos de ingeniería civil y miniera, el método de proyecto supone la selección de un anteproyecto y la predicción del comportamiento esperado. Se emplean para ello ecuaciones de la mecánica teórica y aplicada. Sin embargo, en la mayoría de los casos, deben introducirse en las ecuaciones algunas propiedades mecánicas de la roca. La validez de la solución obtenida no es mayor que la validez de la propiedad mecánica empleada. Las propiedades mecánicas de una muestra inalterada ensayada en laboratorio pueden ser muy diferentes de las propiedades del macizo rocoso del que se ha extraído la muestra. El reconocimiento de este hecho ha motivado en estos últimos años una gran atención hacia los ensayos *in situ*.

El comportamiento de un macizo rocoso sometido a una variación de tensiones viene determinado por las propiedades mecánicas del material rocoso y por el número y naturaleza de las discontinuidades geológicas existentes en el mismo. La importancia relativa de cada uno de estos factores sobre el comportamiento de la roca depende principalmente de la relación entre las dimensiones de la obra de ingeniería a realizar y la separación entre las discontinuidades. Cuando la variación introducida en el estado tensional afecta a una zona grande respecto a la distancia entre diaclasas *, por ejemplo, como es el caso de la cimentación de presas o grandes excavaciones subterráneas, la influencia de las diaclasas puede ser muy pronunciada. Sin embargo, en aquellos casos en que la separación entre las mismas es muy grande respecto a las dimensiones de la obra, como en la perforación de un barreno o la construcción de un túnel a través de una roca masiva con una perforación mecánica, el comportamiento de la roca depende más de las propiedades inherentes al material rocoso.

En muchos problemas de Mecánica de Rocas aplicada también se requiere conocer el estado tensional a una cierta profundidad en la zona estudiada. Como se señala en una sección posterior de este capítulo, el estado tensional es consecuencia directa de la historia geológica pasada de la zona. Sin embargo, el conocimiento de la historia geológica no basta por sí mismo para permitir una estimación razonable del estado de tensiones.

1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

La litología de una roca hace referencia a su mineralogía, textura y fábrica, junto con un nombre o término descriptivo de algún sistema de clasificación reconocido, por ejemplo, caliza oolítica, pizarra bituminosa, granito, clorita-biotita, esquistos, etc. Los nombres y la clasificación son geológicos. Los técnicos en Mecánica de Rocas han reconocido frecuentemente lo inadecuado de un sistema de clasificación de este tipo, advirtiendo al menos que rocas de la misma litología pueden presentar una gama extraordinariamente amplia de propiedades mecánicas. Se ha propuesto incluso abandonar tales nombres geológicos y adoptar un nuevo sistema de clasificación basado únicamente en propiedades mecánicas.

Esta propuesta puede resultar excesiva, ya que hay diversas razones para conservar los términos geológicos. En primer lugar, existe como mínimo una

* Para uniformar hemos traducido, en todo el texto, *joints* por diaclasas, aunque cabría establecer diferencias entre éstas, las litoelasas y algunos otros tipos de discontinuidades y fracturas (*N. del T.*).

gama de valores para cualquier tipo de roca donde queda comprendido el valor de una cierta propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser desalentadoramente grande; para otras bastante más pequeño. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2.500 kg/cm²; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm², aproximadamente. La dureza de una cuarcita será elevada y prácticamente constante, mientras que la de una arenisca será muy baja o muy alta según el tipo y grado de cementación.

Otra razón importante para el empleo del nombre litológico es la relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, la mayoría de las rocas ígneas tienen una estructura densa, bien encajada, con muy pequeñas diferencias de dirección en las propiedades mecánicas (con la excepción, por supuesto, de muchas rocas volcánicas superficiales, rocas intrusivas subsuperficiales, y algunas intrusivas profundas, como los granitos gneísicos, que presentan una estructura riolítica en la periferia de la intrusión). Las rocas sedimentarias, como las pizarras arcillosas, las areniscas y algunas calizas, están estratificadas y por tanto muestran una anisotropía considerable en las propiedades mecánicas. Otras rocas sedimentarias, como la sal gema, el yeso y muchas calizas y dolomías, han recristalizado en una textura compacta, presentando únicamente una ligera anisotropía. Las rocas metamórficas son quizá las más sorprendentes respecto a la anisotropía. La clorita, el talco y el micasquisto tienen superficies de exfoliación bien desarrolladas y se componen de minerales de estructura hojosa que dan lugar a grandes diferencias en la resistencia y el módulo de deformación según la dirección de ensayo. Los gneis * muestran alguna anisotropía pero en menor grado. La pizarra es también muy anisotropa debido a su pronunciada estratificación. Otras rocas metamórficas, como el mármol y la cuarcita, han recristalizado en una textura compacta, siendo bastante homogéneas.

Otra razón para conservar el nombre geológico es la asociación que puede hacerse entre ciertos tipos de rocas y otras características *in situ* que pueden presentarse. Por ejemplo, la presencia en el terreno de caliza, yeso y sal gema puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución como cavidades, torcas y fisuras agrandadas por la disolución. En otro caso, la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diaclasado columnar y llamar la atención sobre los problemas con él relacionados. Análogamente, algunos tipos de rocas presentan un comportamiento característico o problemas específicos. La existencia de sal gema u otras evaporitas puede dar lugar a problemas con deformaciones de fluencia. Debido a su contenido de arcilla, las pizarras arcillosas presentan frecuentemente hinchamiento y disgregación al aire por variaciones de presión y humedad. Resulta evidente que se da una información mucho más valiosa sobre las propiedades y el comportamiento de una roca cuando se indica su nombre geológico. Sin embargo, a efectos ingenieriles, el nombre geológico es insuficiente por sí solo y debe acompañarse de una clasificación de tipo mecánico según se indica en la sección siguiente.

* Aunque últimamente se tiende a escribir *gneis* hemos preferido conservar la grafía tradicional (*N. del T.*)

1.3 Clasificación de las rocas en ingeniería

Se entiende por roca «intacta» aquella de la cual pueden tomarse muestras para su ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales de gran escala, como diaclasas, planos, de estratificación, fracturas y zonas milonitizadas. Coates¹ ha empleado el término *sustancia rocosa*. Coates¹, Coates y Parsons² y Miller³ han realizado un trabajo acerca de la clasificación de la roca intacta a partir de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio. Deere y Miller⁴ han dado una versión modificada del primer trabajo de Miller, siendo esta clasificación la que se describe a continuación.

La clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Clasificación de la roca intacta^a

I. Basada en la resistencia (σ_c)

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
A	Resistencia muy alta	> 2.250
B	Resistencia alta	1.120-2.250
C	Resistencia media	560-1.120
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	< 280

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2.250 kg/cm² ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2 Clasificación^a de la roca intacta^a

II. Basada en el módulo relativo (E_t/σ_c)

Clase	Descripción	Módulo relativo ^b
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	100 200

^a Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

^b Módulo relativo = E_t/σ_c .

siendo E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.

σ_c = resistencia a compresión simple.

Unicamente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diabasa y los basaltos densos, entre ellas. La categoría B, 1.120-2.250 kg/cm², comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras y las areniscas bien cementadas, las pizarras arcillosas duras y la mayoría de las calizas y dolomías. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 560-1.120 kg/cm², se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y

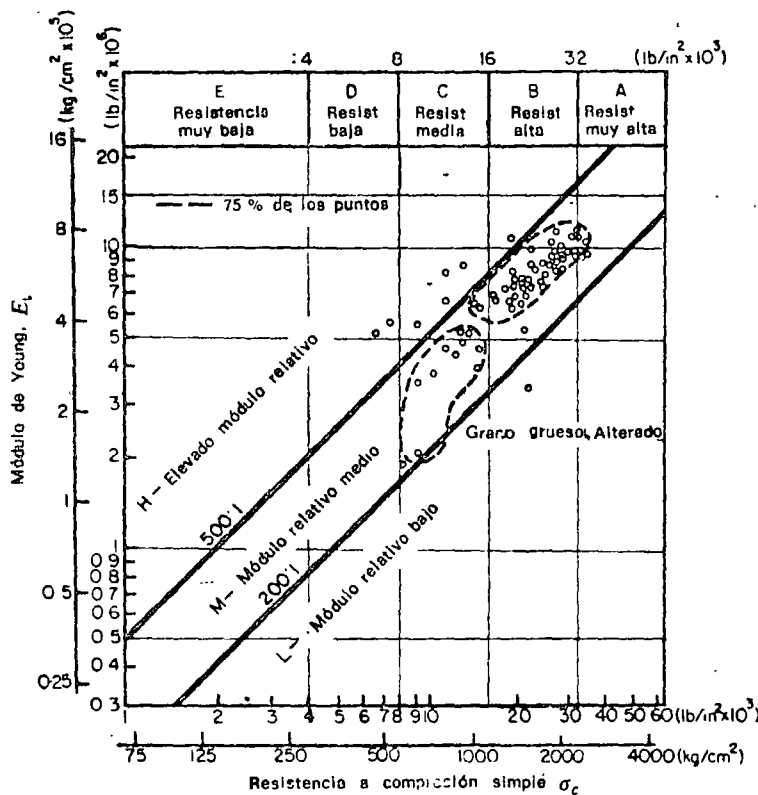


Figura 1.1 Clasificación de rocas intactas de la familia del granito (80 muestras, 16 emplazamientos, varios investigadores)⁴

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

calizas porosas, las variedades más esquiscosas de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, y los mica y talcoesquistos). Las categorías D y E, de resistencia baja a muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca friable, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas químicamente de cualquier litología.

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad (E_t). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho,

se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple, el *módulo relativo**, según se indica en la tabla 1.2.

Puede emplearse un diagrama de clasificación como el de la figura 1.1. Los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad se han representado en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores. Las categorías de resistencia se indican en la parte superior de la figura. El mó-

pondiente de diabasas que los la clasificación. En la figura volcánica

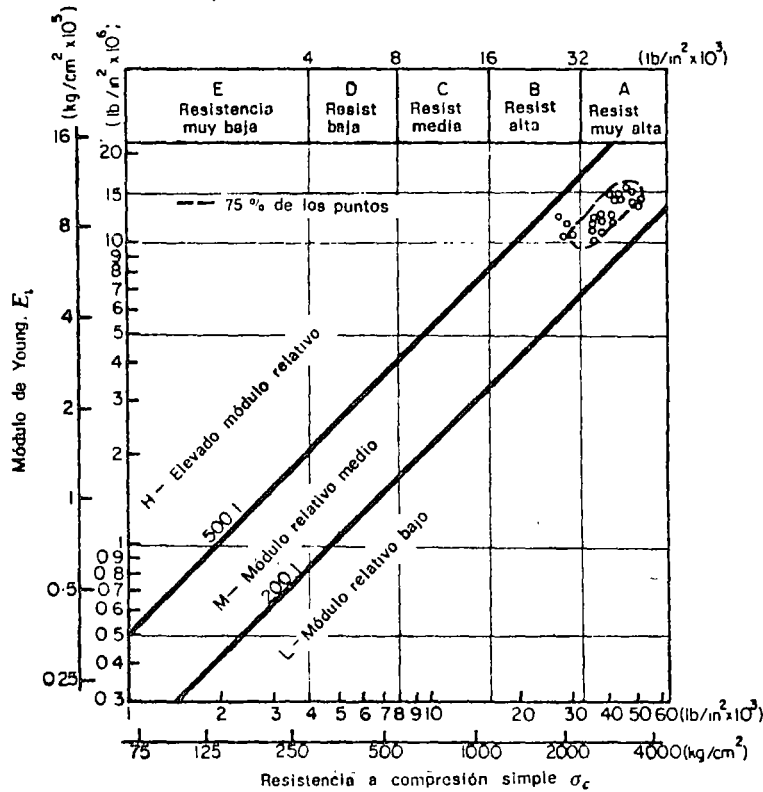


Figura 1.2 Clasificación de rocas intactas-Diabasas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores)^{*}
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

dulo relativo se deduce de la posición respecto a las diagonales. La zona central viene limitada por una línea superior con un módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente a un 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 ella están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas. Los puntos marcados en la figura 1.1 representan 80 muestras de granito corres-

ampli tamaño rocas. Se ad de res resist se ind a la ti

* Traducción arbitraria que proponemos para la *modulus ratio* del texto original (N. del T.).

pendientes a 16 localidades. La figura 1.2 muestra los resultados de 26 probetas de diabasa, roca ígnea densa y uniforme de grano fino a medio. Se advierte que los resultados son más uniformes y que la roca entra principalmente en la clasificación AM, roca de muy alta resistencia con un módulo relativo medio. En la figura 1.3 aparecen los resultados de 70 muestras de basalto y otras rocas volcánicas de grano fino. Como era de esperar, los resultados abarcan una

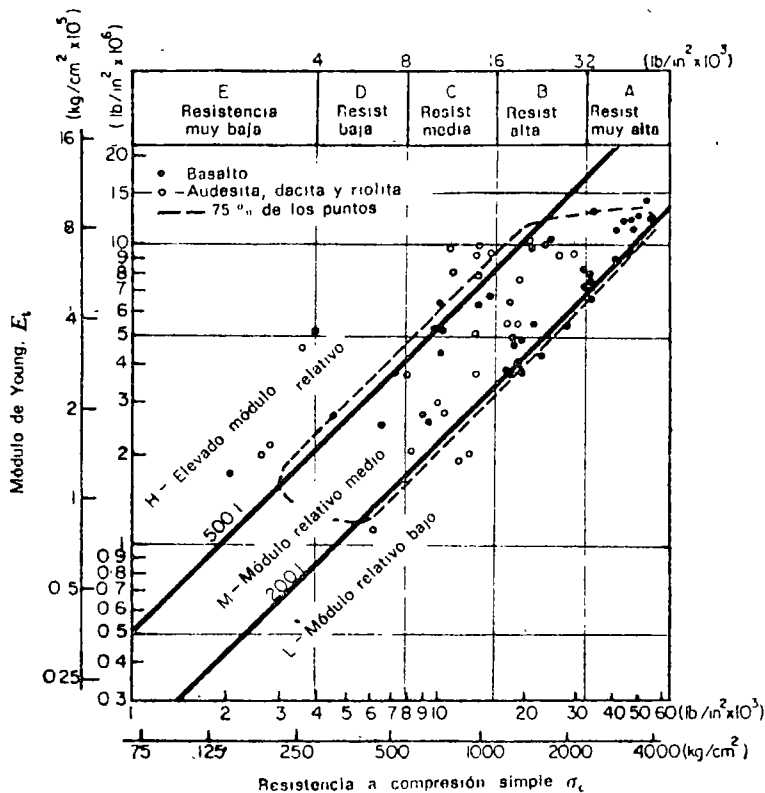


Figura 1.3 Clasificación de rocas ígneas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores)⁴

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

amplia gama de valores debido a la variación en la mineralogía, porosidad, tamaño del grano y estructura de cristalización. El diagrama resumen de las rocas ígneas se indica en la figura 1.4.

En la figura 1.5 aparece el diagrama resumen de las rocas sedimentarias. Se advierte que las calizas y dolomías entran principalmente en las categorías de resistencia B y C aunque algunas muestras son del tipo A, de muy elevada resistencia, o D, rocas muy débiles. Los detalles de estas calizas y dolomías se indican en la figura 1.6. Puede verse que muchos de los puntos caen próximos a la línea superior (módulo relativo 500:1) o por encima de ella. Esta situación

parece deberse a su particular estructura (compacta) y mineralogía (calcita y dolomía). Los diagramas correspondientes a la arenisca y pizarra arcillosa, en la figura 1.5 aparecen abiertos por su extremo inferior debido a que diversas probetas se rompieron con presiones inferiores a 75 kg/cm². Se aprecia que tanto la envolvente de las areniscas como la de las pizarras entran en la zona de módulo relativo bajo. Esta situación es el resultado de la anisotropía creada

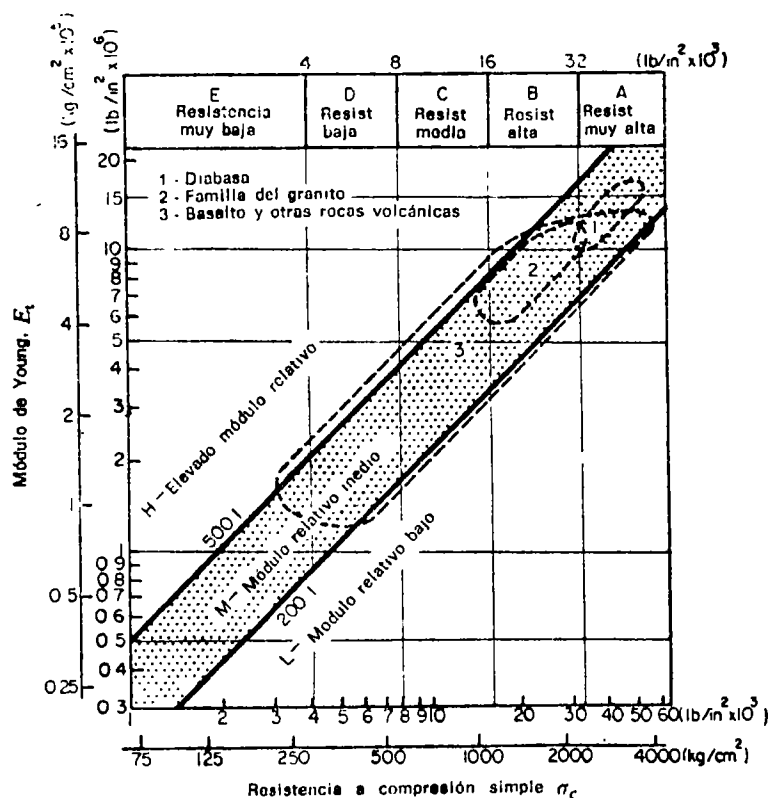


Figura 1.4 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas ígneas (176 muestras, 75% de los puntos)¹

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

por la estratificación o esquistosidad. Los módulos relativos son bajos ya que casi todas las muestras se ensayaron con el eje de carga normal al plano de estratificación. Esta orientación no modifica la resistencia pero da lugar a módulos bajos por efecto de la deformación originada por el cierre de los planos de estratificación incipientes y la alineación de los minerales, la mayoría de los cuales son aplanados, especialmente en las pizarras.

El diagrama resumen de las rocas metamórficas aparece en la figura 1.7. La dispersión de los resultados es superior a la de los otros tipos de rocas por la gran variación de mineralogía y grado de anisotropía. La mayoría de las

cita y
sa, en
versas
a que
zona
reada

rocas cuarcíticas aparecen clasificadas como AM, en la misma posición que otros tipos de rocas densas, de granos iguales y estructura compacta, como la diabasa y los basaltos densos. Los gneis vienen representados de forma semejante a los granitos pero con una resistencia media algo menor y una mayor dispersión en el módulo relativo. La dispersión adicional proviene de la mayor variación de mineralogía respecto al granito y a la anisotropía por efecto de

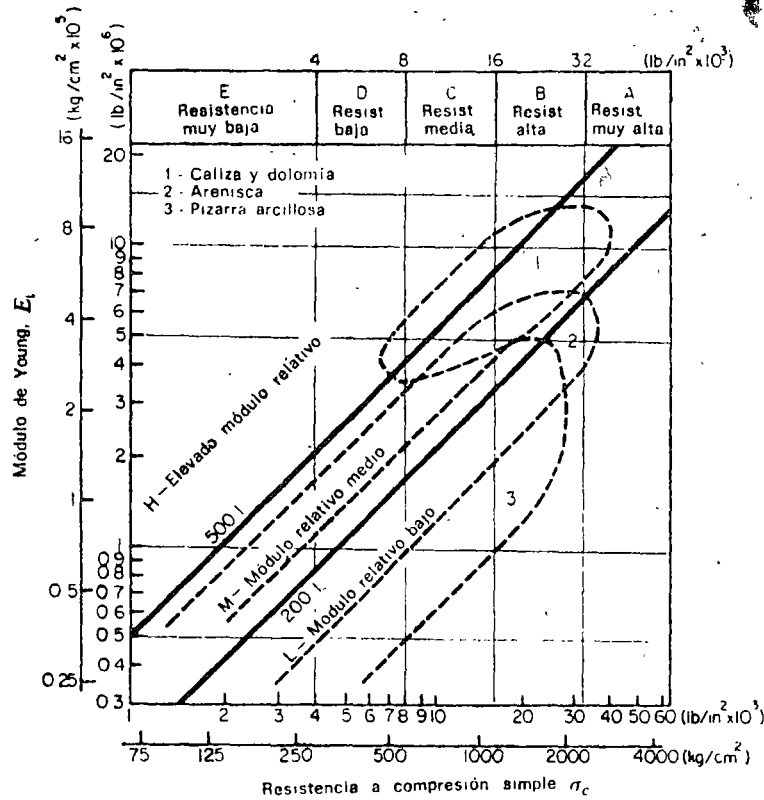


Figura 1.5 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75% de los puntos)*

E_t - módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

ya que
no de
ngar a
planos
de los
ra 1.7.
as por
de las

la esquistosidad. Muchos de los puntos que caen en la zona de elevado módulo relativo representan roturas según bandas esquistosas de muestras con una fuerte foliación.

Quizá el diagrama más interesante es el de los esquistos. La envolvente 4a (fig. 1.7) corresponde a muestras con una esquistosidad orientada hacia la vertical, es decir con un ángulo elevado (45° o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo relativo de la mayoría de las muestras no corresponde tanto a un valor inherentemente alto sino más bien a un caso de baja resis-

tencia por efecto de roturas prematuras según los planos de esquistosidad con fuerte buzamiento. Por otro lado, la envolvente de las muestras con un pequeño ángulo de esquistosidad (45° o menos respecto a la horizontal) cae en la zona de módulos relativos bajos. En este caso, la resistencia no resulta muy afectada por la esquistosidad pero el módulo de elasticidad es bajo por efecto del cierre de las microfisuras paralelas a los planos de esquistosidad. La envolvente del

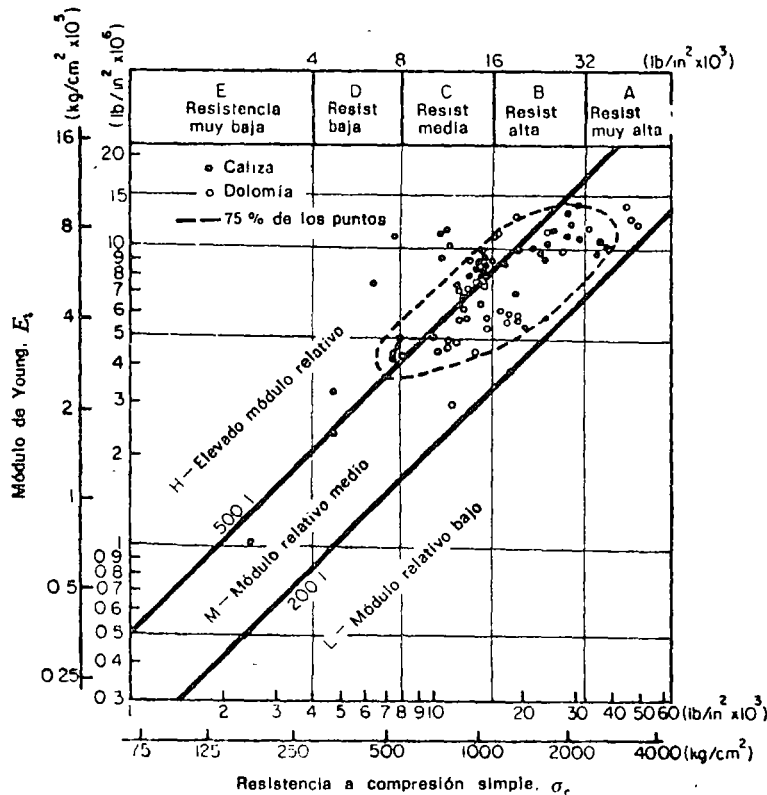


Figura 1.6 Clasificación de rocas intactas-Caliza y dolomía (77 muestras, 22 emplazamientos, varios investigadores) ⁴

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

mármol (fig. 1.7) corresponde a un pequeño número de muestras y, aunque 15 de las 22 muestras ensayadas quedaron comprendidas en esa envolvente, se necesitan más resultados para poder generalizar. De hecho parece que el elevado módulo relativo se corresponde con la tendencia de las calizas y dolomías que contienen los mismos minerales.

En el diagrama resumen de las rocas metamórficas es significativo que la envolvente de los gneis se superponga con la de las cuarcitas y con las dos envolventes de los esquistos. Esta posición de transición indica una complejidad creciente de mineralogía y estructura, pasando de las cuarcitas a los gneis y

de éstos a los esquistos. Los diagramas resumen de las rocas ígneas y de las rocas sedimentarias muestran características semejantes en cuanto a las diferencias de mineralogía y estructura.

La clasificación propuesta se considera útil y manejable. Está basada en la resistencia a compresión simple y en el módulo de elasticidad —dos propiedades físicas importantes de la roca que intervienen en la mayoría de los

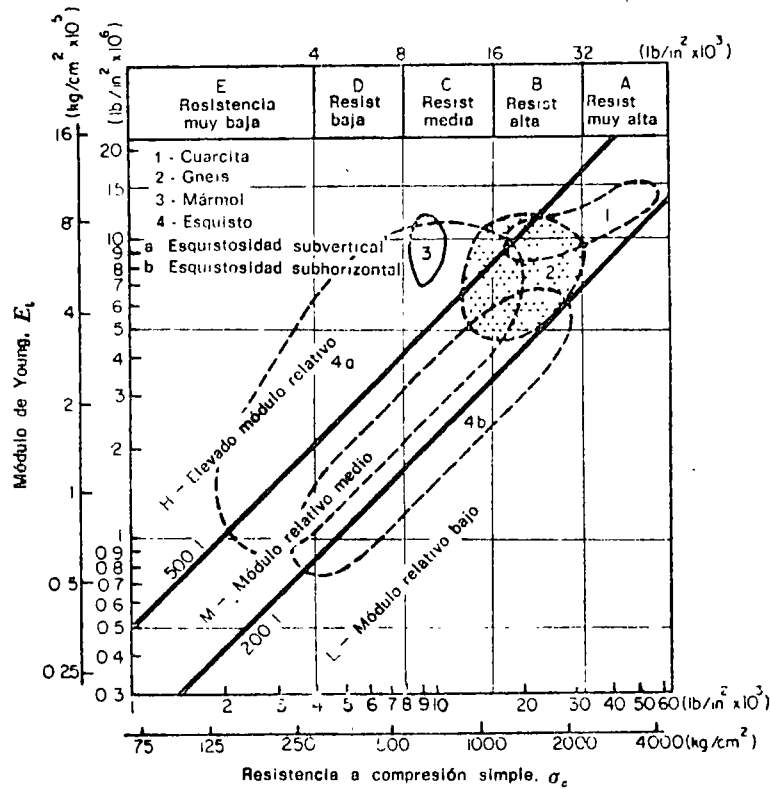


Figura 1.7 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas metamórficas (167 muestras, 75% de los puntos)⁴

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

problemas de ingeniería. La clasificación también considera la mineralogía, textura, estructura y dirección de anisotropía de la roca, de forma que tipos específicos de roca caen dentro de áreas determinadas del diagrama de clasificación. La clasificación completa debería incluir también la descripción litológica, por ejemplo, Caliza: alta resistencia, elevado módulo relativo (BH): grano fino, densa, uniforme.

CAPITULO 11

Propiedades mecánicas de las rocas

INTRODUCCIÓN

El comportamiento de una presa de tierra y enrocamiento depende, en muchos aspectos, de las propiedades mecánicas de su roca de cimentación. En efecto, la inestabilidad o permeabilidad de las formaciones geológicas del sitio pueden ocasionar problemas serios durante la vida de la obra y aun reducir su utilidad en conjunto. Además, aunque en casos especiales la compresibilidad y capacidad de carga de las masas rocosas no son motivo de preocupación al proyectar la cimentación de una cortina de tierra y enrocamiento, revisten importancia al analizar la estabilidad de las obras auxiliares. El estudio de las propiedades mecánicas de las rocas es, por tanto, fundamental.

La característica principal de una masa rocosa es su fisuración, su carácter discontinuo. Ciertas discontinuidades de la masa son visibles directamente (diaclasas, fisuras, fallas), dando al macizo rocoso la apariencia de un amontonamiento de bloques más o menos regulares y de aspecto monolítico (fig 11.1). Un análisis más detallado muestra que los propios bloques están afectados por discontinuidades matriciales. De hecho, la existencia de fisuras de este tipo queda demostrada mediante la observación directa en láminas delgadas, con inyección de resinas. La generación de ruidos internos en una probeta sometida a una prueba de carga es, además, una manifestación cualitativa del crecimiento de dichas fisuras.

Son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas que pueden ser interpretadas con base en la existencia de discontinuidades microscópicas o macroscópicas. En el laboratorio, la anisotropía, la influencia del agua en la resistencia, la compresibilidad, la variación de la permeabilidad hidráulica al aire y de la velocidad de transmisión de ondas, en función del estado de esfuerzos aplicados, son ejemplos de la afirmación anterior. En el campo basta con mencionar la

compresibilidad, permeabilidad y anisotropía de los macizos rocosos, esencialmente regidas por las juntas de estratificación, fracturas o fallas, para percatarse de la importancia de estas superficies de discontinuidad. Por tanto, no resulta excesivo afirmar que la propiedad fundamental de las rocas es su carácter discontinuo.

11.1 MUESTRAS DE ROCA

Una roca está formada por un conjunto de minerales surcado por discontinuidades. Se estudiará primero la estructura de la matriz rocosa, con objeto de definir las propiedades índice de las muestras de roca.

11.1.1 Estructura y propiedades índice de las rocas. Porosidad. Las rocas son materiales porosos. Ciertas rocas sedimentarias o ígneas extrusivas alcanzan valores de la porosidad de 20 por ciento, mientras que en las rocas ígneas intrusivas resultan del orden de 0.1 por ciento. La porosidad de la mayoría de las rocas queda comprendida entre esos límites.

La forma de las discontinuidades de la matriz rocosa es variable. Las rocas muy porosas tienen oquedades equidimensionales, aproximadamente esféricas, que provienen de desprendimientos de gases durante el enfriamiento de la roca ígnea extrusiva o de disoluciones por agua meteórica. Opuestamente, las rocas de porosidad reducida están surcadas por discontinuidades alargadas, en forma de grietas, producto de los esfuerzos internos generados en la matriz rocosa por efecto de la dilatación térmica diferencial de los minerales y, también, por efecto de los esfuerzos tectónicos. Los granitos, por ejemplo, formados por minerales de cuarzo y feldespato de coeficientes de dilatación volumétrica y de compresibilidad muy diferentes entre sí, son particularmente sensibles a los cambios de temperatura o del esfuerzo aplicado. Por tanto, no es sorprendente que tratando con granitos se haya podido

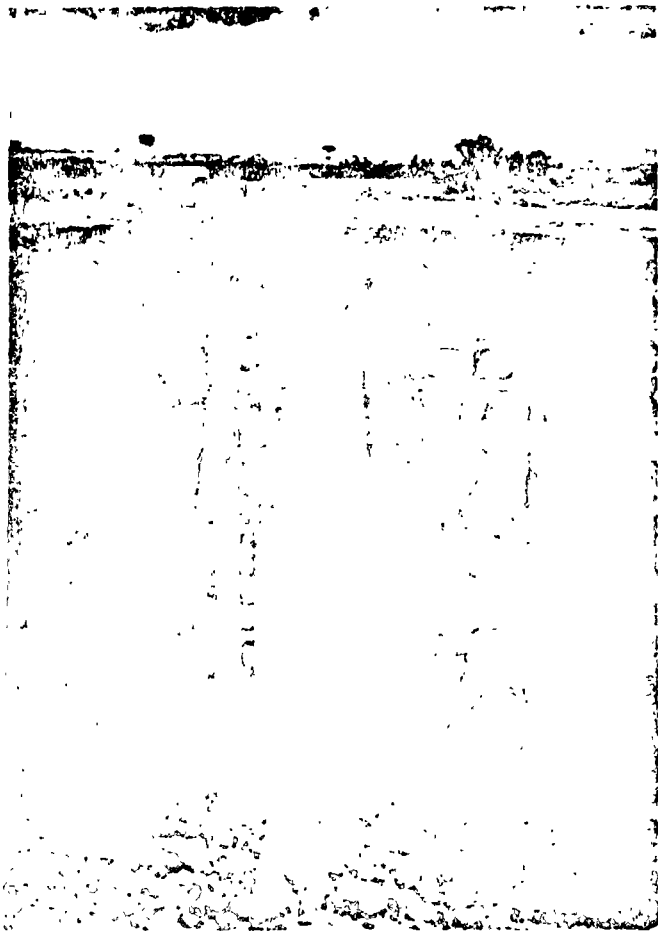


Fig. 11.1 Los macizos rocosos son medios discontinuos

demostrar (Isnard y Leymarie, 1963) que las direcciones de fisuramiento de los minerales de cuarzo coinciden con las direcciones de las fracturas macroscópicas de la masa rocosa estudiada. En consecuencia, existe la posibilidad de que se puedan determinar las direcciones preferentes de las discontinuidades macroscópicas de un macizo rocoso (diaciasas, fallas, fracturas) a partir del estudio de las discontinuidades matriciales de la roca, lo que ha promovido el estudio detallado de la estructura matricial de las rocas en el laboratorio.

Con base en la distinción entre la porosidad ocasionada por las inclusiones y la debida a la presencia de grietas, se han definido la porosidad absoluta y la de fisuración. La primera se determina a partir de la medición del peso volumétrico de la muestra y de la densidad de sólidos. Este procedimiento, cuya precisión es del orden de 10 por ciento, arroja resultados variables, de acuerdo con el grado de conminución logrado en la roca. Para determinar la porosidad de fisuración se utiliza un porosímetro (Farran y Thenoz, 1965) que permite medir el volumen de aire que llena las grietas matriciales interconectadas. En forma indirecta, Walsh (1965) ha evaluado la porosidad de fisuración η_0 mediante la obten-

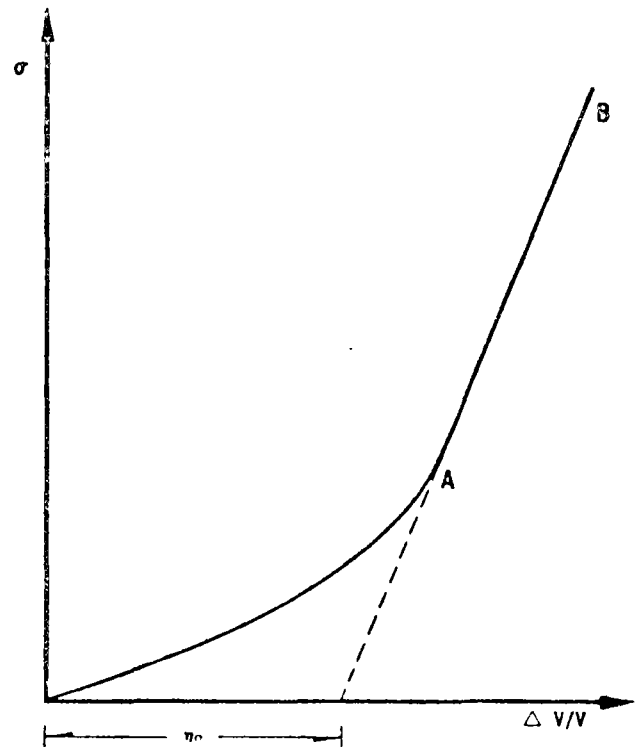


Fig 11.2 Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

ción del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hi-

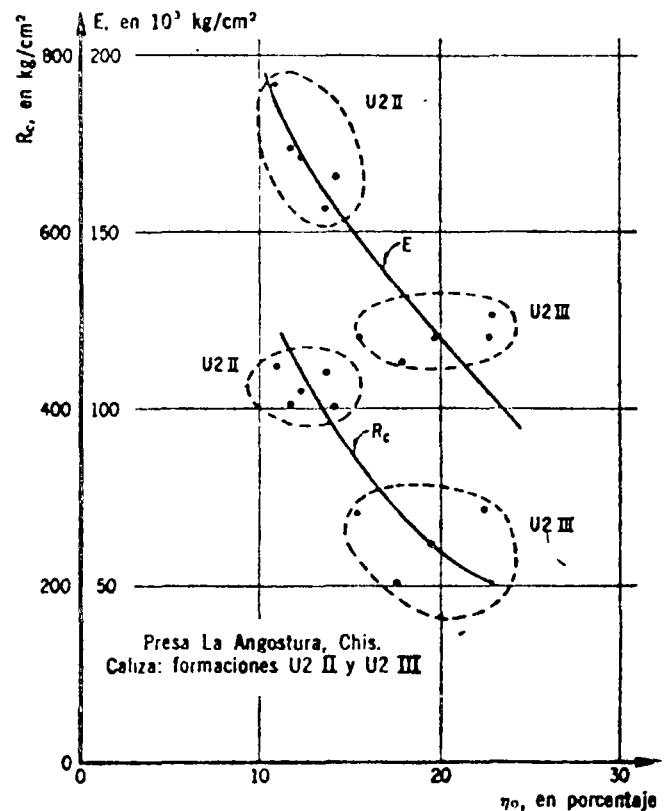


Fig 11.3 Porosidad de fisuración η_0 vs resistencia a la compresión, R_c , y módulo de deformabilidad, E

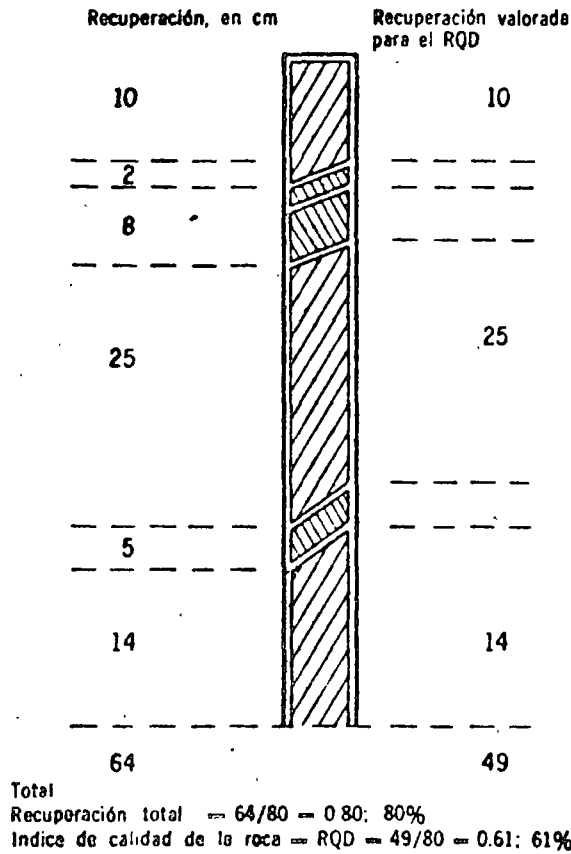


Fig 11.4 Recuperación total e índice de calidad de la roca

drostática. En la fig 11.2 se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra en función de la presión aplicada σ . Para niveles reducidos de σ , las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comportamiento de la matriz no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de valorar η_0 .

La porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial tangente (fig 11.3). También se ha establecido una correlación experimental entre la velocidad de las ondas longitudinales y transversales y la porosidad de fisuración (Morlier, 1969).

En ingeniería se ha definido (Deere, 1963) un índice de calidad de la roca, *RQD*, basado indirectamente en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo. En lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el cociente de la longitud que resulta de sumar únicamente los trozos de roca mayores de 10 cm (fig 11.4) y la longitud de avance del sondeo. La roca se clasifica de acuerdo con los valores del *RQD* (tabla 11.1).

Este índice se utiliza para establecer comparaciones entre muestras provenientes de diversos sondeos o zonas de un sitio estudiado.

Tabla 11.1 Descripción de la calidad de la roca

RQD, en porcentaje	Calidad
0- 25	Muy pobre
25- 50	Pobre
50- 75	Aceptable
75- 90	Buena
90-100	Excelente

Contenido de agua. Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. Dicha reducción de resistencia puede ser notoria, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por efecto de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeramente cementados y que no han estado sometidos previamente a saturación. En ciertas tobas muestreadas en el sitio de la presa Santa Rosa, Jal., la saturación produjo una disminución de la resistencia a la compresión simple de 210 a 30 kg/cm² en condiciones no drenadas (Instituto de Ingeniería, 1965). Más notorio es el caso mencionado por Colback y Wiid (1965). Al variar el contenido de agua de una cuarcita de 0.005 a 0.09 por ciento, pasando del estado seco al saturado, la resistencia a la compresión simple varió de 1900 a 900 kg/cm² (fig 11.5).

La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la

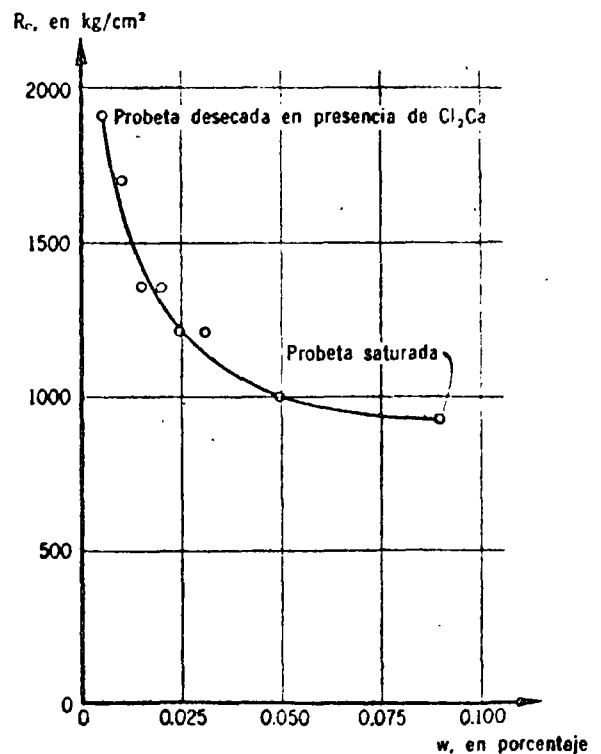


Fig 11.5 Relación entre la resistencia a la compresión simple, R_c , y el contenido de agua, w , de una cuarcita (Colback y Wiid, 1965)

roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye (Boozer *et al*, 1962). Asimismo, las laderas del embalse de una presa, al saturarse, pueden sufrir una reducción drástica de su resistencia al cortante, por lo que pueden generarse movimientos notables de la masa rocosa y aun fallas de talud.

Alteración y alterabilidad. Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica o, en otros términos, se alteran. En relación con este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

Cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Las clasificaciones de las muestras provenientes de una formación rocosa dada, adoptando como criterios el grado de alteración o la porosidad serán, por tanto, idénticas. Sin embargo, resulta delicado determinar en forma precisa la porosidad de una roca. Por esta razón, tomando en cuenta la existencia de una relación entre esta magnitud y el peso de agua absorbida por la muestra previamente secada, al sumergirla (Krynine y Judd, 1957) se ha optado (Hamrol, 1962) por definir el grado de alteración como

$$i \text{ por ciento} = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (11.1)$$

donde:

P_2 peso de la muestra al finalizar la prueba de absorción

P_1 peso de la muestra secada en horno a 105°C

La prueba de absorción se realiza manteniendo la muestra sumergida en agua durante un lapso constante de hora y media.

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca: a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material. También el efecto de escala (inciso 11.1.2) disminuye al crecer el grado de alteración. Esto implica que la alteración, al aumentar, opaca el carácter discontinuo de la matriz rocosa y que, para valores grandes del índice de alteración, el comportamiento de la roca tiende al de un suelo en que el efecto de escala es reducido.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar nuevamente la importancia de

su microfisuración. De hecho, las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa entonces sobre áreas importantes de los minerales. Sin fisuras, la alteración de la masa rocosa sería prácticamente nula; sin embargo, resulta difícil valorar la influencia de la fisuración sobre la alterabilidad de una roca, pues su importancia está condicionada por otro factor: la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio, o sea que la alterabilidad de una roca es consecuencia de la fisuración y la alterabilidad específica de sus minerales.

Se ha comprobado experimentalmente que la circulación de agua en las rocas compactas es posible solo a partir de un valor de la permeabilidad al aire igual a 10^{-7} cm/seg, aproximadamente (Farran y Thenoz, 1965). De acuerdo con este criterio, que refleja la influencia de la fisuración de la roca en su alterabilidad, se pueden distinguir dos grandes familias de rocas. La primera queda integrada por las muy compactas, en las que el agua no circula y, por tanto, son inalterables sea cual fuere la alterabilidad específica de sus minerales. Las rocas de la segunda familia son permeables al agua y por tanto alterables, en caso de que sus minerales sean de elevada alterabilidad específica. Con objeto de valorar la alterabilidad específica de los minerales de una roca, se procede a una prueba de percolación con agua del sitio investigado a través de una muestra de la roca (Farran y Thenoz, 1965). La disminución o aumento del coeficiente de permeabilidad de la roca en función del tiempo indica la existencia de una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos, o sea una alterabilidad específica diferente de cero. También es significativa la comparación entre la composición química del agua inyectada y la filtrada.

Al tratar de aplicar en la obra los resultados obtenidos en el laboratorio, es necesario tener en cuenta los daños ocasionados a la roca por los métodos de ataque, principalmente los explosivos. Una roca que es inalterable *in situ* por ser su permeabilidad al aire inferior a 10^{-7} cm/seg, puede tornarse alterable si los procedimientos de excavación utilizados aumentan en forma notable su fisuración.

En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la alterabilidad específica de sus minerales.

Sensitividad. El concepto de sensitividad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicado (Bernaix, 1967).

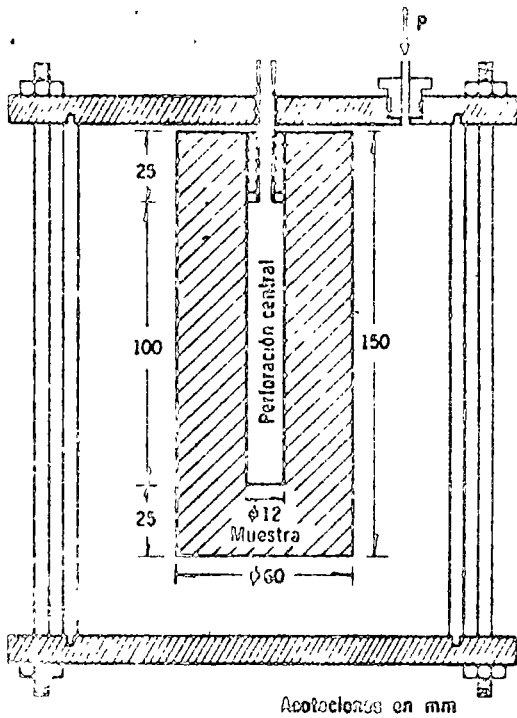


Fig. 11.6 Prueba de permeabilidad. Flujo radial convergente

La muestra probada (fig 11.6) está formada por un corazón de 60 mm de diámetro y 150 mm de altura, perforado en la parte central. En el extremo superior del conducto central, de 12 mm de diámetro y 100 mm de largo, se adapta un tapón metálico pegado a la roca con araldita. Las pruebas de permeabilidad se efectúan provocando un flujo radial de agua a través de la muestra, flujo que puede ser convergente o divergente. En el primer caso (fig 11.6), la muestra se introduce en un recipiente hermético alimentado con agua a presión, p . El conducto central, que comunica con el exterior del recipiente, colecta el agua de filtración. En el segundo caso el agua a presión se introduce en el conducto central de la muestra y se mide el gasto de filtración que fluye a través de la superficie lateral de la muestra.

Las redes de flujo, en las muestras probadas con flujo convergente o divergente, son idénticas. En consecuencia, la magnitud de las fuerzas de volumen debidas al gradiente hidráulico son iguales en ambas pruebas, pero en el caso de flujo convergente y de tensión en el de flujo divergente. Si las rocas son fisuradas, las permeabilidades medidas con flujo divergente o convergente resultan diferentes, debido a la apertura o cierre de las fisuras por efecto de los esfuerzos de tensión o de compresión inducidos por las diversas pruebas. Se sabe muy bien que en una roca a la magnitud

$$Q = \frac{A p^4}{\lambda r_0}$$

cociente de las permeabilidades medidas en condiciones de flujo radial divergente a presión de 1 kg/cm² y flujo radial convergente a una presión de 50 kg/cm².

En numerosos casos de roca de diversas características se ha podido establecer una correlación entre el valor de la sensibilidad S y la intensidad de su fisuración (Habib y Bernaix, 1970). La sensibilidad de las rocas porosas no fisuradas es igual a 1 y alcanza valores de 10 000 para las muy fisuradas, como por ejemplo el gneis de Malpasset en Francia.

La variación de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos aplicado, que constituye la base del concepto de sensibilidad, no solo permite valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca, sino interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad Lugeon efectuadas en el campo (Sabarly, 1968). El gasto Q de inyección de agua con presión p en una masa de roca fisurada que se comporta elásticamente, sigue la ley

$$Q = A p^4 \quad (11.3)$$

siendo A una constante.

En otros términos, la permeabilidad de la masa rocosa depende de la magnitud de la presión aplicada, pues provoca la apertura de las fisuras preexistentes en el medio. Esta ley se ha verificado en ciertos casos (fig 11.7), como los presentados por Sabarly (1968).

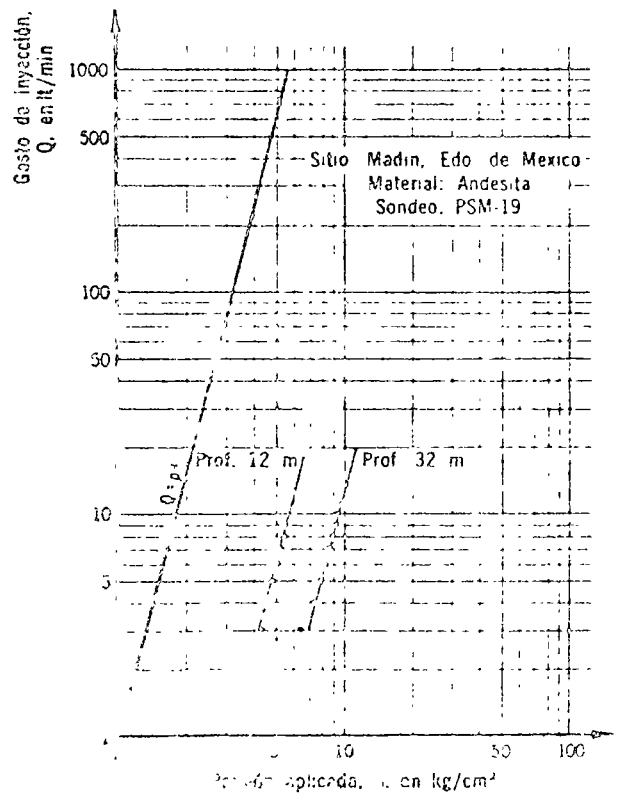


Fig. 11.7 Resultados de las pruebas Lugeon

En conclusión, la permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable en función del estado de esfuerzos aplicados por su efecto en el ancho de las fisuras tanto microscópicas como macroscópicas. La falla de la presa Malpasset en Francia, así como la variación del gasto de filtración en la cimentación en función del nivel de agua en el embalse, son manifestaciones a gran escala de este fenómeno (Sabarly, 1968); asimismo, en la presa Santa Rosa, Jal. (fig 11.8a) se observaron filtraciones en la galería de drenaje del arco de concreto que aumentan conforme al nivel del embalse de acuerdo con la ley presentada en la fig 11.8b, según la cual

$$\frac{Q}{Q_1} = \left(\frac{Z - Z_0}{Z_1 - Z_0} \right)^{10} \quad (11.4)$$

donde Q y Q_1 son los gastos de filtración correspondientes a los niveles Z y Z_1 del embalse. Esta ley de variación corresponde a la siguiente idealización del fenómeno de apertura y cierre de las fisuras: puede suponerse que el gasto de filtra-

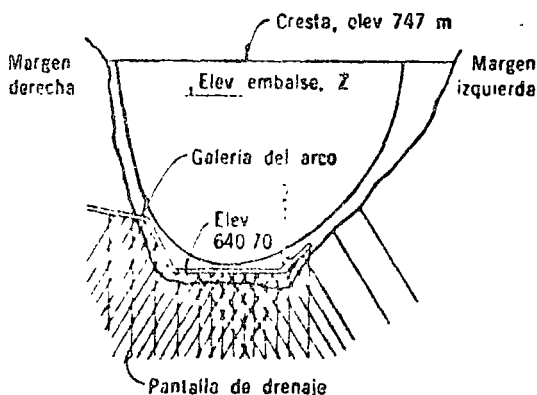


Fig 11.8a Presa Sta. Rosa, Jal. Vista desde aguas abajo

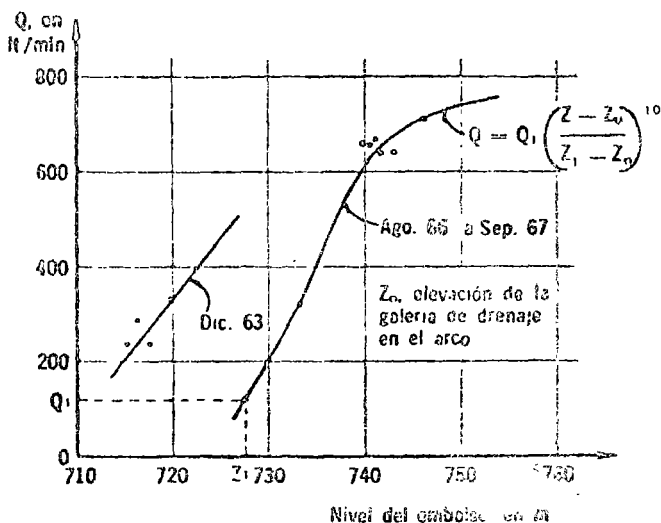


Fig 11.8b Variación de los gastos de filtración ex. Z. galería del arco vs elevación del agua en el embalse

ción en la cimentación de la presa es proporcional al cubo del ancho e de las fisuras y a la carga de agua H . A su vez, el ancho de las fisuras varía con el estado de esfuerzos en la cimentación de la presa, que se modifica de acuerdo con el nivel H del agua en el embalse. Suponiendo que e , ancho e de las fisuras en la cimentación aguas arriba de la presa varía proporcionalmente al momento de empotramiento del arco en su base; resulta que

$$e \sim H^3$$

por lo cual

$$q \sim He^3 \sim H^{10}$$

11.1.2 Resistencia y deformabilidad. La resistencia y la deformabilidad de la matriz rocosa, ocasionalmente pueden ser de utilidad directa para el diseño de las obras (pilares de excavaciones subterráneas, por ejemplo). Sin embargo, en la mayoría de los problemas planteados en una obra, la resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa es de poco interés; en efecto, tratando con masas rocosas, la resistencia de las discontinuidades macroscópicas, como fallas o juntas, es la que rige el problema. Por tanto, los estudios de laboratorio se han utilizado fundamentalmente para ahondar en el comportamiento básico de las rocas, consideradas como medios discontinuos, utilizando un enfoque estadístico. Se ha logrado determinar en el laboratorio la influencia de la forma y dimensiones de las probetas, velocidad de carga y presión del fluido intersticial. La dispersión de los resultados obtenidos con muestras probadas en iguales condiciones, es también un parámetro fundamental.

Efecto de escala. Los resultados numéricos de las pruebas de resistencia realizadas con muestras cilíndricas de igual relación de esbeltez, varían con el volumen de las probetas ensayadas. Esta propiedad es característica de los medios fracturados o discontinuos.

La interpretación teórica de la disminución de resistencia en compresión simple al aumentar el volumen se basa en conceptos probabilísticos expuestos por Weibull (Jaeger y Cook, 1969), como el del *eslabón más débil* de una cadena. Según este concepto, la resistencia de un material surcado por discontinuidades queda condicionada por la resistencia del elemento de volumen que contiene la zona más débil, o sea la más fisurada. Si para una densidad de fisuración dada el volumen de la probeta crece, el número total de discontinuidades aumenta, así como la probabilidad de incluir una fisura grande en la muestra.

Suponiendo una función de densidad probabilística de la resistencia, se puede establecer una

relación entre el volumen de la muestra y su resistencia. De acuerdo con la función exponencial para la densidad probabilística de la resistencia, propuesta por Weibull, la relación entre la resistencia media en compresión simple, \bar{R}_c , de una probeta y su volumen, V , está dada por

$$\bar{R}_c = (\alpha V)^{-1/m} \left\{ \frac{1}{m} \Gamma\left(\frac{1}{m}\right) \right\} \quad (11.5)$$

en que α y m son constantes características del material y Γ es la función gamma. También se puede establecer que la variancia de la resistencia es igual, en esas condiciones, a

$$\sigma^2 = (\alpha V)^{-2/m} \left\{ \frac{2}{m} \Gamma\left(\frac{2}{m}\right) - \frac{1}{m^2} \Gamma^2\left(\frac{1}{m}\right) \right\} \quad (11.6)$$

Con base en las relaciones anteriores se obtiene que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras de una misma roca es

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.7)$$

Este resultado es interesante, pues indica que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras es, de acuerdo con la teoría de Weibull, independiente del volumen de la probeta. La experiencia muestra que, por lo menos en ciertos casos (Bernaix, 1967), este coeficiente de variación es efectivamente independiente del volumen de los especímenes probados y, por tanto, constituye un parámetro característico de la roca ensayada en el sentido de que depende únicamente de m , que es una constante para cada material.

Tomando entonces como valor índice del efecto de escala el cociente de las resistencias a la compresión simple de probetas de relación de esbeltez 2 y diámetros 1 cm y 6 cm, resulta, de acuerdo con la ec 11.5:

$$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{60}} = (216)^{1/m} \quad (11.8)$$

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.9)$$

Ambas ecuaciones dependen únicamente del parámetro m y, en consecuencia, no son independientes. En la fig 11.9 se presentan las variaciones de los parámetros $\bar{R}_c \phi_{10}/\bar{R}_c \phi_{60}$ y σ/\bar{R}_c en función de m .

De acuerdo con la ley de Weibull (fig 11.9), a mayor valor de m menor efecto de escala y menor coeficiente de variación de los resultados.

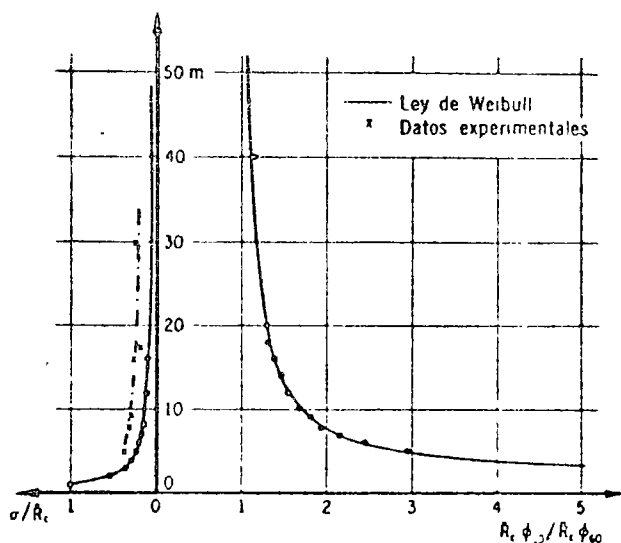


Fig 11.9 Efecto de escala vs dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple

En otros términos, a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala y mayor dispersión.

La tendencia mostrada por los resultados experimentales es la misma (fig 11.9). Con estos mismos datos reportados por Bernaix (1967) y Jaeger y Cook (1969), que se obtuvieron ensayando un número grande de probetas, se formó la tabla 11.2.

Aunque la aplicación de la ley de Weibull al caso de las rocas sea conceptualmente discutible (Bernaix, 1967; Hudson, 1968), los resultados obtenidos en pruebas de compresión simple verifican satisfactoriamente esta ley.

El efecto de escala es un factor fundamental para el diseño de los pilares de excavaciones subterráneas. La resistencia a la compresión simple de un pilar de una mina puede ser notablemente inferior a la de corazones de tamaño reducido, si la roca se encuentra muy fisurada. La dispersión de los resultados experimentales de pruebas de compresión simple permite orientar la elección del parámetro m que rige la magnitud del factor de escala.

El factor de escala disminuye al aumentar la presión confinante que actúa sobre la muestra, pues induce el cierre de las fisuras preexistentes y, por tanto, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca (Habib y Vouille, 1966). Correlativamente, cuando aumenta la presión de confinamiento, disminuye el coeficiente de variación de la resistencia al corte.

La comparación de las resistencias al esfuerzo cortante determinada en el laboratorio con probetas de dimensiones reducidas, e *in situ* en áreas grandes, muestra también que el efecto de escala es tanto más pronunciado cuanto más acentuado es el carácter discontinuo de la roca. Por

Tabla 11.2. Efecto de escala

Roca	Fisuración	m	$\frac{\sigma}{\bar{R}_c}$	$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{00}}$	Referencia
Gneis de Malpasset, margen derecha	Microfisuración y macrofisuración muy intensas	5	0.37	2.9	Bernaix (1967)
Gneis de Malpasset, margen izquierda	Microfisuración y macrofisuración intensas	8	0.30	1.9	Bernaix (1967)
Carbón de Duffryn	Surcado de fisuras y debilidades visibles	9.4	0.29	1.8	Jaeger y Cook (1969)
Caliza fisurada	Microfisuración débil. Macrofisuración intensa	16	0.25	1.4	Bernaix (1967)
Gneis con biotita y muscovita	Microfisuración media	30	0.22	1.2	Bernaix (1967)
Carbón de Barnsley Hards	Macrofisuración nula	17.5	0.19	1.35	Jaeger y Cook (1969)
Caliza de Saint Vaast	Fisuras inexistentes	∞	0.05	1.00	Bernaix (1967)

ejemplo, Rocha (1964) muestra que al aumentar el grado de alteración de un granito, o sea, al disminuir su carácter de material fisurado, el efecto de escala disminuye (fig 11.10).

En conclusión, y de acuerdo con lo expresado en el inciso 11.1.1, la sensibilidad de una roca, así como el factor de escala o la dispersión de su resistencia a la compresión simple, son manifestaciones de una misma realidad: su fisuramiento. En consecuencia, no es raro que estos parámetros no sean independientes. De hecho, se ha establecido (Bernaix, 1967; Habib y Bernaix,

1970), una correlación entre la sensibilidad S, el coeficiente de variación σ/\bar{R}_c y el factor de escala $\bar{R}_c \phi_{10}/\bar{R}_c \phi_{00}$: a mayor sensibilidad, mayor dispersión de la resistencia a compresión simple y mayor factor de escala.

Efecto de la forma. Son numerosos los estudios relativos a la influencia de la forma de las probetas sobre la resistencia a la compresión simple, así como las fórmulas propuestas para representar la reducción de resistencia observada al aumentar la relación de esbeltez de los especímenes. Parece ilusoria, en realidad, la búsqueda de una fórmula general aplicable cualesquiera que sean los materiales probados, la forma de las muestras y los procedimientos de ensaye utilizados; sin embargo, los estudios efectuados por Berthier y Tourenq (1966) y Grosvenor (1963) han establecido que la resistencia disminuye apreciablemente al aumentar la relación de esbeltez hasta 2. Para valores superiores a 2, la variación de resistencia es reducida. En la fig 11.11 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple de muestras de andesita alterada en función de su relación de esbeltez.

En consecuencia, la práctica común consiste en efectuar las pruebas de resistencia con especímenes que tienen relación de esbeltez igual a 2.

Anisotropía. Las rocas metamórficas presentan a menudo textura foliada en la cual los minerales laminares, como mica y clorita, están alineados paralelamente unos con otros (gneis, pizarras, esquistos, por ejemplo). Se supone que en estos casos el comportamiento de las rocas es anisotrópico. En efecto, el módulo de deformabilidad en el sentido normal a la foliación es inferior al medido paralelamente a la foliación hasta en 40 por ciento para los esquistos (Dayre y Sirieys, 1965), 25 por ciento para las pizarras y las filitas, y 10 por ciento para las cuarcitas (Brace, 1970). Para estas últimas, en el plano

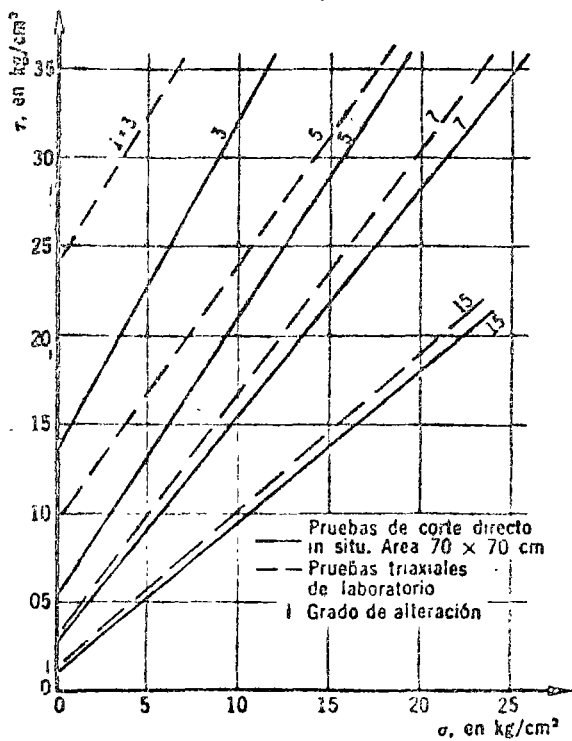
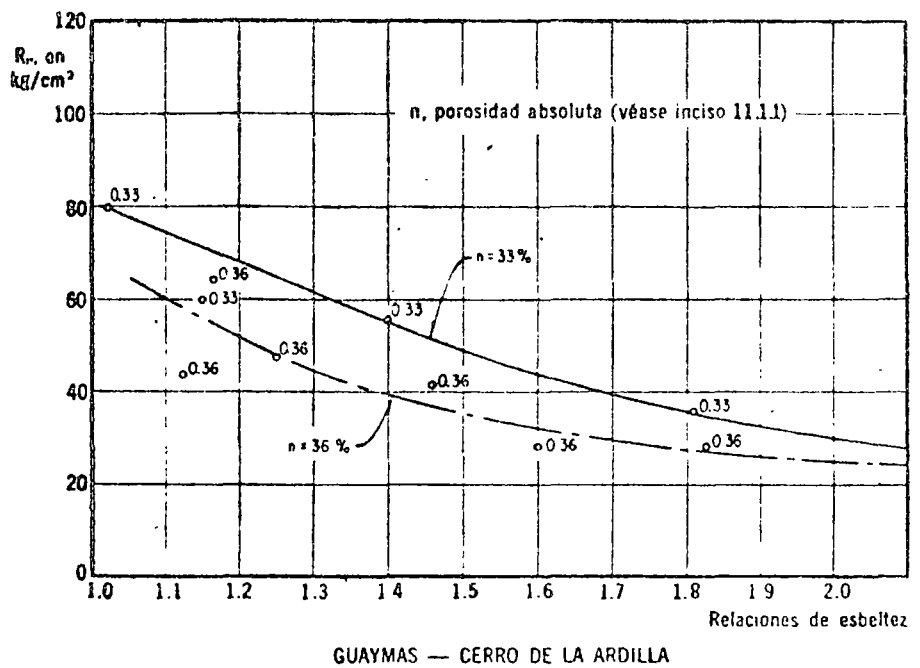


Fig 11.10 Disminución del efecto de escala con el aumento del grado de alteración, i (véase 11.1.1)

Fig 11.11 Variación de la resistencia a la compresión simple con la relación de esbeltez en la muestra de toba andesítica intemperizada



de la foliación, en cualquier dirección los módulos son aproximadamente iguales, o sea que se trata de materiales ortotrópicos. Su resistencia a la compresión simple varía con la magnitud del ángulo α , formado por la normal al plano de esquistosidad y la dirección del esfuerzo aplicado, y su valor mínimo se alcanza para α comprendido entre 50° y 80° (Dayre y Sirieys, 1965) (fig 11.12). A este tipo de anisotropía se denomina comúnmente anisotropía intrínseca.

La anisotropía en el comportamiento puede deberse a otra causa: una fisuración según direcciones privilegiadas, preexistente o inducida durante la prueba por los esfuerzos aplicados. A este respecto, Walsh (1965) mostró que el módulo de deformabilidad, en sentido normal a una fisura abierta, disminuye en función del cubo de la longitud de esta. En consecuencia, el estado de esfuerzos aplicado, sea por efecto del tectonismo, sea durante una prueba de laboratorio, y la consecuente fisuración inducida ocasiona una anisotropía cuya magnitud depende de la longitud de las fisuras así creadas.

La utilización de esos datos en la práctica resulta delicada, pues son numerosos los casos de problemas estructurales en los cuales es desconocida la dirección de los esfuerzos principales actuantes en cada punto de la masa. En esas condiciones, no queda otra solución que realizar el diseño utilizando los valores mínimos de los parámetros de resistencia de las rocas involucradas.

Efecto de las presiones de poro. Las pruebas triaxiales efectuadas con muestras de roca indican, sin lugar a dudas, que el principio de esfuerzos efectivos se aplica al comportamiento de las rocas. La resistencia a la falla de una muestra

de roca sometida a una prueba triaxial es función del esfuerzo confinante efectivo, o sea del esfuerzo confinante total aplicado menos la presión de poro desarrollada (Baron *et al*, 1963, Handin *et al*, 1963).

Es importante señalar que, en los experimentos diseñados con el fin de determinar la resistencia de una roca en términos de esfuerzos efectivos, resulta fundamental la consideración de la velocidad de carga o de deformación aplicada. En efecto, la permeabilidad de las probetas de rocas compactas es muy pequeña (del orden de 10^{-11} o 10^{-12} cm/seg), y en consecuencia el lapso de la presión de poro de la muestra es grande. Si el intervalo de tiempo a la falla impuesto no es mayor que el lapso de uniformación de la presión de poro, la medición de esta en la base de la probeta carece de sentido, pues no

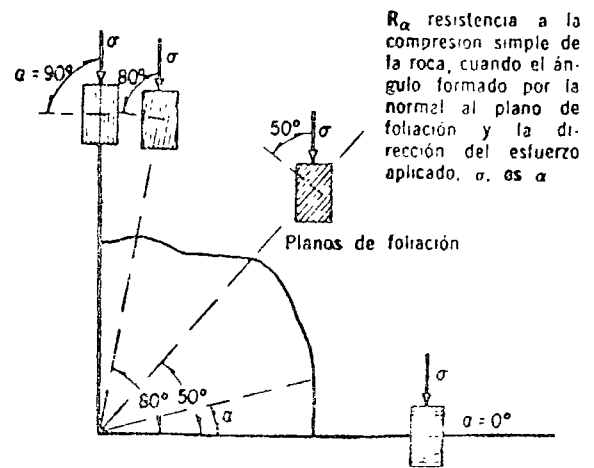


Fig 11.12 Diagrama polar de la resistencia a la compresión simple de una roca foliada

es representativa de la presión de poro media actuante en la muestra. Por tanto, la resistencia en términos de esfuerzos efectivos de un material dilatante y saturado, probado en forma rápida, resulta superior a la del mismo material en estado seco, porque las presiones de poro negativas que se desarrollan no son medidas correctamente en la base de la muestra (Brace, 1970).

La generación y disipación de estas presiones de poro negativas bajo el efecto de una carga rápida ocasiona, por tanto, un incremento transitorio de resistencia de la roca, en términos de esfuerzos totales. Este fenómeno puede explicar el retraso que se presenta en ciertas minas profundas entre la apertura del túnel y la falla violenta de las paredes (*poping*).

También en el caso de taludes se ha observado que el proceso de falla ocurre en forma discontinua, a saltos, y una de las causas de este mecanismo podría ser la mencionada antes.

Estas evidencias experimentales subrayan la importancia del factor tiempo en la resistencia y deformabilidad de las rocas, que además muestran a largo plazo un comportamiento viscoso.

Comportamiento viscoso. La reducción en el diámetro de lumbreras de las antiguas minas romanas en el norte del Adriático, del antiguo "Pozo de Abraham", cerca de Jerusalén, y de las lumbreras de acceso a túneles de riego de Irán, son ejemplos del comportamiento viscoso de las rocas a largo plazo (Westergaard, 1952).

En la fig 11.13 se presenta la variación con el tiempo de las deformaciones de muestras de una misma roca sometidas a esfuerzos desviadores σ crecientes. Cuando σ es menor que el esfuerzo s , llamado resistencia última, las deformaciones alcanzan un máximo siguiendo una ley asintótica. En cambio, si σ es mayor que s , el flujo viscoso de la roca presenta tres fases:

a) Transitoria (fase I), con velocidad decreciente de deformación.

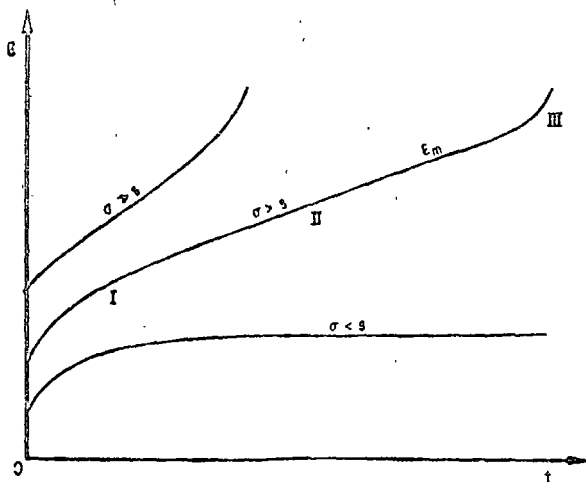


Fig 11.13 Variación de la deformación en función del tiempo

b) Estacionaria (fase II), con velocidad constante de deformación $\dot{\epsilon}_m$.

c) De falla (fase III), en que la velocidad de deformación aumenta.

Las leyes experimentales utilizadas para describir cada una de estas fases son muy numerosas (Jaeger y Cook, 1969; Morlier, 1966).

Generalmente, la ley empírica utilizada para representar el comportamiento de flujo transitorio es la propuesta por Lomnitz (1956):

$$e(t) = \epsilon_0 + A \ln(1 + \alpha t) \quad (11.10)$$

donde ϵ_0 es la deformación instantánea, y A y α son constantes del material que dependen de la temperatura y de la presión confinante aplicada.

La velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_m$, durante la etapa de flujo estacionario es, de acuerdo con Griggs

$$\dot{\epsilon}_m = \dot{\epsilon}_0 \operatorname{senh} \left(\frac{\sigma - s}{\sigma_0} \right) \quad (11.11)$$

en que $\dot{\epsilon}_0$ y σ_0 son constantes del material y s es su resistencia última.

Al comparar esta relación con la propuesta por Morlier (1966) para calcular el tiempo a la falla, t , de una muestra:

$$\dot{\epsilon}_m t = cte \quad (11.12)$$

resulta que

$$t \dot{\epsilon}_0 \operatorname{senh} \left(\frac{\sigma - s}{\sigma_0} \right) = cte \quad (11.13)$$

En otras palabras, el tiempo a la falla de una muestra sometida a un esfuerzo desviador σ es inversamente proporcional al seno hiperbólico de la diferencia $(\sigma - s)$. Este resultado es importante, pues coincide con numerosos datos experimentales (Morlier, 1966; Saito y Uesawa, 1961) y permite calcular el tiempo a la falla de una masa de roca a partir del momento en que su velocidad de deformación es constante.

Con base en su comportamiento reológico, las rocas pueden clasificarse en tres familias: densas-duras, porosas y plásticas-blandas. En la tabla 11.3 se presentan los valores de la resistencia última para distintas rocas sometidas a pruebas de *creep* bajo esfuerzo axial constante y esfuerzo confinante nulo, a la temperatura ambiente.

El comportamiento reológico de las rocas varía también en función del esfuerzo confinante y la temperatura; al aumentar el esfuerzo confinante aplicado o la temperatura ambiente, predomina el componente plástico. En consecuencia, aumen-

Tabla 11.3. Resistencia última de varias rocas

Familia	Roca	Resistencia última, en porcentaje de R.	Referencia
I. Rocas densas-duras	Granito	80	Morlier (1966)
	Gneis	80	
	Caliza	80	
	Caliza	80	
II. Rocas porosas	Dolomita	50	Price (1966)
	Arenisca Wolstanton	60	
	Arenisca Darley	50	
	Caliza	35	
	Granodiorita	27	
	Alabastro	30	
Arenisca Pennant	20		
III. Rocas plásticas blandas	Potasa	25	Morlier (1966)

R. resistencia a la compresión simple

tan sus deformaciones diferidas y disminuye la relación de la resistencia última a la resistencia medida con velocidad de carga convencional.

Esos datos experimentales han sido integrados, mediante el uso de modelos reológicos tipo Kelvin o Burgers, en el análisis de las deformaciones a largo plazo medidas en pruebas de placa u observadas en excavaciones subterráneas.

Finalmente, es digno de mención el hecho de que al tratar de representar, mediante modelos, los fenómenos tectónicos que ocurren en la corteza terrestre, haya sido necesario elegir materiales tan viscosos como la parafina para representar el comportamiento de las rocas.

11.1.3 Criterios de falla. El comportamiento de las rocas sometidas a pruebas de compresión triaxial varía en función del tipo de roca y del nivel de esfuerzos confinantes aplicados.

Al probar una serie de muestras provenientes de un mismo macizo rocoso, a presiones confinantes σ_3 crecientes, se observa una variación en las relaciones esfuerzo-deformación (fig 11.14). En efecto, para presiones σ_3 reducidas, la muestra se comporta en forma elástica hasta niveles altos del esfuerzo desviador y falla repentinamente en forma frágil, produciéndose fisuras paralelas a la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . Cuando las presiones σ_3 aumentan, la curva esfuerzo-deformación presenta un máximo seguido de una disminución de resistencia y la muestra falla a lo largo de planos inclinados con respecto a la dirección del esfuerzo σ_1 . Finalmente, para presiones σ_3 muy elevadas, el comportamiento de la muestra se asemeja al de un material elasto-plástico perfecto o con endurecimiento por deformación.

El valor del esfuerzo confinante σ_3 para el cual el material se torna plástico o dúctil a la temperatura del ambiente, depende del tipo de roca. Las rocas densas-duras (granitos inalterados, cuarcitas y calizas competentes) se tornan plásticas

para valores del esfuerzo confinante superiores a 1 000 kg/cm² (Baron *et al*, 1963), que, evidentemente, no se presentan en ingeniería civil. Sin embargo, al tratar con problemas de vulcanología puede ser útil considerar esfuerzos confinantes de esta magnitud asociados a elevadas temperaturas (Mooser, 1969). Las rocas que se tornan dúctiles a niveles de esfuerzos confinantes comunes en obras de ingeniería son las más blandas y porosas (calizas recientes, margas, silvinitas, etc). Puede decirse, sin embargo, que en general la mayoría de las rocas se comportan en forma frágil en los problemas de ingeniería civil.

En vista de la complejidad del comportamiento de una roca, es evidente que no se puede definir un criterio de falla único. Por tanto, en el intervalo de comportamiento frágil, el criterio comúnmente utilizado es el propuesto por Griffith (1925); para niveles intermedios de la presión confinante se emplea el criterio de falla de Mohr-Coulomb, y para valores elevados de la presión confinante se aplican los criterios clásicos de Tresca o de Von Mises.

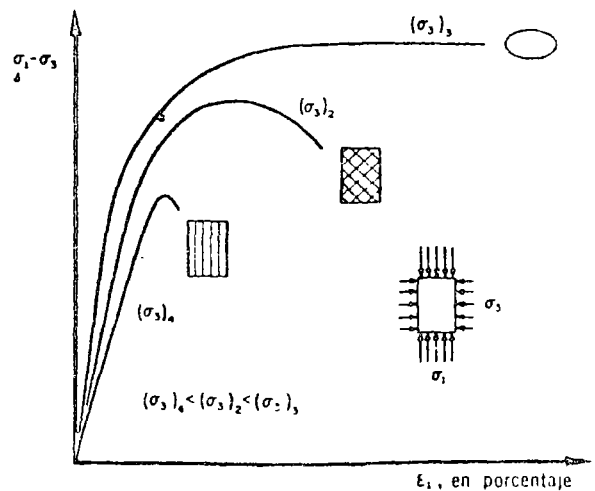


Fig 11.14 Variación del comportamiento de una roca en función del esfuerzo confinante aplicado

Criterio de falla frágil de Griffith. El esfuerzo T teóricamente necesario para fallar a tensión un material frágil y perfectamente homogéneo es:

$$T = \frac{E}{10} \quad (11.14)$$

siendo E su módulo de elasticidad (Freudenthal, 1950). Sin embargo, este material ideal dista mucho de ser representativo de las rocas, que fallan a tensión bajo esfuerzos mucho menores. Por tanto, es preciso admitir que esta discrepancia se debe a las concentraciones de esfuerzos que se presentan en la cercanía de las fisuras que surcan la matriz rocosa. Griffith (1925) analizó estas concentraciones de esfuerzos y supuso que las discontinuidades de la matriz son de forma elíptica.

Consideremos el caso de una muestra de roca sometida a una prueba triaxial (fig 11.15). La discontinuidad supuesta se asemeja a una elipse de ejes Ox y Oy inclinados según el ángulo β con respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor. En tales condiciones y suponiendo que el material es elástico, se demuestra que en la cercanía de la cúspide de la discontinuidad:

$$\sigma_b = \frac{2(\sigma_y m - \tau_{xy} \alpha)}{m^2 + \alpha^2} \quad (11.15)$$

siendo m la excentricidad de la elipse, o sea el cociente de la longitud b de su eje menor y la de su eje mayor, a ; α es el ángulo polar correspon-

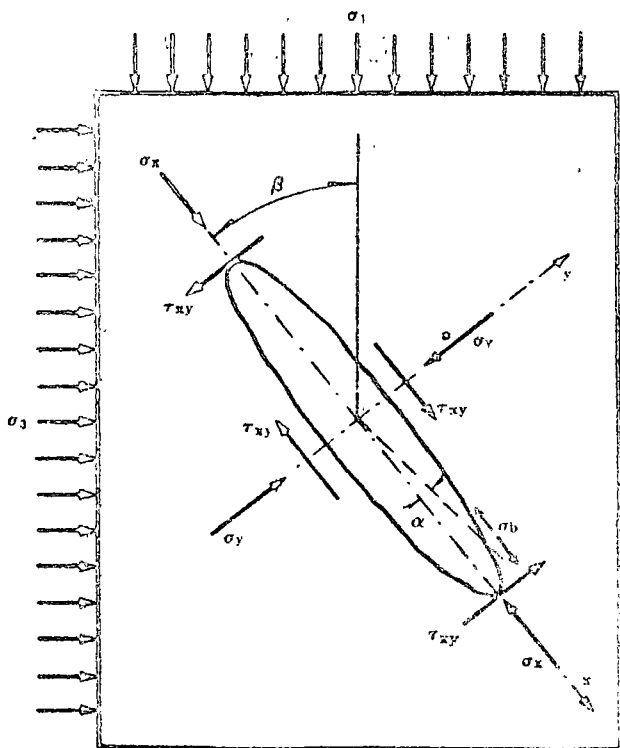


Fig 11.15 Criterio de Griffith. Nomenclatura

diente al punto de intersección de la elipse con el plano normal a esta en que actúa σ_b (fig 11.15).

Para $\alpha = 0$, $\sigma_y = \sigma_t$ y $\tau_{xy} = 0$, la ec 11.15 se reduce a la propuesta por Griffith para la resistencia a tensión del material, σ_t

$$\sigma_b = \frac{2\sigma_t}{m} = 2\sigma_t \sqrt{\frac{a}{r_m}} \quad (11.16)$$

siendo r_m el radio de curvatura de la elipse, en su cúspide.

El máximo valor de σ_b se obtiene para

$$\alpha = - \frac{m \tau_{xy}}{\sigma_y - (\tau_{xy}^2 + \sigma_y^2)^{1/2}}$$

y vale

$$\sigma_b = \frac{1}{m} \left[\sigma_y - (\tau_{xy}^2 + \sigma_y^2)^{1/2} \right] \quad (11.17)$$

Remplazando en esta última expresión la magnitud $m \sigma_b$ obtenida mediante la ec 11.16, resulta:

$$2\sigma_t = \left[\sigma_y - (\tau_{xy}^2 + \sigma_y^2)^{1/2} \right]$$

o sea

$$\tau_{xy}^2 = 4\sigma_t(\sigma_t - \sigma_y) \quad (11.18)$$

La ecuación parabólica 11.18 representa la envolvente de Mohr correspondiente al criterio de Griffith.

Si en lugar de haber una sola discontinuidad en la masa la fisuración fuera isotrópica, la falla ocurriría a lo largo de las fisuras para las que el esfuerzo de tensión generado fuera máximo. Dichas fisuras están orientadas según el ángulo β , tal que

$$\cos 2\beta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (11.19)$$

En ese caso, los esfuerzos principales correspondientes a la falla se relacionan mediante la ecuación

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad (11.20)$$

La resistencia a la compresión simple resulta, por tanto, igual a ocho veces la resistencia a la tensión del material, lo cual coincide satisfactoriamente con los datos experimentales.

La teoría de Griffith aquí expuesta define las relaciones entre esfuerzos principales que determinan el inicio de la propagación de las fisuras,

pero no abarca su desarrollo subsecuente. Esta relación entre esfuerzos principales no siempre coincide con un criterio de falla. En efecto, si para una prueba de tensión es de esperarse que la propagación de la fisura normal al esfuerzo aplicado lleve de inmediato a la falla del espécimen, no ocurre lo mismo en una prueba de compresión triaxial. En este caso, la fisura se propaga siguiendo un camino curvo hasta que se torna paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor de compresión; en ese momento la fisura deja de propagarse (Brace y Bombolakis, 1963). Este fenómeno se correlaciona con las observaciones de los microrruídos que se generan durante la prueba a partir de esfuerzos de 25 y 60 por ciento de la resistencia a compresión simple para granitos porosos y densos, respectivamente (Peramí y Thenoz, 1969).

En conclusión, el criterio de falla de Griffith representa adecuadamente el comportamiento de las muestras de roca sometidas a esfuerzos de tensión. En el caso de pruebas de compresión, la relación entre esfuerzos principales que resulta de la teoría de Griffith corresponde, más bien, al inicio de la fase de microfisuración de la roca; en cuanto a la falla, esta ocurre por generación de esfuerzos cortantes excesivos a lo largo de las discontinuidades así creadas (fig 11.16). En consecuencia, el criterio de falla comúnmente utilizado para el caso de compresiones triaxiales es el de Mohr-Coulomb.

Criterio de Mohr-Coulomb. Este criterio que matemáticamente puede expresarse

$$\tau = c + \mu \sigma \quad (11.21)$$

implica la falla por cortante a lo largo de planos. La teoría de Griffith despreciaba el hecho de que las fisuras pueden cerrarse cuando los esfuerzos de compresión son suficientemente grandes. En tal caso, es de esperarse que se generen fuerzas de fricción entre las caras de la fisura, y para tomar en cuenta este efecto Mc Clintock y Walsh (1962) modificaron la teoría de Griffith. El resultado más importante de esta proposición es que para presiones normales elevadas, el criterio modificado de Griffith coincide estrictamente con el de Mohr-Coulomb. Por tanto, para fines prácticos y para presiones confinantes suficientemente grandes, puede considerarse válido el criterio de Mohr. Sin embargo, para presiones confinantes superiores a 1000 kg/cm² y en el caso de rocas duras y densas, el material deja de comportarse como friccionante y se torna dúctil, siendo aplicables los criterios de falla de Tresca o Von Mises.

Criterios de Tresca y Von Mises. Se ha estudiado detenidamente el comportamiento dúctil

de las rocas debido a sus implicaciones en problemas de geofísica y geología. En el campo de la mecánica de rocas su importancia es mucho menor, pues son pocas las circunstancias en que las temperaturas y presiones aplicadas a las rocas las tornan dúctiles.

Los criterios clásicos utilizados son los de Tresca y Von Mises, que suponen que la falla ocurre cuando el máximo esfuerzo cortante o la energía de distorsión, respectivamente, alcanzan un valor prefijado. Las expresiones correspondientes son, para el criterio de Tresca

$$\sigma_1 - \sigma_3 = cte \quad (11.22)$$

y para el criterio de Von Mises

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 = cte \quad (11.23)$$

siendo σ_1 , σ_2 y σ_3 los esfuerzos principales.

11.2 MASAS ROCOSAS

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa de roca depende primordialmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de juntas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas. El primer paso al estudiar un sitio ha de ser, por tanto, la clasificación y levantamiento de las superficies de discontinuidad de la masa rocosa.

11.2.1 Clasificación y levantamiento de discontinuidades. La característica que permite diferenciar las fallas de las juntas es su corrimiento; las juntas son fracturas sin corrimiento y transversales a la estratificación o esquistosidad, mientras que las fallas constituyen superficies de discontinuidad con un corrimiento relativo entre ambos bloques de roca.

Las fallas se clasifican como normales, inversas, o transversas según las direcciones de los

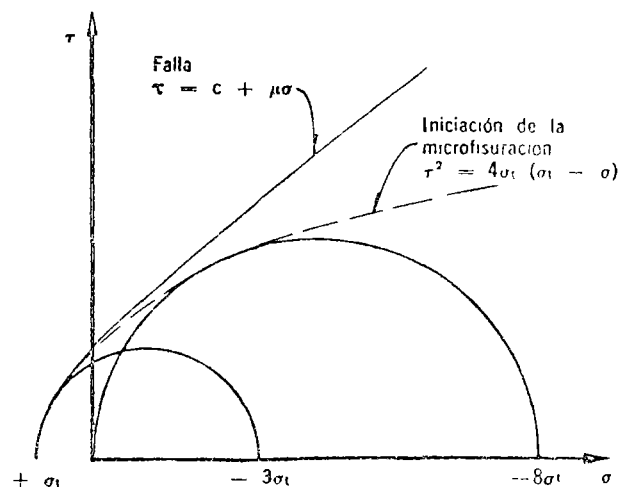


Fig 11.16 Envolvente de falla de las rocas

2.3 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

2.3.1 Conceptos fundamentales

El comportamiento de los macizos rocosos queda determinado principalmente por las discontinuidades que lo afectan, tales como fallas, fracturas y planos de estratificación. La influencia de la masa rocosa o roca propiamente dicha en el comportamiento del macizo por ella integrada juega un papel secundario la mayoría de las veces.

El conocimiento de las características físicas de un macizo rocoso, es decir de las características de los accidentes que lo afectan, de su distribución, orientación y frecuencia, se logra con ayuda de la geología que nos aporta datos que ayudarán a calificar la calidad de un macizo rocoso más bien desde un punto de vista cualitativo que cuantitativo.

La cuantificación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los macizos en una de las actividades inherentes en el campo de la mecánica de rocas y dado que las propiedades de los macizos dependerán, como se anotó antes, de los accidentes geológicos que los afecten, la relación entre ambas disciplinas debe ser muy estrecha.

Las propiedades de los macizos que interesan al ingeniero civil para la adecuada planeación, diseño, construcción y operación de seis obras son la deformabilidad, resistencia y permeabilidad, así como el estado de esfuerzos que actúa en el macizo antes de ejecutar en él cualquier obra y las deformaciones o desplazamientos que lo estén afectando. Cada tipo de obra demandará el conocimiento de propiedades específicas.

La determinación de propiedades en los macizos obviamente se efectúa mediante ensayos "in situ" a gran escala, tanto como sea práctico y representativo.

La clasificación de los macizos rocosos desde el punto de vista ingenieril, puede efectuarse cualitativamente, con base en datos geológicos levantados o bien cuantitativamente con base en resultados de ensayos "in situ", zonificándolos de acuerdo a criterios establecidos que definan zonas

del macizo con características semejantes.

2.3.2. Su influencia en la estabilidad de las obras subterráneas y a cielo abierto.

Diferentes obras requieren del conocimiento de diferentes propiedades del macizo rocoso en el que se proyectarán. Las solicitaciones impuestas por las estructuras (presas, túneles, excavaciones, etc.) definen la necesidad de conocer la respuesta del macizo a ellas mismas. Asimismo, definen o condicionan el tipo de prueba más conveniente a llevar a cabo para determinación de la propiedad respectiva.

Como fue dicho, la cuantificación de las propiedades de un macizo puede considerarse como la expresión en términos ingenieriles de los efectos que causan los accidentes geológicos en el macizo, sin embargo, el conocimiento de la propiedad cuantitativamente no es suficiente para estimar el comportamiento de un macizo ante la presencia de una estructura en él. Hace falta siempre la descripción de accidentes en el macizo para conocer tamaño de bloques que pudieran formarse, relleno existente en fracturas, frecuencia de las mismas, etc. etc., en fin datos que ayuden a interpretar los resultados de los ensayos de campo con las características del macizo, y como ambos influenciarán el comportamiento de la estructura, para tomarlo en cuenta en el diseño de la misma.

La tabla siguiente, tomada del reporte de la Comisión para efectuar recomendaciones sobre las técnicas de investigación de sitios, de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, orienta sobre el tipo de prueba conveniente a efectuar en relación con la propiedad requerida y el tipo de obra.

2.3.3. Su obtención en el sitio de las obras

A continuación se incluyen notas en las que se describe la obtención de propiedades mecánicas e hidráulicas de

de macizos rocosos "in situ" y de técnicas para monitoni-
zar macizos rocosos en su comportamiento antes y después
de efectuar obras en ellos.

	zelle)								(a)F
2.1.2	Measurement of pressure to balance natural stresses (by flat jacks)								ciF
2.2	<i>Test Inside Borehole</i>	ciDD	ciDD	ciDD	ciF				nDD
2.2.1	Measurement of core deformation after overcoring								nDD
2.2.2	Measurement of borehole wall deformation after overcoring								nDD
3.	Strength tests								
3.1	Compression		aDD						aDD
3.1.1	Triaxial tests		ciDD						aDD
3.2	<i>Shear</i>	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	aDD	aDD
3.2.1	Rock block test along discontinuity surface	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	aDD	aDD
3.2.2	Concrete block test along interface	aDD	aDD	nDD					ciF
4.	Permeability								
4.1	<i>Inside Borehole (Lugeon)</i>	nF; nAC	nF; nAC	aF	nF				nF
4.2	<i>In a joint pumping test</i>	nF; nAC	nF; nAC						
4.3	<i>Piezometric levels and ground-water flow</i>				nAC		nF	nF	oiF
5.	Rock Anchor tests				nF; aDC; oiAC	nF; aDC; ciAC	aDD	aDD	aDC
6.	Rock movement monitoring								oiDC
6.1	<i>Long base extensometer</i>	nAC	nAC		nAC	nAC	nAC		
6.2	<i>Inverted pendulum</i>	aAC	aAC	aAC	oiAC				
6.3	<i>Slope indicator</i>				nAC				aAC
6.4	<i>Elect and groundmotion monitoring</i>	oiDD	oiDD		nDC	nDC	nF; nDC	nF; nDC	oiDC
6.5	<i>Rock noise monitoring</i>				aAC				oiAC

PRUEBAS DE CAMPO EN
MECANICA DE ROCAS

POR: RAUL CUELLAR BORJA
OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

C O N T E N I D O

- 1.- PROPIEDADES GEOMECANICAS
 - 1.1.- Introducción
 - 1.2.- Aplicaciones

- 2.- MEDICION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN MACIZOS ROCOSOS
 - 2.1.- Introducción
 - 2.2.- Estado natural de esfuerzos
 - 2.2.1 Distribución de esfuerzos en torno a excavaciones en roca
 - 2.3.- Principios de la medición de esfuerzos en rocas
 - 2.3.1 Método de relajación de esfuerzos
 - 2.4.- Medidores de deformación transversal
 - 2.4.1 Medida de perfiles transversales
 - 2.5.- Tensímetros de inclusión
 - 2.6.- Tensímetros fotoelásticos
 - 2.7.- Celdas de deformación eléctricas (strain gages)
 - 2.7.1 El "Doorstopper" de Leeman
 - 2.7.2 La celda biaxial fotoelástica
 - 2.7.3 Celda de deformación WNIMI
 - 2.7.4 Celda múltiple de Leeman
 - 2.8.- Determinación de esfuerzos mediante celdas de presión hidráulica
 - 2.8.1 Técnica del gato plano
 - 2.8.2 Técnica del gato curvo
 - 2.8.3 Celdas Menard y Gloetzi
 - 2.9.- Medida indirecta de esfuerzos en roca
 - 2.9.1 Métodos geofísicos
 - 2.9.2 Rotura hidráulica
 - 2.10.- Medición de esfuerzos en la P.H. La Angostura, Chis.
 - 2.10.1 Características geológicas del sitio La Angostura, Chis.
 - 2.10.2 Roseta de deformaciones
 - 2.10.3 Gato plano

- 3.- ENSAYES "IN SITU" EN MACIZOS ROCOSOS
 - 3.1.- Introducción
 - 3.2.- Ensayes de deformabilidad
 - 3.2.1 Ensayes de carga con placa
 - 3.2.2 Ensayes de presión en túneles o galerías
 - 3.2.3 Ensayes con Gato Goodman
 - 3.2.4 Ensayes con presímetro o dilatómetro
 - 3.2.5 Ensayes con gatos planos gigantes
 - 3.3.- Métodos dinámicos de ensaye "in situ"
 - 3.4.- Ensayes de corte directo "in situ"
 - 3.4.1 Resultados de ensayes realizados en los P.H. La Angostura y Chicoasén, Chis.
- 4.- RECONOCIMIENTOS
- 5.- BIBLIOGRAFIA

1.- PROPIEDADES GEOMECHANICAS

1.1.-Introducción

El conocimiento de las propiedades geomecánicas de las rocas tiene por objeto el comprendimiento del comportamiento estructural de los macizos rocosos durante la ejecución de obras de ingeniería tales como cimentaciones, excavaciones subterráneas o a cielo abierto, taludes artificiales o naturales.

Estas propiedades geomecánicas de las rocas se obtienen mediante ensayos de laboratorio y de campo, tanto estáticos como dinámicos.

A continuación se indican algunas de estas propiedades:

Porcentaje de recuperación de barrenación

Porcentaje de recuperación de barrenación modificado (R.Q.D. - Rock Quality Designation)

Permeabilidad de la masa de roca

Composición mineralógica

Textura

Estructura

Densidad

Peso volumétrico

Porosidad

Índice de alteración

Permeabilidad al aire o al agua

Resistencia en compresión simple

Resistencia en tensión simple

Resistencia en tensión bajo flexión (módulo de ruptura)

Resistencia en corte simple, doble y punzonado

Resistencia en corte directo

Resistencia al corte bajo compresión triaxial

Relación de Poisson

Módulo elástico en especímenes de laboratorio

Módulo de deformabilidad de campo

Módulo elástico dinámico

Velocidad sónica

Resistividad eléctrica

1.2.- Aplicaciones

En seguida mencionaremos algunas aplicaciones de las propiedades geomecánicas de las rocas:

- a) Determinación de la capacidad de carga de la roca para efectos de diseño de cimentaciones. (Edificios, cortinas de concreto)
- b) Diseño de excavaciones subterráneas y a cielo abierto
- c) Diseño de sistemas de soporte (anclas, marcos, concreto lanzado, revestimiento de concreto, camisas metálicas, etc.)
- d) Tratamiento de la roca para consolidación o impermeabilización, mediante la inyección de mezclas de cemento y productos químicos
- e) Proyecto de sistemas de drenaje
- f) Proyecto de sistemas de excavación
- g) Diseño de voladuras

2. MEDICION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN MACIZOS ROCOSOS

2.1. Introducción

El comportamiento estructural de los macizos rocosos bajo sollicitaciones de carga estáticas o dinámicas depende tanto de sus propiedades geomecánicas como del estado natural de esfuerzos.

En este capítulo describiremos algunos de los métodos empleados en la medición del estado de esfuerzos internos de los macizos de roca.

2.2. Estado natural de esfuerzos

Se entiende por estado natural o virgen de esfuerzos a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a la ejecución de cualquier obra de ingeniería.

A la actualidad no ha sido posible desarrollar técnicas para la medición del estado natural de esfuerzos, pues siempre este se encuentra alterado en la vecindad de las excavaciones.

En los esfuerzos naturales están incluidos los esfuerzos ocasionados por fuerzas gravitatorias debidas al peso de la cobertura de roca, así como esfuerzos por procesos de cristalización, metamorfismo, sedimentación, consolidación desecación y tectónicos.

El concepto de un estado de esfuerzos gravitacional en un macizo rocoso en el cual la roca se comporta como un material elástico con deformación lateral totalmente restringida, es el siguiente, para un punto situado a una profundidad Z .

Esfuerzo principal vertical:

$$\sigma_1 = \gamma Z \quad (\text{donde } \gamma = \text{peso por unidad de volumen})$$

Esfuerzo principal lateral:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\gamma}{1 - \gamma} \sigma_1 \quad (\gamma = \text{relación de Poisson})$$

Puede darse el caso en que la roca se comporte como un material plástico ideal, en el cual la relación $\frac{\gamma}{1 - \gamma} = 1$, teniéndose entonces el caso de un estado de presión hidrostático, el cual se ha demostrado que existe a grandes profundidades (> 300 m).

2.2.1.- Distribución de esfuerzos en torno a excavaciones en roca.

A continuación vamos a analizar los esfuerzos que se generan en la vecindad de una excavación, los cuales en algunos casos pueden alcanzar una magnitud varias veces superior a los esfuerzos naturales.

La distribución y magnitud de los esfuerzos alrededor de una sola abertura en roca elástica masiva puede ser determinada aproximadamente por la teoría elástica, o utilizando modelos fotoelásticos, haciendo suposiciones respecto de las propiedades mecánicas de la roca, la forma de la abertura y los esfuerzos de campo o sea el estado natural de esfuerzos antes de la excavación.

En el desarrollo de este problema deberán tomarse en cuenta las siguientes suposiciones:

- 1.- Roca masiva, elástica linealmente, homogénea e isotrópica
- 2.- La abertura está en un medio infinito. (La distancia de la abertura a la frontera más cercana deberá estar por lo menos a 3 veces la dimensión de la abertura)
- 3.- La abertura es larga comparada con su sección transversal, y

el eje longitudinal de la abertura es horizontal.

- 4.- La sección transversal de la abertura puede ser representada por formas geométricas simples como un círculo, elipse, óvalo, o rectángulo con esquinas redondeadas
- 5.- Los ejes de la sección transversal de la abertura son horizontal y vertical
- 6.- La distribución de esfuerzos a lo largo de la longitud de la abertura es uniforme e independiente de su longitud. Para esta condición el problema de la distribución de esfuerzos alrededor de la abertura se reduce a un estado de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una placa sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos de campo en el plano de la placa.
- 7.- El esfuerzo vertical sobre una sección horizontal de la roca, es igual al peso de la roca por arriba de la sección.

Esto es:

$$S_v = - \gamma Z \quad \text{en donde: } S_v = \text{Esfuerzo de compresión vertical}$$

γ = Peso volumétrico de la roca

Z = Cobertura de roca

- 8.- El esfuerzo horizontal correspondiente es

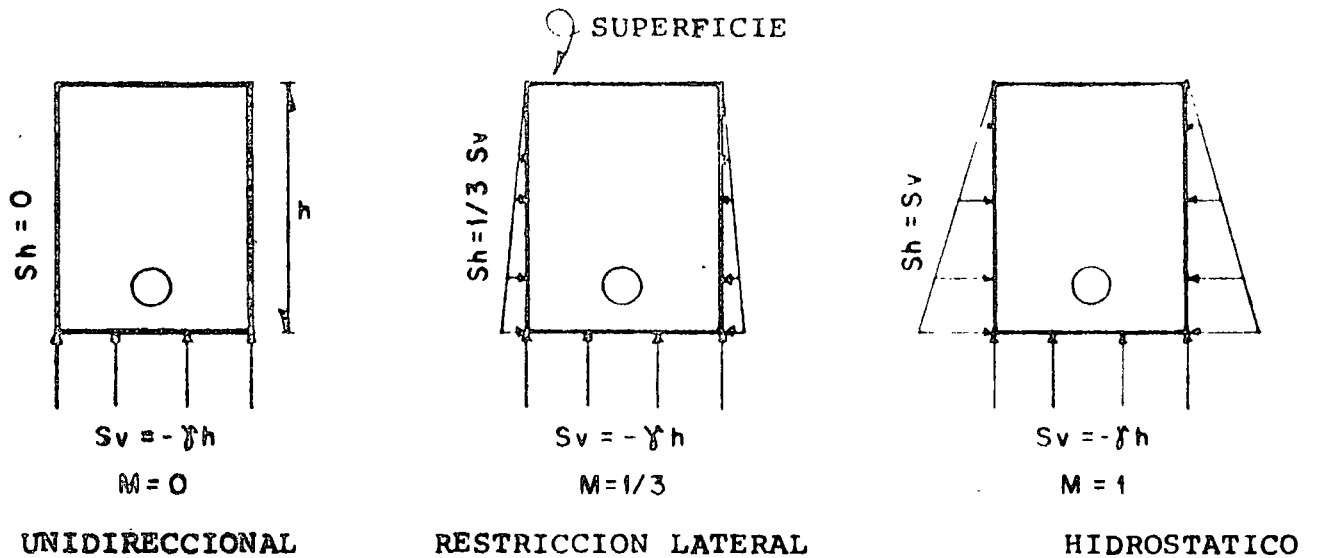
$$S_h = MS_v, \quad \text{en donde: } S_h = \text{Esfuerzo de compresión horizontal}$$

M = Constante dependiente del estado de esfuerzos de campo

Vamos a considerar tres diferentes estados de esfuerzos de campo:

Relación entre esfuerzos horizontales y verticales

$$S_h = \frac{\gamma}{1-\gamma} S_v$$



TIPOS SUPUESTOS DE ESFUERZOS DE CAMPO

El estado de esfuerzos representado por $M = 0$ puede ocurrir a bajas profundidades o cerca de superficies verticales libres.

El estado de esfuerzos representados por $M = \frac{1}{3}$ puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades. La relación entre esfuerzos horizontales y verticales para que no ocurra deformación lateral está dada por:

$$s_h = \frac{\gamma}{1-\gamma} s_v$$

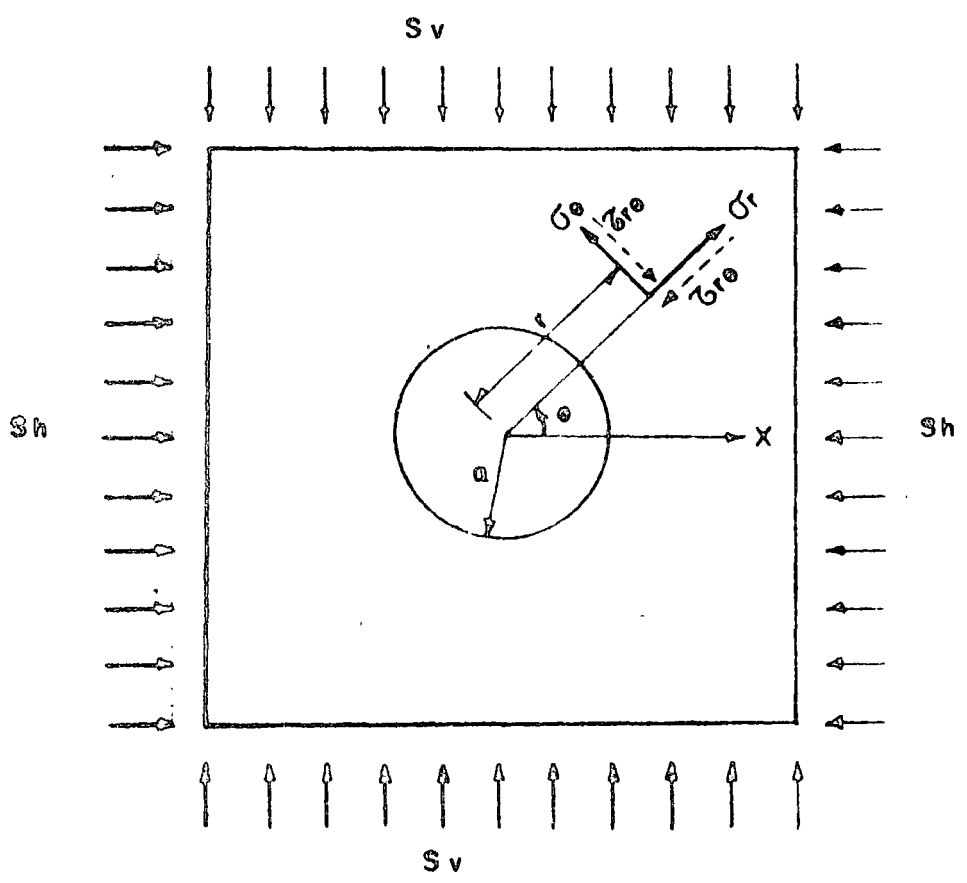
en donde:

γ = relación de Poisson

Cuando $\gamma = 0.25$, la relación S_h a S_v es igual a $\frac{1}{3}$. Esto es, que el estado de esfuerzos corresponde a la condición de que no se presente deformación lateral en una roca con $\gamma = 0.25$.

El estado de esfuerzos representado por $M = 1$, puede ocurrir a gran profundidad o en rocas semiplásticas.

La solución exacta para determinar los esfuerzos alrededor de un agujero circular en una placa infinita bajo un estado biaxial de esfuerzos fue resuelto por Kirsh y es el siguiente:



Esfuerzo radial:
$$\sigma_r = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{S_h - S_v}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo tangencial:
$$\sigma_\theta = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{S_h - S_v}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo cortante:
$$\tau_{r\theta} = \frac{S_v - S_h}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

En donde:

S_h = Esfuerzo horizontal aplicado

S_v = Esfuerzo vertical aplicado	a = radio del agujero
σ_r = Esfuerzo radial	γ = distancia radial desde el centro del agujero
σ_θ = Esfuerzo tangencial	
$\tau_{r\theta}$ = Esfuerzo cortante	θ = ángulo con la horizontal

En este caso los esfuerzos dependen únicamente de S_v y S_h , no intervienen el módulo elástico E , ni la relación de Poisson ν , tampoco la dureza del material.

Análisis de esfuerzos en el túnel para una distribución de presiones de tipo hidrostático, o sea, $\sigma_h = \sigma_v$; este caso se presenta en túneles de gran cobertura, propuesto por el geólogo Heim en 1878. En este caso las expresiones para calcular los esfuerzos radiales y tangenciales corresponden a las fórmulas de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a una presión $\sigma_h = \sigma_v$

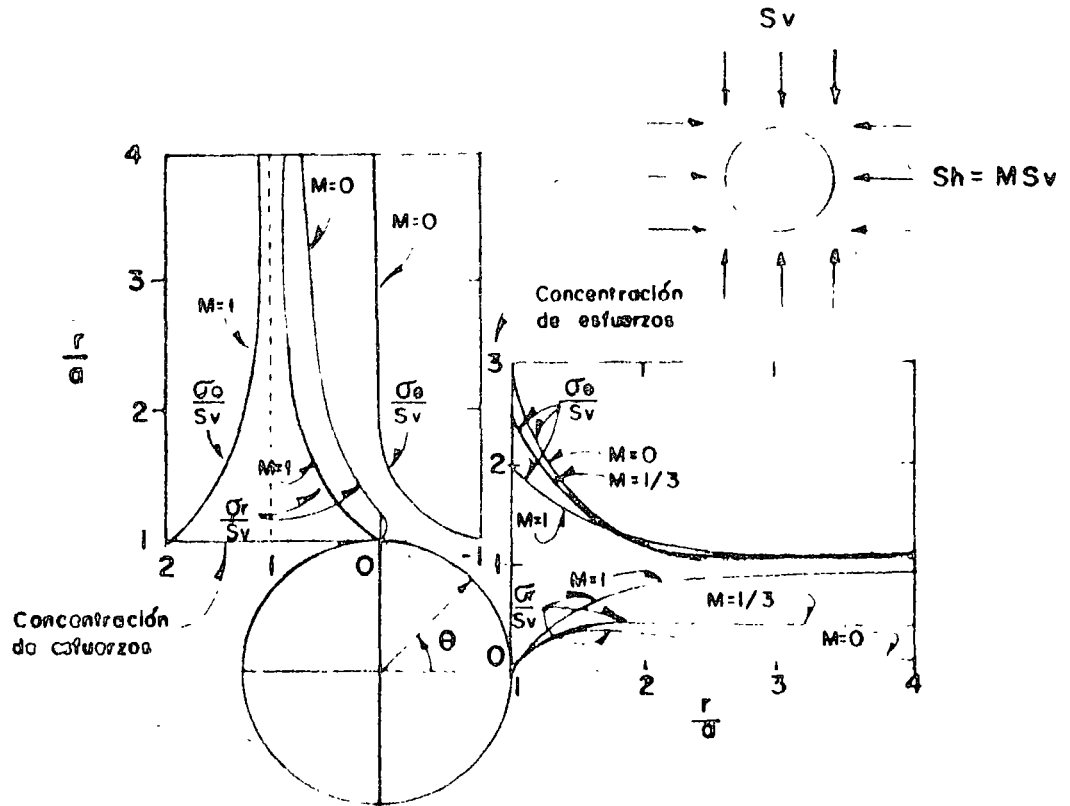
$$\text{Esfuerzo radial: } \sigma_r = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

$$\text{Esfuerzo tangencial: } \sigma_\theta = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } \tau_{r\theta} = 0$$

En este caso en toda la periferia del túnel el esfuerzo tangencial $\sigma_\theta = 2 S_v$

A continuación representaremos gráficamente las concentraciones de esfuerzos alrededor de un agujero circular para un estado biaxial de esfuerzos de campo.



CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR PARA UN
ESTADO BIAxIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO

Una concentración de esfuerzos con signo positivo significa que los esfuerzos en un punto dado tienen el mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados.

Una concentración de esfuerzos con signo negativo significa que los esfuerzos en un punto dado tienen signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

2.3.- Principios de la medición de esfuerzos en roca

Existen dos tipos de mediciones:

- a) Determinación del estado de esfuerzos absoluto
- b) Determinación de esfuerzos relativos, es decir variaciones de esfuerzos.

Existe una amplia variedad de aparatos y métodos para ambos tipos de medidas.

En las rocas que muestran un comportamiento elástico, la medida de esfuerzos absolutos puede requerir la aplicación de un método de relajación de esfuerzos en el que el elemento rocoso donde se ha introducido el aparato de medida, se descarga de los esfuerzos ejercidos por la roca circundante. A continuación se mide la deformación a que ha dado lugar esta eliminación de esfuerzos y la conversión de la misma en esfuerzos se hace a partir de relaciones conocidas o supuestas de esfuerzo-deformación para la roca estudiada.

Los esfuerzos relativos pueden determinarse midiendo los esfuerzos absolutos al principio y al final de un intervalo de tiempo dado, pero esto no es siempre necesario y mientras sea posible no se utilizan para medir esfuerzos relativos las técnicas de relajación de esfuerzos que son lentas y costosas. En general los instrumentos empleados en ambos tipos de medidas son semejantes, algunos de ellos no pueden utilizarse para las dos determinaciones de esfuerzos.

2.3.1.- Método de relajación de esfuerzos

En este método el instrumento de medida debe adherirse a la superficie de la roca expuesta en la excavación. A continuación la zona de roca a la que se ha unido el instrumento se separa del entorno, cortando la roca con sierra haciendo ranuras que formen un cuadro o perforando una corona de barrenos secantes en torno a la misma. En otros casos la parte de roca y el instrumento asociado se recortan mediante una corona de perforación hueca de diámetro apropiado. A continuación se miden las deformaciones registradas en la roca independizada.

Entre los instrumentos empleados de esta forma se encuentran los extensómetros que miden la deformación superficial según tres direcciones, las rosetas de extensómetros y los medidores fotoelásticos biaxiales. Los resultados permiten identificar los esfuerzos principales, en un estado bidimensional, en el plano de la pared de la excavación. En este caso el tercer esfuerzo principal es nulo.

La determinación del estado natural de esfuerzos requiere la realización de medidas más allá de la zona de influencia de la excavación. Esto puede conseguirse efectuando una perforación en el frente de la excavación y colocar el medidor dentro de la perforación. A continuación se realiza una sobrebarrenación y se miden las deformaciones ocasionadas al quedar libre la roca.

También en este caso los resultados proporcionan esfuerzos principales en el plano perpendicular al eje de la perforación. Hasta ahora prácticamente no se ha podido lograr medir los esfuerzos en tres dimensiones.

Se han empleado tres tipos de medidores de deformaciones en barrenos. Pueden clasificarse como "medidores de deformación transversal", "tensímetros de inclusión" y "celdas de deformación".

2.4.- Medidores de deformación transversal

(Borehole deformation meters)

Estos aparatos miden las variaciones en las dimensiones transversales de un taladro realizado en roca, cuando este se deforma como resultado de la variación de los esfuerzos. Los esfuerzos se calculan utilizando la teoría elástica que relaciona esfuerzos y deformaciones para un estado de deformación plana.

Entre estos medidores se encuentra el medidor del U.S.B.M. de Merril, que mide la deformación transversal del barreno en una sola dirección. Este aparato utilizado con éxito en los países de habla inglesa, se muestra en la figura 1, el elemento sensible está constituido por una barra de cobre al berilio que trabaja en voladizo y está instrumentada con 4 celdas de deformación eléctrica (strain gages). Para efectuar la medición de esfuerzos mediante este aparato se requiere colocarlo en tres posiciones a 60° para lo que es necesario desplazarlo, lo cual limita la utilidad del aparato. Este aparato requiere una calibración previa a su uso. En la Fig. 2 puede verse esquemáticamente el uso de este dispositivo.

Otro de estos medidores es el de Maihak, utilizado con éxito en Europa y Africa del Sur, el elemento sensible es de cuerda vibrante conectado a un vástago que se hace salir mediante un mecanismo de tornillo hasta que entra en contacto con las paredes del barre

no. Como solo registra en una sola dirección diametral se requieren varias posiciones para obtener la solución del estado de esfuerzos.

El dispositivo de Cibek utilizado en Europa Central registra variaciones diametrales en dos direcciones ortogonales. En este aparato los vástagos de contacto actúan sobre una palanca mecánica haciendo variar la resistencia eléctrica de un potenciómetro. Como las medidas de los diámetros del barreno no se hacen en un mismo plano se han proyectado medidores múltiples en los Estados Unidos, por Grosvenor y Griswold y recientemente por Crouch y Fairhurst. El de estos últimos los elementos sensibles están recogidos mientras el dispositivo se coloca en posición dentro del barreno, empujándolos contra las paredes del mismo mediante aire comprimido en el momento de realizar la medida. Los elementos sensibles son vástagos que apoyan sobre placas en voladizo instrumentadas con celdas de deformación eléctricas (strain gages).

2.4.1.- Medida de perfiles transversales

Susuki ha descrito un método para determinar los esfuerzos residuales en rocas, rectificando las paredes de un barreno mediante una piedra abrasiva y midiendo el perfil transversal antes y después de la sobrebarrenación. Las medidas se realizan con una celda cilíndrica y un micrómetro eléctrico o una celda presiométrica. Yorukan emplea también un presiómetro en un barreno acondicionado previamente revistiéndolo con una película de resina epoxy, vertida contra un molde para conseguir un perfil circular exacto.

2.5. Tensímetros de inclusión (Borehole inclusión stressmeter)

La diferencia entre un tensímetro de inclusión y un medidor de deformación transversal, es que aquellos pueden calibrarse directamente en esfuerzos. Los tensímetros son de hecho, inclusiones rígidas.

Las variaciones en los esfuerzos del macizo rocoso dan lugar a variaciones en el tensímetro que están poco influenciadas por variaciones en el módulo elástico de la roca. Es decir, no es necesario tener un conocimiento exacto del módulo de la roca. Cuanto más rígido sea el tensímetro, menor importancia tendrá el conocimiento del módulo del macizo rocoso.

Todos estos aparatos requieren de calibración previa, ya sea en una muestra de roca o en una placa de acero, por lo tanto no son medidores de esfuerzos en el sentido verdadero de la palabra.

La base teórica para los medidores de esfuerzos de inclusión fue dada por Sezawa y Nishamura basado en la distribución de esfuerzos en un tensímetro de inclusión circular en una placa sujeta a un estado biaxial de esfuerzos. En este caso la placa y el tensímetro se consideran linealmente elásticos, homogéneos e isotrópicos y con diferente módulo elástico. También debe existir una unión perfecta entre el tensímetro y las paredes del barreno.*

Estos medidores deben tener una precompresión inicial de manera que tengan posibilidad de medir esfuerzos de tensión. En ocasiones esto es una limitación pues al realizar la sobrebarrenación

*Coutinho derivó las relaciones entre los esfuerzos biaxiales aplicados a la placa y los esfuerzos desarrollados en el tensímetro de inclusión rígido que dió la base para el desarrollo de los tensímetros.

puede ocurrir que se rompa el cilindro de roca aislado por efecto de la presión inicial de precompresión de colocación del tensímetro.

Medidores que utilizan los principios indicados arriba son los de Hast, Wilson, Potts, May y Hawkes, requieren de una precompresión inicial previa a la sobrebarrenación. Estos medidores requieren de más de una utilización, en cambio los tensímetros fotoelásticos de Hiramtsu y Roberts son más sencillos y requieren una sola utilización para la determinación del estado de esfuerzos interno de la roca.

Tensímetro de Hast.- El elemento sensible de este dispositivo está constituido por un transformador diferencial lineal variable (LVDT).

Tensímetro de Potts. Este dispositivo tiene un sistema de presión hidráulica controlada por celdas de deformación eléctricas (strain gages) colocadas sobre un diafragma deformable. Ver Fig. 3

Tensímetro de Wilson.- Es un dispositivo de bronce constituido por dos mitades con un hueco interior, una de las mitades está instrumentada con celdas de deformación eléctricas (strain gages) y es de forma cónica con diferencia angular de las paredes de 1° . Este dispositivo requiere preparar previamente en forma cónica el barreno o de lo contrario se usará resina epoxy para adherirlo a las paredes de la perforación. Ver Fig. 4.

Tensímetro de Hawkes.- El elemento sensible de este dispositivo es un disco de vidrio sometido a compresión por dos placas que se ponen en contacto con la pared del barreno mediante un mecanis...

de cuñas deslizantes accionadas por un tornillo. Una fuente luminosa de batería incorporada y una lámina polarizadora circular colocada detrás del disco de vidrio producen luz polarizada de forma que, bajo carga, el cilindro presenta birrefringencia. Se obtiene así una señal óptica cuando se observa el cilindro a través de un analizador telescópico. Ver Fig. 5.

En general, el empleo de estos aparatos plantea problemas especiales, tanto en el campo como en el laboratorio. Por tanto el uso de los tensímetros con precompresión inicial se ha limitado casi invariablemente a su diseñador y ninguno de ellos ha resultado de aceptación general. Existe un amplio campo de investigación para desarrollar un tensímetro de inclusión con módulo elevado que resulte aceptable universalmente.

2.6.- Tensímetros fotoelásticos

Aprovechando las propiedades birrefrines del vidrio sometido a carga como indicador óptico de los esfuerzos producidos en una estructura sólida han sido utilizados por Hiramatsu y otros en Japón en 1957. Esta celda está constituida por un cilindro de vidrio, realizándose la observación mediante un polariscopio de reflexión; Ver. Figs. 6, 7 y 8. Existen otros tensímetros fotoelásticos desarrollados por Roberts y por la Post Graduate School of Mining de la Universidad de Sheffield que permiten lecturas a mayores profundidades que la diseñada por Hiramatsu.

El tensímetro fotoelástico más sencillo está constituido por un anillo de vidrio que se inserta en la pared del barreno y se introduce luego una fuente luminosa polarizada. La observación se

realiza con una pequeña lupa analizadora de mano, utilizando también un visor telescópico cuando se requiere una observación a distancia. Ver Fig. 9. Estos tipos de tensímetros también requieren calibración en laboratorio.

2.7.- Celdas de deformación eléctricas (Strain gages cells)

Otro sistema para la medición de esfuerzos por el método de sobrebarrenación es el de colocar en el fondo del barreno celdas de deformación eléctricas (straingages). Para ello se utilizan los siguientes dispositivos.

2.7.1.- El "Doorstopper" de Leeman

Este sistema de medición de esfuerzos tiene la dificultad de aislamiento de las celdas de deformación eléctrica, por el uso del agua durante la ejecución de la barrenación.

El dispositivo de Leeman tiene empotradas las celdas en una banda de hule con silicona protegidas por una película de araldita como se ve en la Fig. 10. Se utilizan tres celdas con direcciones a 90° y 45°. El elemento de inserción se presenta en la Fig. 11. Se emplea un inyector de aire caliente para secar el taladro.

Si las diferencias de lectura de las celdas en las direcciones vertical, a 45° y horizontal, antes y después de la sobrebarrenación son respectivamente ϵ_v , ϵ_{45} y ϵ_h , las deformaciones principales ϵ_1 y ϵ_2 de la roca en el extremo del taladro son:

$$\epsilon_1 \text{ o } \epsilon_2 = \left\{ (\epsilon_h + \epsilon_v) \pm \sqrt{2 \epsilon_{45}^2 - (\epsilon_h + \epsilon_v)^2 + (\epsilon_h - \epsilon_v)^2} \right\}$$

Las direcciones de ϵ_1 y ϵ_2 son θ_1 y θ_2 , medidas en sentido contrario a las agujas del reloj respecto a la dirección de ϵ_h

$$\tan \theta_1 = \frac{2(\epsilon_1 - \epsilon_h)}{2\epsilon_{45} - (\epsilon_h + \epsilon_v)}$$

$$\tan \theta_2 = \frac{2(\epsilon_2 - \epsilon_h)}{2\epsilon_{45} - (\epsilon_h + \epsilon_v)}$$

Los esfuerzos principales en la roca en el fondo del barreno son:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2) ; \quad \sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)$$

2.7.2 Celda biaxial fotoelástica

Hawkes y Moxon han desarrollado la técnica del empleo de una celda fotoelástica biaxial, formada por un cilindro de resina epoxy de 44 mm de diámetro y 3 mm de espesor, con un agujero central. La base de la celda está pintada con una película reflectante que deja un reborde bien diferenciado en el cilindro. Este se adhiere a la roca mediante cemento de fraguado rápido. Se emplea un inyector de acetona para desplazar el agua del fondo del barreno.

La celda se observa con un polariscopio de reflexión, cuyas señales ópticas son semejantes a las descritas para el tensímetro de vidrio. En las Figs. 12, 13 puede verse este dispositivo, que requiere de calibración previa.

2.7.3.- Celda de deformación WNIMI

Este dispositivo diseñado en la unión soviética consiste de cuatro brazos en forma de cruz (No. 6) en cuyos extremos lleva fijadas celdas de deformación eléctricas y se sujeta al fondo del ba-

rreno mediante un perno de expansión como se indica en la Fig. 14.

Todos estos aparatos que se colocan en el fondo del barreno dan errores por concentración de esfuerzos entre 30% y 60% por el hecho de considerar que el tercer esfuerzo principal coincide con el eje del barreno.

2.7.4.- Celda múltiple de Leeman

Leeman desarrolló una celda múltiple para medir nueve deformaciones, tres de ellas en cada uno de los emplazamientos siguientes:

- a) En la bóveda
- b) En la pared lateral
- c) En un punto intermedio que forma un ángulo de $71/4$ respecto al diámetro horizontal. Ver Fig. 15.

Las rosetas de celdas de deformación eléctricas están empotradas en sellos de hule y se comprimen contra las paredes del barreno mediante presión neumática, después de recubrir cada sello con un adhesivo. El dispositivo también lleva una celda compensadora pegada a un disco de roca.

2.8.- Determinación de esfuerzos mediante celdas de presión hidráulica

2.8.1. Técnica del gato plano

El empleo de gatos planos para la medida de esfuerzos en roca procede de Francia, habiéndose utilizado posteriormente en muchos países, principalmente en Australia, Estados Unidos y Portugal. En la Fig. 16 se muestra una disposición típica de la

ranura de inserción y los puntos de medida. Algunos investigadores han intentado medir esfuerzos en un estado biaxial en dos ranuras perpendiculares.

La ejecución de la ranura produce una liberación local de esfuerzos midiendo la deformación resultante durante un período de tres o cuatro días mediante un extensómetro colocado entre diversas combinaciones de puntos. A continuación se coloca el gato plano en la ranura, cementándolo con mortero, dejándolo 3 a 4 días para el endurecimiento del mortero. Pasado este tiempo se aplica una presión hidráulica al gato, aumentándola por escalones, y tomando medidas entre diversas combinaciones de puntos hasta que se alcanzan los valores originales anteriores a la apertura de la ranura. A continuación se realizan dos o cuatro ciclos de carga y descarga durante un período de varios días determinando la presión media de equilibrio. El ensaye completo dura de dos a tres semanas. Alexander ha dado fórmulas basadas en la teoría elástica, suponiendo una ranura elíptica y un estado de esfuerzos plano, para el que se deduce (con una relación de Poisson = 0.2)

$$S = a P + b Q$$

donde S es el esfuerzo normal al gato producido por la roca, Q es el esfuerzo paralelo al gato, P es la presión media de equilibrio, y a y b son constantes que dependen de las dimensiones del gato y de la geometría de los puntos de medida respecto al mismo.

En el estudio teórico de Alexander, la presión de equilibrio depende de las dimensiones de la ranura y del gato, del campo de esfuerzos biaxial y de la relación de Poisson. Es independiente del módulo elástico de la roca.

En la práctica, aunque sea independiente de la linealidad de la relación esfuerzo-deformación, el éxito del método radica en la existencia de las mismas características de deformación en la descarga y en la carga hasta la presión de equilibrio. Esto puede no producirse siempre. Thayer y otros han encontrado diferencias apreciables entre distintos puntos de medida, siendo el resultado función de la distancia de los puntos al gato.

Las objeciones principales al método del gato plano son que las medidas deben hacerse en el borde de la excavación en una distribución de esfuerzos irregular y desconocida, y que puede estar decomprimida.

2.8.2.- Técnica del gato curvo

Jaeger y Cook han modificado el método del gato plano, para emplear gatos de sección curva colocados en barrenos de 10 cm de diámetro y de hasta 6 m de profundidad. El método se ilustra en la Fig. 17. Se supone que el esfuerzo principal σ_3 coincide con la dirección del barreno donde están colocados los gatos A y B, en la ranura anular hecha con una corona de diamante. Se aumenta la presión de estos gatos hasta que comienza a romperse la roca situada en los cuadrantes C y D exteriores al anillo. Se supone que estas roturas se producen en la dirección del esfuerzo principal σ_1 , observándolas y registrando su dirección mediante sobrebarrenación y rotura de un testigo concéntrico mayor.

Los gatos A y B forman el elemento sensible y se les comunica presión registrando el descenso de presión al sobrebarrenar. A

carga alcanza la resistencia a tensión en un punto cualquiera de la pared, es decir, cuando los esfuerzos de tensión provocados por el fluido a presión superan los esfuerzos de compresión creados en las paredes del barreno por la perforación del mismo en el campo regional de esfuerzos del macizo rocoso.

Al estudiar los conceptos teóricos relativos a la rotura hidráulica, Fairhurst ha señalado que si el campo regional de esfuerzos está definido por tres esfuerzos ortogonales principales, uno de los cuales se supone coincide con el eje del barreno, la rotura se producirá en una dirección normal al máximo esfuerzo de tensión inducido cuando se alcance la resistencia en tensión de la roca. La rotura se propagará en un plano perpendicular al esfuerzo principal menor y la presión del fluido necesaria para propagar la rotura, una vez iniciada, será igual a este esfuerzo. Ver Fig. 19. Este sistema puede proporcionar información acerca del estado de esfuerzos naturales en barrenos de exploración profundos sin conocimiento de las propiedades elásticas de la roca. Por otro lado, como se supone que uno de los esfuerzos principales tiene la dirección del barreno, puede ser un razonamiento aceptable para rocas sedimentarias receptoras de petróleo, pero no para rocas ígneas y metamórficas en la cual esta suposición es totalmente inválida.

2.10.- Medición de esfuerzos en la P.H. La Angostura, Chis.

Con objeto de preveer problemas de estabilidad durante la excavación de la caverna que aloja la casa de máquinas de la Planta Hidroeléctrica La Angostura, Chis., cuyas dimensiones aproximadas son de 20 m de ancho, 120 m de largo y 40 m de alto, la Comi-

el flanco sur y 65° en el flanco norte (lado de las montañas d San Cristobal de las Casas).

El macizo rocoso está constituido por calizas margosas estratificadas, del cretácico superior, existiendo capas de arcilla con espesores variables entre 5 cm y 80 cm, interestratificadas con los estratos de caliza.

Existen tres familias de fracturas subverticales cuya localización se presenta en la Fig. 21. La dirección del sinclinal es la misma que la dirección de las fracturas α sobre las que escurre el río en el sitio del cañón de La Angostura.

2.10.2.- Roseta de deformaciones

En las Figs. 22 y 23 se indican el procedimiento seguido en la ejecución de estas pruebas y la determinación de la dirección d esfuerzos principales utilizando el círculo de Mohr.

Los esfuerzos principales para un estado de deformación plana son:

$$N_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2)$$

$$N_2 = -\frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)$$

En este caso los esfuerzos se determinaron utilizando la siguiente expresión de Lekhnitskii para un medio continuo con anisotropía transversa para un estado de esfuerzos plano:

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ t_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_y}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} n & n\nu & 0 \\ n\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & m(1-\nu^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

en donde:

e_x = deformación longitudinal unitaria en dirección horizontal x.

e_y = deformación longitudinal unitaria en dirección vertical y.

γ_{xy} = deformación transversal unitaria en la dirección x o y

n_x = esfuerzo normal horizontal

n_y = esfuerzo normal vertical

t_{xy} = esfuerzo cortante en un plano normal al eje del cilindro

n = relación de módulos = $\frac{E_y}{E_x}$

E_y = módulo de Young en la dirección vertical

ν = relación de Poisson

m = relación $\frac{G_2}{E_2}$

Se utilizaron los siguientes valores:

$E_y = 55\,000 \text{ kg/cm}^2$. Obtenido de ensayos dinámicos, Fig. 24

$\nu = 0.25$

$n = 1.63$

$m = 0.4$

Se tiene:

$$[D] = \begin{Bmatrix} 11 & 2.8 & 0 \\ 2.8 & 6.7 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{Bmatrix} \times 10^4$$

Basados en esta relación, se calcularon para cada una de las pruebas los valores de N_x , N_y y t_{xy} . Los resultados se presentan en la tabla de la Fig. 25.

Esfuerzos debidos a peso propio

Al abrir un túnel en un medio semi-infinito sometido a la acción de peso propio, se producen concentraciones de esfuerzos en el

contorno del túnel como las indicadas en 2.2.1.

Para el caso de un medio anisotrópico sometido a esfuerzos de peso propio P y Q , obtenemos en los puntos localizados sobre el diámetro horizontal de la sección del túnel:

$$n_y = (1+\delta_1)(1+\delta_2) \left[\frac{P(3+\delta_1+\delta_2-\delta_1\delta_2)}{(1+\delta_1)^2(1+\delta_2)^2} + \frac{Q(\delta_1+\delta_2-\delta_1\delta_2-1)}{(1-\delta_1)^2(1-\delta_2)^2} \right]$$

(Expresión de Jaeger y Cook) Ver Fig. 26.

en donde

$$\alpha_1, \alpha_2 = \frac{E_y}{E_x} = 0.6$$

$$\alpha_1 + \alpha_2 = \frac{E_y}{G - 2W} = 2$$

$$\delta_1 = \frac{(\alpha_1^{1/2} - 1)}{(\alpha_1^{1/2} + 1)}$$

$$\delta_2 = \frac{(\alpha_2^{1/2} - 1)}{(\alpha_2^{1/2} + 1)}$$

Aplicando estas relaciones al caso específico de la galería transversal No. 2 y suponiendo $Q = \frac{P}{3}$, resulta $n_y = 2.87P$. P es el esfuerzo vertical debido a peso propio. La galería está a 110 m de profundidad y el peso volumétrico de la roca es igual a 2.3 ton/m^3 , por lo que, $P = 25.3 \text{ kg/cm}^2$ y $n_y = 72.6 \text{ kg/cm}^2$.

Comparando este valor de n_y , o sea del esfuerzo vertical en la zona central de la pared vertical del túnel, con el esfuerzo n_y promedio medido en las pruebas, se aprecia prácticamente que son iguales. En consecuencia el esfuerzo n_y medido en las pruebas corresponde al esfuerzo n_y teórico bajo el efecto del peso propio del material.

El esfuerzo n_x , horizontal, debido al efecto de peso propio es igual a γn_y , suponiendo que el estado de deformación es plano en un plano normal al eje de la galería. Por tanto el esfuerzo horizontal debido al efecto del peso propio de la galería es $n_x = 18.1 \text{ kg/cm}^2$, mientras el esfuerzo horizontal medido es igual en promedio a 101.8 kg/cm^2 . En este caso la diferencia es notoria y del orden de 80 kg/cm^2 .

Finalmente el valor de t_{xy} debido al efecto de peso propio ha de ser nulo teóricamente, mientras el valor medido promedio es igual a 0.6 kg/cm^2 . Se puede despreciar esta discrepancia.

Esfuerzos tectónicos

De acuerdo con lo indicado anteriormente, resulta que el sistema de esfuerzos tectónicos está dado por:

$$(n_x)_{\text{tect.}} = 80 \text{ kg/cm}^2 \quad (n_y)_{\text{tect.}} = 0 \quad (t_{xy})_{\text{tect.}} = 0$$

El resultado de las pruebas parece indicar, por tanto, la existencia de una compresión en sentido horizontal, paralela al río Grijalva de 80 kg/cm^2 de magnitud.

Con el fin de comprobar, por lo menos cualitativamente la existencia de este esfuerzo horizontal de compresión tectónico se pueden analizar la dirección de fracturas reportadas en la Fig. 21.

Puede verse que la familia de fracturas α , paralela al río, es bisectriz respecto a la dirección de las fracturas β y γ , lo cual confirma la dirección de un empuje paralelo al río que coincide

con la dirección del empuje que dió lugar al sinclinal.

Conclusiones

Analizando los resultados de las mediciones de esfuerzos mediante las pruebas de relajación de esfuerzos de roseta, realizadas en la galería 2, cercana a la casa de máquinas de la Planta Hidroeléctrica La Angostura, puede decirse que existe un esfuerzo tectónico de compresión horizontal y paralelo al río de aproximadamente 80kg/cm^2 . Tal esfuerzo debe tener un papel importante en las condiciones de estabilidad de la caverna de la casa de máquinas.

2.10.3.- Pruebas de gato plano

En las Figs. 27, 28, 29, se indica el procedimiento utilizado en la ejecución de estas pruebas, un ejemplo de una prueba indicando la relación carga-desplazamiento hasta la obtención de la presión de cancelación y finalmente una comparación de los esfuerzos horizontales y verticales medidos con las pruebas de roseta y gato plano realizadas en las galerías 2 y 3 cercanas a la casa de máquinas de la Planta Hidroeléctrica La Angostura, en la que puede observarse una buena concordancia en los valores de los esfuerzos verticales y diferencias de hasta 20 kg/cm^2 en los esfuerzos horizontales paralelos al río.

Puede concluirse que los resultados obtenidos con este procedimiento para la medición de esfuerzos internos resulta confiable y sencillo, observándose que en las zonas de cizallamiento no hay transmisión de esfuerzos horizontales.

3.- ENSAYES "IN SITU" EN MACIZOS ROCOSOS

3.1.- Introducción

Para poder determinar la magnitud y distribución de esfuerzos en los macizos rocosos es necesario conocer las características carga-deformación de los materiales componentes de dichos macizos.

Los macizos rocosos son conjuntos heterogéneos y generalmente discontinuos, lo que da lugar a que la escala de un experimento determine en cierto grado los resultados del mismo. Como ejemplo puede citarse la obtención de la rigidez de la roca. Al comparar los resultados de ensayos "in situ" en macizos rocosos con los resultados de laboratorio sobre la misma roca se ve que los ensayos de laboratorio conducen invariablemente a una sobrestimación de la rigidez de la roca. Se han descrito comparaciones de este tipo en un gran número de sitios, apreciándose que es posible una sobrestimación de la rigidez del orden de 20 o más veces, siendo bastante habituales las diferencias de 5 a 15 veces.

La razón principal de esta discrepancia es la presencia discontinuidades en el macizo rocoso. Estas pueden adoptar una o varias formas, p.ej.:

- a) fracturamiento y estratificación más o menos sistemáticos
- b) microfisuras en roca aparentemente masiva
- c) fallas
- d) zonas localizadas de roca alterada

Por razones prácticas las muestras de laboratorio se suelen tomar casi invariablemente de la roca comprendida entre discontinuidades principales. La presencia de las discontinuidades, con su rigidez considerablemente baja, reduce la rigidez total del macizo

rocoso.

No existe un método exacto para predecir de antemano la rigidez total de un macizo rocoso a partir de los resultados de ensayos en laboratorio, por lo que son necesarios ensayos "in situ" a pesar de un mayor costo.

Otras propiedades importantes, además de la rigidez, son la resistencia y capacidad de carga, porosidad y permeabilidad. Estas propiedades están también sujetas a errores de escala y toma de muestras por lo que, para la mayoría de las finalidades prácticas, se suelen determinar a partir de ensayos "in situ".

3.2.- Ensayos de deformabilidad

Existen dos métodos básicos para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos: los denominados métodos "estáticos" y "dinámicos".

En los primeros se aplican cargas estáticas relativamente grandes sobre superficies seleccionadas del macizo rocoso, midiéndose las deformaciones resultantes. En los ensayos dinámicos se mide la velocidad de transmisión de perturbaciones vibratorias.

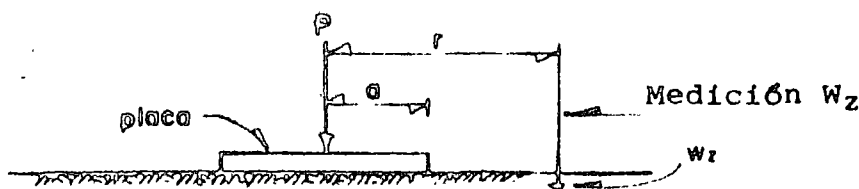
Aunque, ciertamente la roca no es ni homogénea ni elástica, se acostumbra interpretar los resultados de ensaye a partir de la teoría elástica, asignando a la roca valores de constantes elásticas apropiadas como el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν). La justificación de este procedimiento radica en el hecho de que, con cargas moderadas, las relaciones esfuerzo-deformación son aproximadamente lineales, resultando de importancia secundaria las características de fluencia.

3.2.1.- Ensayes de carga con placa

Este ensaye que consiste en la aplicación de presión a una superficie dada de roca, a través de placas rígidas o flexibles y midiendo las deformaciones de la roca ha tenido un amplio uso en la Mecánica de Rocas. Puede utilizarse dentro de galerías apoyándose el sistema de carga en las paredes del túnel (Fig. 30) o en la superficie utilizando cables de anclaje para estudio de cimentación de presas, Fig. 31.

El módulo elástico se calcula utilizando la solución de Boussinesq para el desplazamiento normal de la superficie de un semiespacio elástico bajo la acción de una carga puntual normal.

Placa rígida llena



En cualquier punto de la placa, ya que las deformaciones son constantes, se tiene:

$$W_z(0 < r < a) = \frac{P(1-\nu^2)}{2Ea}$$

Cuando la medición se hace fuera de la placa, se tiene:

$$W_z = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi E a} \quad \text{arco sen } \frac{a}{r}$$

Placa flexible llena

$$\text{Para } r = 0 \quad W_z(r=0) = \frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E a}$$

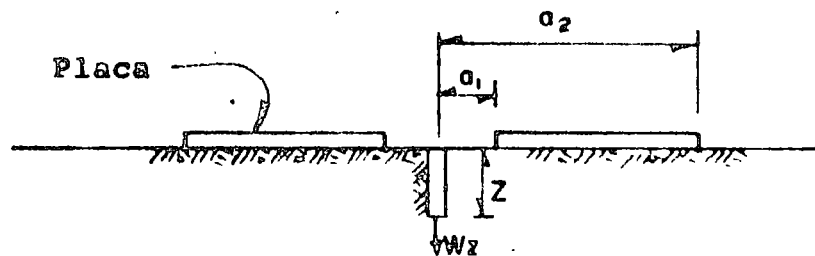
$$\text{para } r = a \quad W_z(r=a) = \frac{4(1-\nu^2)P}{\pi E a}$$

Para un punto fuera de la placa:

$$W_z = \frac{4(1-\nu^2)}{\pi E_0} P \left[\int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta} d\theta - \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \int_0^{\pi/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}} \right]$$

Se obtienen mediante las tablas de integrales elípticas

Placa flexible con agujero en el centro



El módulo elástico se determina mediante la siguiente expresión:

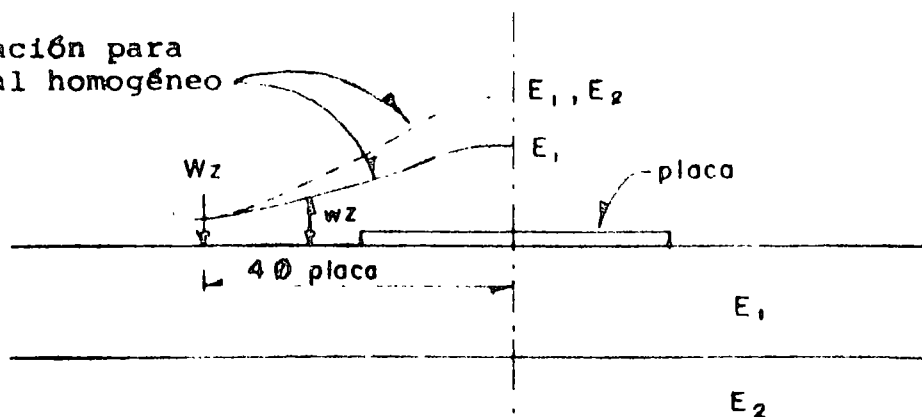
$$E = \frac{P}{W_z} \left\{ (1+\nu) z^2 \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{1/2}} \right] + 2(1-\nu z) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

en donde: p = presión uniforme aplicada en la placa

$$P = \frac{p}{\pi a_2^2 - \pi a_1^2}$$

En estas pruebas el volumen de roca involucrado alcanza cuando mas 1 diámetro de la placa, pero a distancias grandes las deformaciones son prácticamente iguales y entonces aunque la placa sea chica estaremos involucrando un volumen mayor de roca.

Deformación para material homogéneo



En la Fig. 32 se presenta una gráfica representativa de estas pruebas.

En la Fig. 33 se presenta la gráfica esfuerzo-deformación obtenida en ensaye con placa flexible con agujero al centro en pruebas realizadas en el sitio de la P.H. La Angostura, Chis.

3.2.2.- Ensayes de presión en túneles o galerías

Con objeto de involucrar en el ensaye un volumen mayor de roca se realizan ensayos de deformabilidad en túneles o galerías, principalmente en los lugares de construcción de centrales hidroeléctricas y tuberías a presión. Este ensaye en galerías es muy caro, dadas sus dimensiones, por otro lado se presenta el problema que estos túneles son excavados con el uso de explosivos y el módulo elástico corresponderá entonces a la zona de roca fracturada.

Una característica importante del ensaye de presión en galerías es que introduce esfuerzos de tensión anulares en la roca, los cuales pueden vencer cualquier compresión residual dando lugar a la abertura de grietas radiales. Esto puede reducir mucho la rigidez del macizo rocoso.

Los ensayos de carga convencionales tienen dos graves inconvenientes; el primero es la presencia del terreno perturbado (por las operaciones de excavación). El segundo es la necesidad de limitar la extensión de la superficie cargada y el número de puntos de ensayo por razones económicas, reduciendo por tanto la utilidad de los resultados.

Se pretende que el empleo de presiómetros o dilatómetros, tiende a superar estas objeciones, principalmente la segunda. Sus venta-

Las son:

- a) si se realiza la perforación con corona de diamante, la roca queda casi inalterada.
- b) debido a su menor costo y tiempo de prueba, pueden realizarse un gran número de ensayos.

De esta forma es posible obtener datos de carácter estadístico sobre la distribución de la deformabilidad en el interior del macizo rocoso, incluida su anisotropía. Otras ventajas son la posibilidad de realizar ensayos bajo agua (cauces de ríos) y a considerables profundidades para el proyecto de túneles. Un inconveniente es el pequeño volumen de roca abarcado en cada ensayo, por lo cual los resultados no pueden ser verdaderamente representativos, especialmente en rocas fracturadas. Sin embargo, la posibilidad de realizar muchos ensayos en una cierta zona ofrece la oportunidad, en muchos casos, de obtener resultados útiles para un estudio estadístico de muchas medidas aisladas. Esto puede proporcionar con seguridad resultados comprendidos dentro del orden de precisión relativamente bajo, exigido por el ingeniero.

En la Fig. 34 se presenta esquemáticamente este tipo de ensayo:

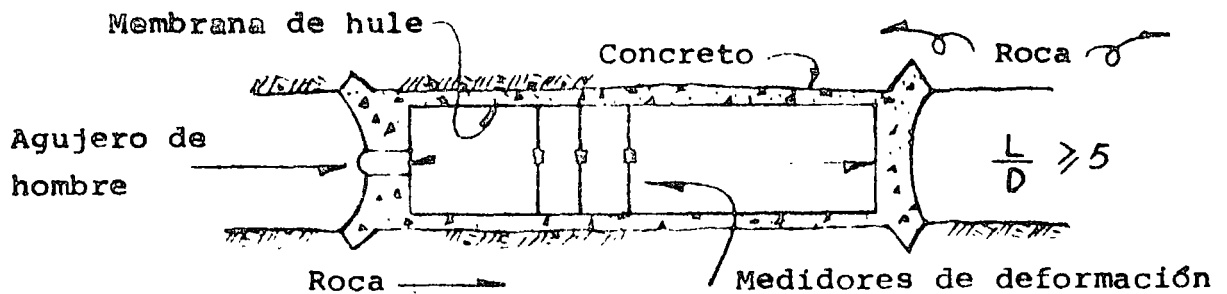


Fig. 34.- Ensayo de presión en galería

El módulo elástico se determina mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{P D}{\Delta D} (1 + \nu)$$

en donde:

P = presión del agua

D = diámetro interior

ν = relación de presión

ΔD = variación del diámetro

Esta expresión se utiliza si no se tiene revestimiento de concreto, en cuyo caso el agua puede causar presión intersticial importante en la roca.

Tomando en cuenta la deformación ocurrida en el concreto, se tiene:

$$E_{\text{roca}} = \frac{P D}{\Delta D} - \frac{2e}{D} E_{\text{concreto}}, \text{ siendo } e = \text{espesor del concreto}$$

Si la prueba se realiza sin revestimiento de concreto y el material está fracturado se tiene:

$$E = \frac{P D^2}{4 r \delta_r} (1 + \nu)$$

en donde:

r = distancia radial hasta el punto de medición dentro de la roca

δ_r = variación de la distancia radial de medición

Los portugueses han utilizado una corrección cuando se produce fisuramiento:

$$E = \frac{P D}{\Delta D} \left(\log_e \sqrt{\frac{P}{R_t}} + 1 + \nu \right)$$

Factor de corrección

en donde: R_t = resistencia a tensión de la roca

En Yugoslavia han realizado este sistema aplicando la presión radial mediante gatos hidráulicos curvos. Fig. 35.

3.2.3.- Ensayes con Gato Goodman

Goodman ha diseñado este dispositivo para determinar la deformabilidad de la roca dentro de barrenos $\emptyset NX$; está constituido por dos placas rígidas de acero semicirculares que se desplazan diametralmente bajo el empuje de 12 pistones hidráulicos. Los desplazamientos diametrales se miden utilizando dos transducers de transformador diferencial lineal variable (LVDT).

El módulo elástico de la roca se obtiene a partir de la relación carga-deformación.

En las Figs. 36 y 37 se muestra el dispositivo y los resultados de una prueba realizada en la P.H. La Angostura, Chis.

3.2.4. Ensayes con dilatómetro LNEC, Portugal

Este presiómetro consta fundamentalmente de un cilindro de acero inoxidable de 54 cm de largo, con un diámetro de 6.6 cm y un espesor de pared de 1 cm, embutido de una membrana de neopreno de 0.4 cm de grueso. Este aparato puede utilizarse dentro de perforaciones $\emptyset NX$. El fluido (agua o aceite) que aplica la presión sobre las paredes del barreno se inyecta en el espacio que queda entre la superficie exterior del cilindro metálico y la membrana de neopreno. Uno de los extremos está cerrado por un tapón a través de los cuales pasa la válvula de retención del líquido que aplica la presión, los tubos y los cables eléctricos del elemento de medida se conectan por el otro extremo. El instrumento se introduce dentro

del barreno por medio de varillaje atornillado a este mismo extremo y se determinan la profundidad y orientación del mismo. La válvula de retención se controla a distancia mediante aire comprimido de forma que la presión se puede eliminar después de cada ensayo para trasladar el dispositivo dentro del barreno.

La medición de deformaciones se realiza mediante 4 transformadores diferenciales variables lineales (LVDT).

Cada transformador tiene su núcleo metálico y su bobina en contacto con la roca por medio de dos pequeñas varillas. Estas varillas se aplican contra la roca por medio de una muelle. Para introducir el dispositivo dentro del barreno, las dos varillas de cada transformador se recogen mediante succión con aire comprimido.

En la Fig. 38 puede verse este dispositivo.

3.2.5.- Ensayes con gatos planos gigantes

El Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Portugal (LNEC) ha desarrollado unos gatos planos tipo Freysinnet para la determinación de la deformabilidad de la roca. Los gatos se introducen dentro de ranuras de unos 7 mm de espesor, realizadas con sierra. Los gatos tienen aproximadamente 1 m^2 de sección y pueden utilizarse hasta tres a un mismo tiempo. Las deformaciones de la pared de roca se miden utilizando muelles instrumentadas con celdas de deformación eléctrica.

El volumen de roca involucrado en estos ensayos cuando se utilizan tres gatos alcanza aproximadamente 50 m^3 , y la roca es poco perturbada por el corte realizado con sierra. Este equipo es muy promet

dor pues no es pesado y puede utilizarse en muchos sitios a relativo bajo costo.

En la Fig. 39 puede verse este dispositivo.

3.3.- Métodos dinámicos de ensaye "in situ"

En estos métodos, el módulo elástico se deduce de la velocidad de propagación de ondas de sonido, constituyendo por tanto una derivación del método sísmico de prospección geofísica.

Cuando se aplica un impulso dinámico a la superficie de un sólido semi indefinido, la energía se irradia desde la fuente emisora en forma de dos tipos diferentes de impulsos vibratorios elásticos. El más rápido solo origina desplazamientos de las partículas del material en la dirección de avance de la perturbación y se denomina onda longitudinal o de compresión. La velocidad de esta onda (α) en un medio elástico isótropo viene dada por:

$$\alpha^2 = \frac{E (1 - \nu)}{\rho (1 + \nu) (1 - 2\nu)}$$

La segunda onda es la transversal o de cortante queda lugar a un desplazamiento de las partículas normal a la dirección de avance. Esta velocidad (β) se determina como sigue:

$$\beta = \frac{E}{2\rho(1 + \nu)}$$

En donde:

ν = relación de Poisson

ρ = densidad del medio de propagación

E = módulo elástico del medio

Este método tiene las extraordinarias ventajas de ser relativamente

barato y rápido de aplicar, abarcando grandes volúmenes de roca. Sin embargo, los resultados no suelen concordar con los ensayos estáticos, siendo más próximos a los obtenidos en ensayos de laboratorio sobre muestras pequeñas. No se ha encontrado una correlación exacta entre los resultados sísmicos y estáticos, aunque Serafim ha advertido una semejanza entre los módulos sísmicos y los módulos tangentes al comienzo de la curva de descarga de los ensayos estáticos.

Esta discrepancia suele ser tan grande que los ensayos sísmicos no pueden sustituir directamente a los estáticos. Se han hecho varios intentos para obtener correlaciones generales con éxito muy diverso (en gran parte función del tipo de roca y de la fase de degradación).

Se han dado explicaciones de esta discrepancia, pero ninguna parece ser completamente adecuada. Las dos más probables son:

- a) que la deformabilidad "estática" resulta afectada en gran extensión por la fisuración, pero debido a los pequeños desplazamientos producidos, las fisuras pequeñas no influyen grandemente en los resultados sísmicos, especialmente si están rellenas de agua
- b) que las velocidades sísmicas dependen solamente de las deformaciones elásticas y no están influenciadas por las deformaciones plásticas que reducen la rigidez encontrada en los ensayos estáticos.

En la Fig. 24 se presenta la relación entre los módulos "estáticos" y la frecuencia de la onda transversal encontrada por Schneider.

3.4.- Ensayes de corte directo "in situ"

Por la mismas razones de ejecución de los ensayos de deformabilidad, es esencial realizar alguna forma de ensayos de corte "in situ" en el macizo rocoso para intentar determinar su resistencia al esfuerzo cortante. El sistema utilizado se presenta en la Fig. 40.

3.4.1 Ensayes realizados en La Angostura y Chicoasén, Chis.

En las Figs. 41, 42, 43, 44 se presentan los resultados de pruebas realizadas por la Comisión Federal de Electricidad en los sitios de las Presas La Angostura y Chicoasén, Chis., cuyos datos se emplearon en análisis de estabilidad de taludes. Las probetas tenían dimensiones aproximadas de 60 cm x 60 cm x 40 cm. Usualmente las probetas tienen secciones $\geq 1 \text{ m}^2$.

En las pruebas realizadas en Angostura donde el plano de contacto fue prácticamente roca-roca el comportamiento observado es frágil. En cambio en las realizadas en Chicoasén en las que en el plano de corte existía una capa de arcilla de unos 5 cm de espesor el comportamiento es plástico. En estos ensayos se supone que se puede aplicar la ley de Coulomb, es decir: $s = c + \sigma \tan \phi$.

4.- RECONOCIMIENTOS

El autor agradece la colaboración de los Ings. Carlos Bernal, Raúl Ramírez Aranda y Sergio Ochoa Ochoa quienes estuvieron a cargo de la ejecución de los ensayos de campo realizados por la Comisión Federal de Electricidad en las Presas de La Angostura y Chicoasén, Chis.

MEDIDOR DE DEFORMACIONES EN BARRENOS (Borehole Gage) (Merrill, USBM)

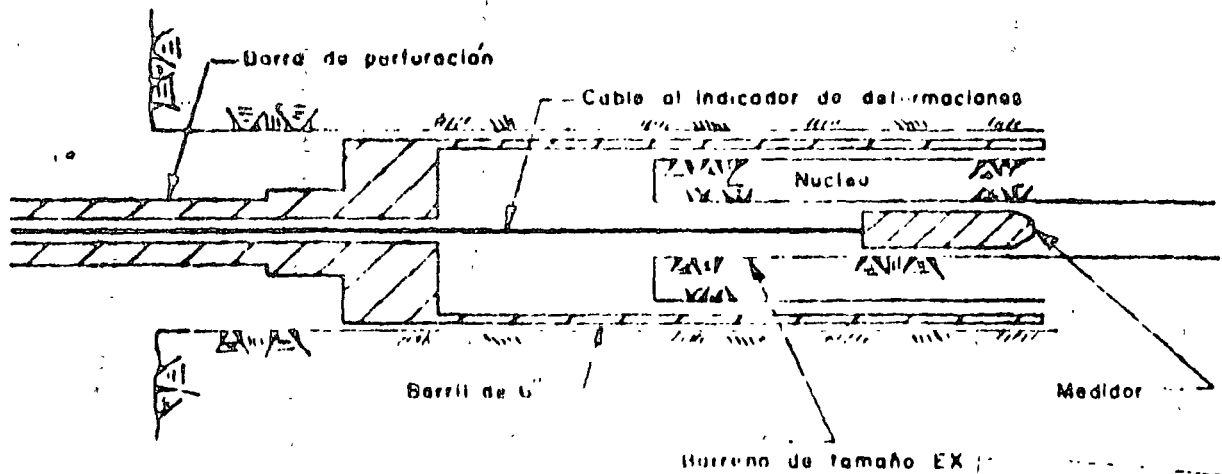
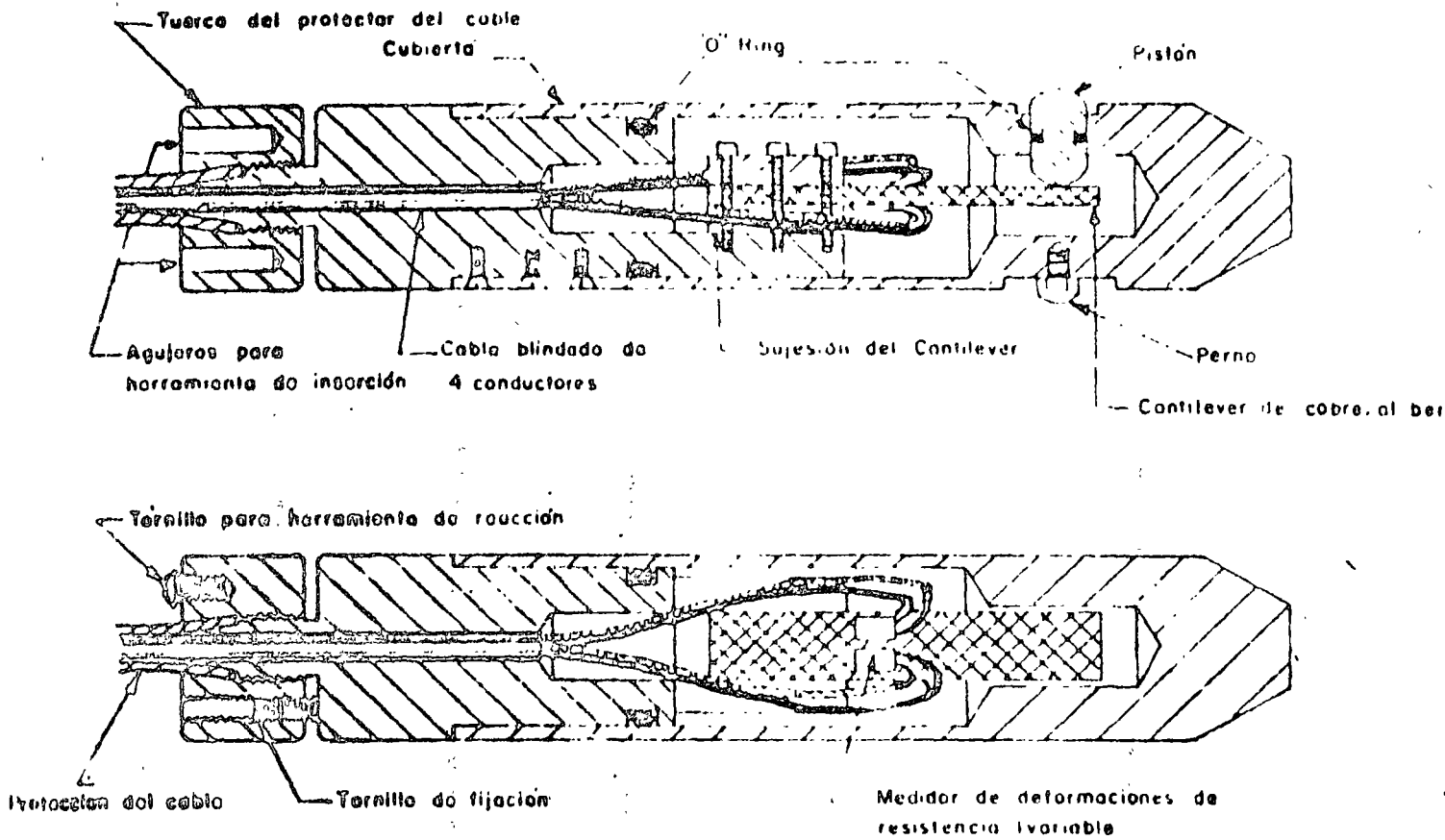
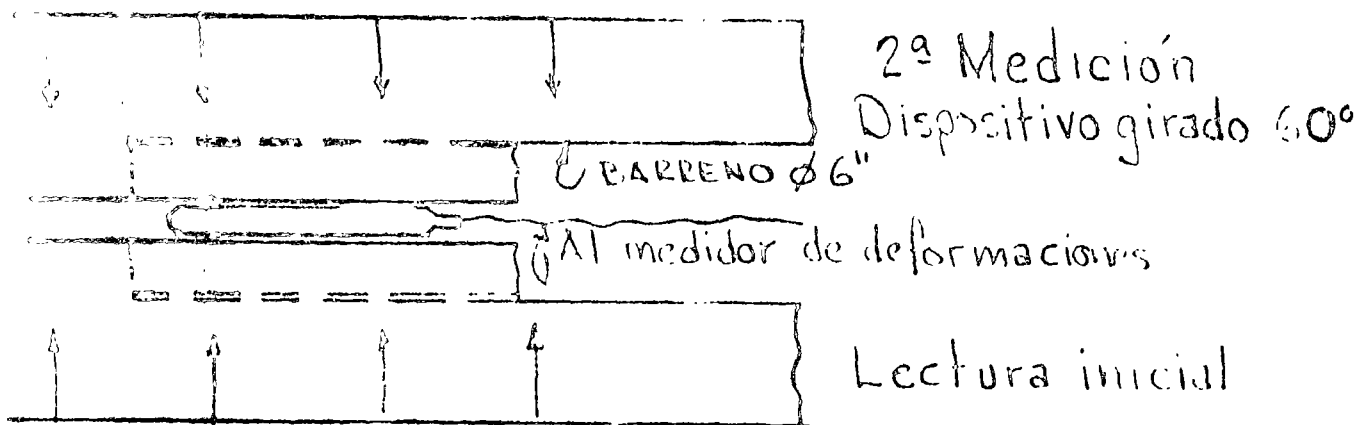
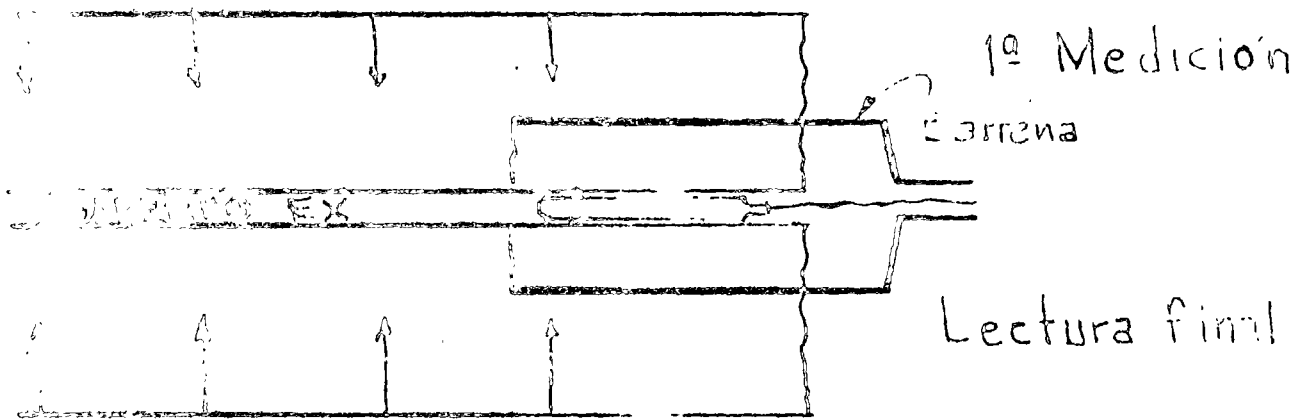
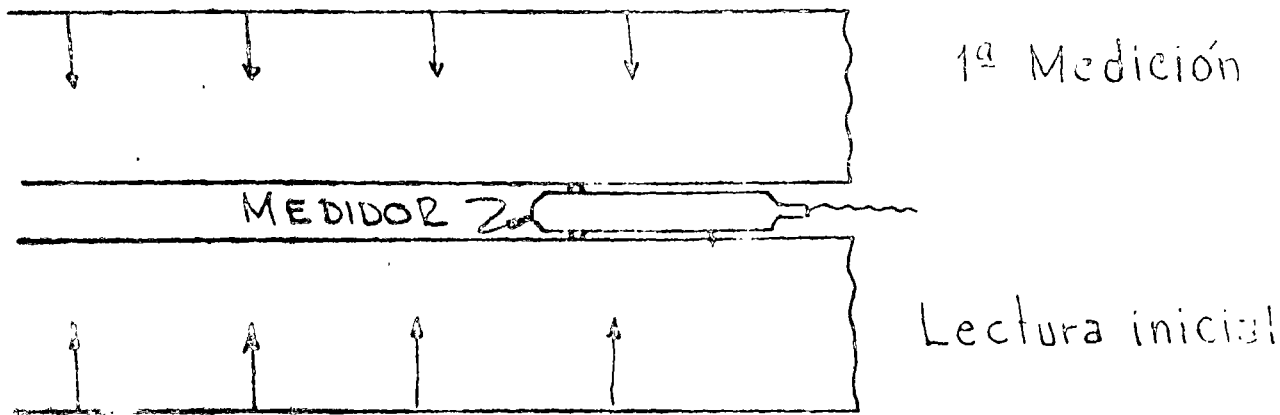


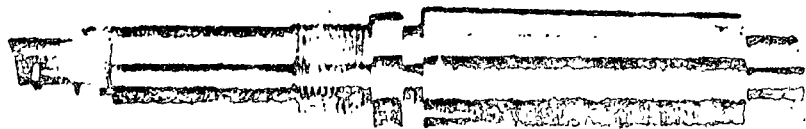
Fig. 1



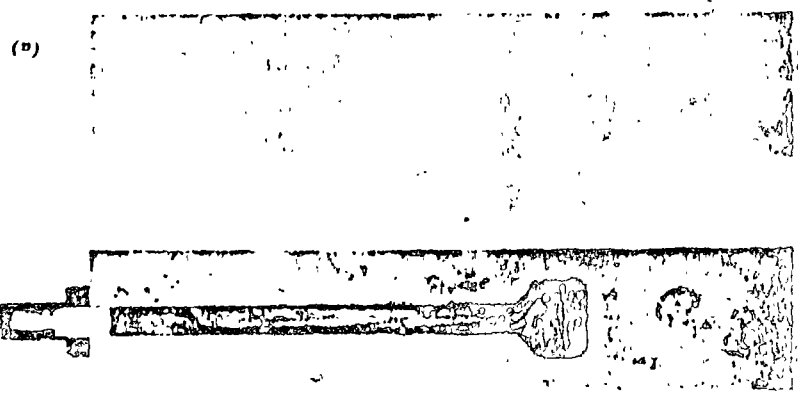
PRUEBA DE SUPERFICIALIZACION
MEDIDOR DE DEFORMACION TRANSVERSAL
 DISPOSITIVO DE METALL, USEM

Fig. 2

Fig. 4. Rigid inclusion gage. (After Wilson, 19) (a) Two halves ready for joining. (b) Assembled gage.

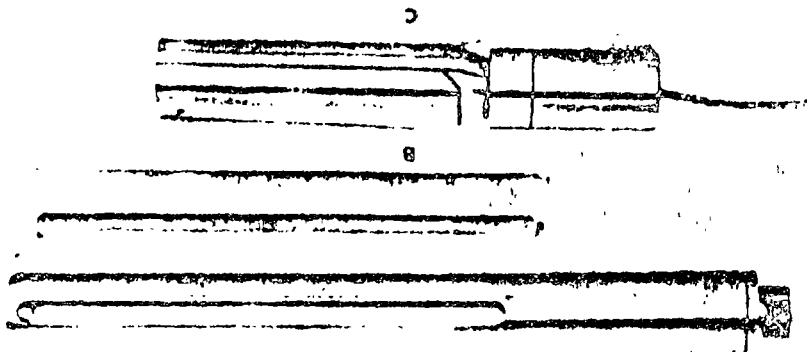


(a)



(b)

Fig. 5. Rigid inclusion gage with tapered mounting sleeve. (After Potts and Tomlin, 19)



c

b

a

Figura 5 Lentes de Hawkes

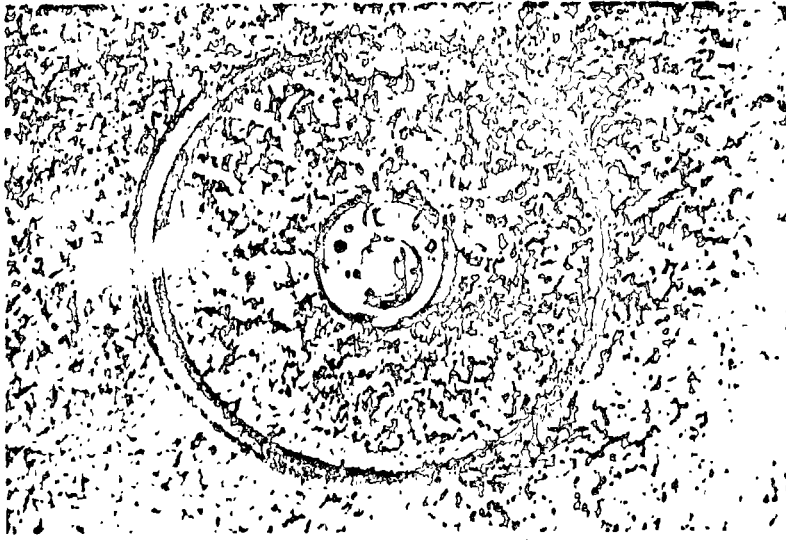


Figura 2 Lajas malizadas

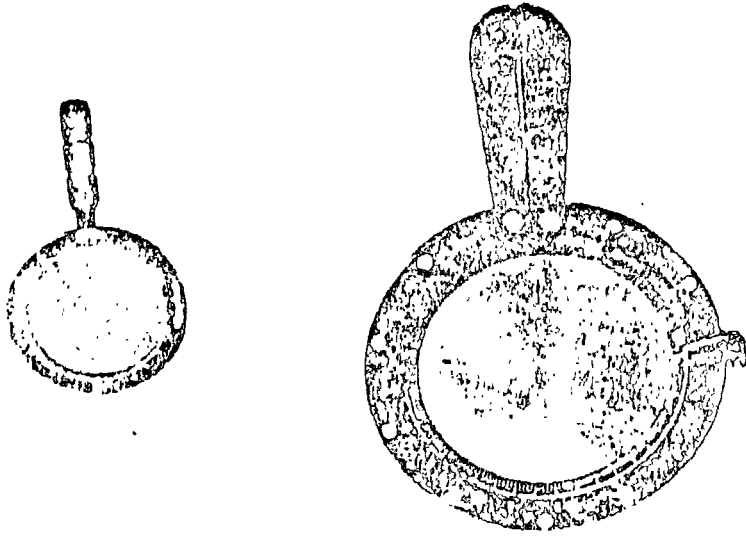
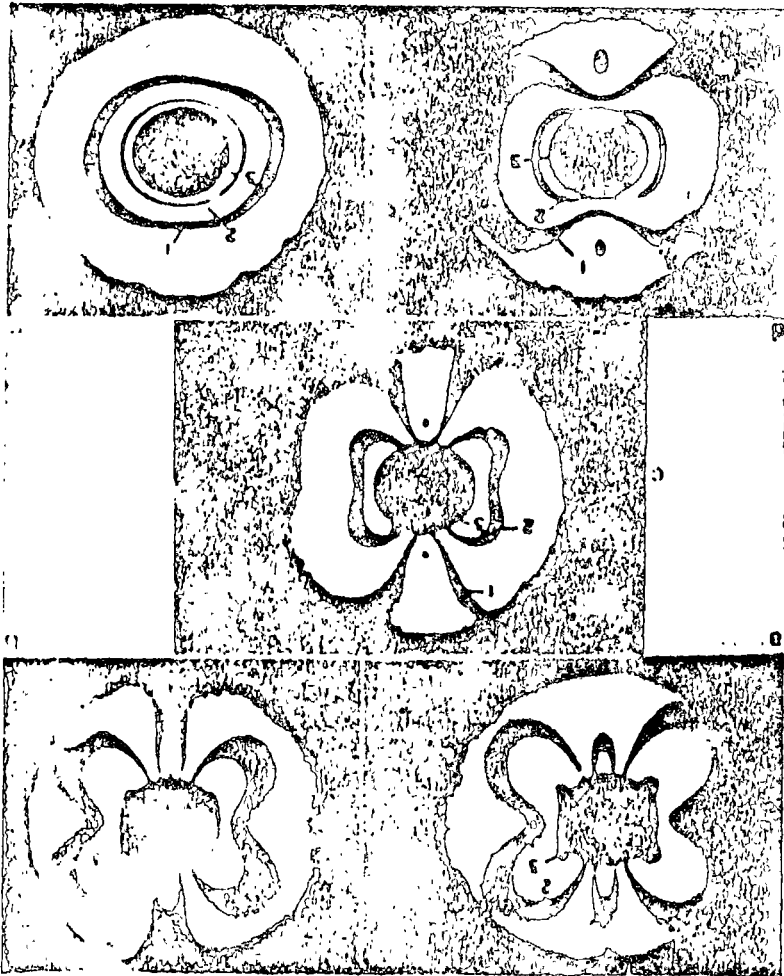
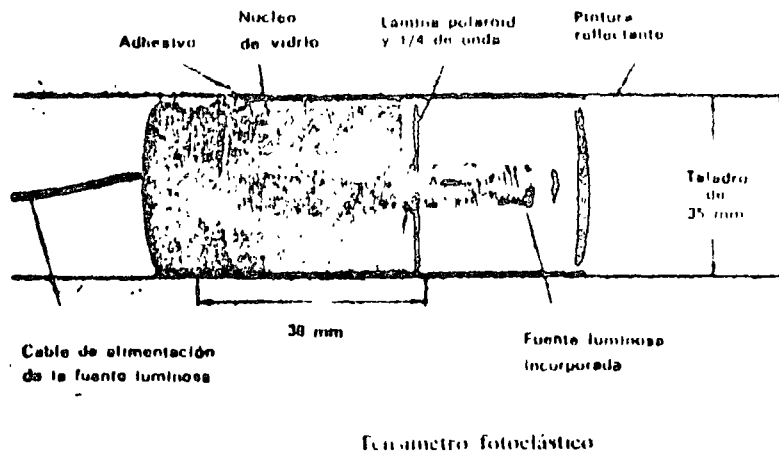


Figura 3 Señales presentadas por una célula fotoháptica buxal en diversos campos (enstomiles todos con una franja de tercer orden)





Tensímetro fotoelástico

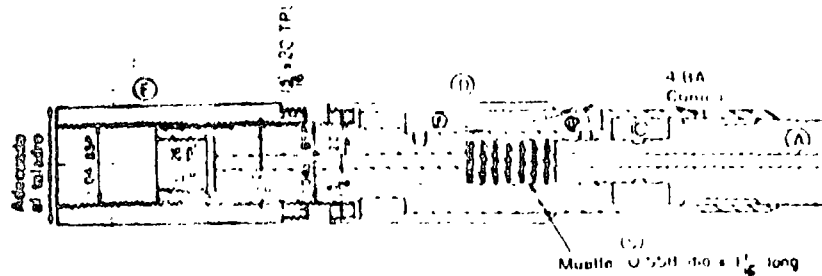


Figura 8 Dispositivo con muelle de liberación automática para la colocación del tensímetro fotoelástico en taladros profundos

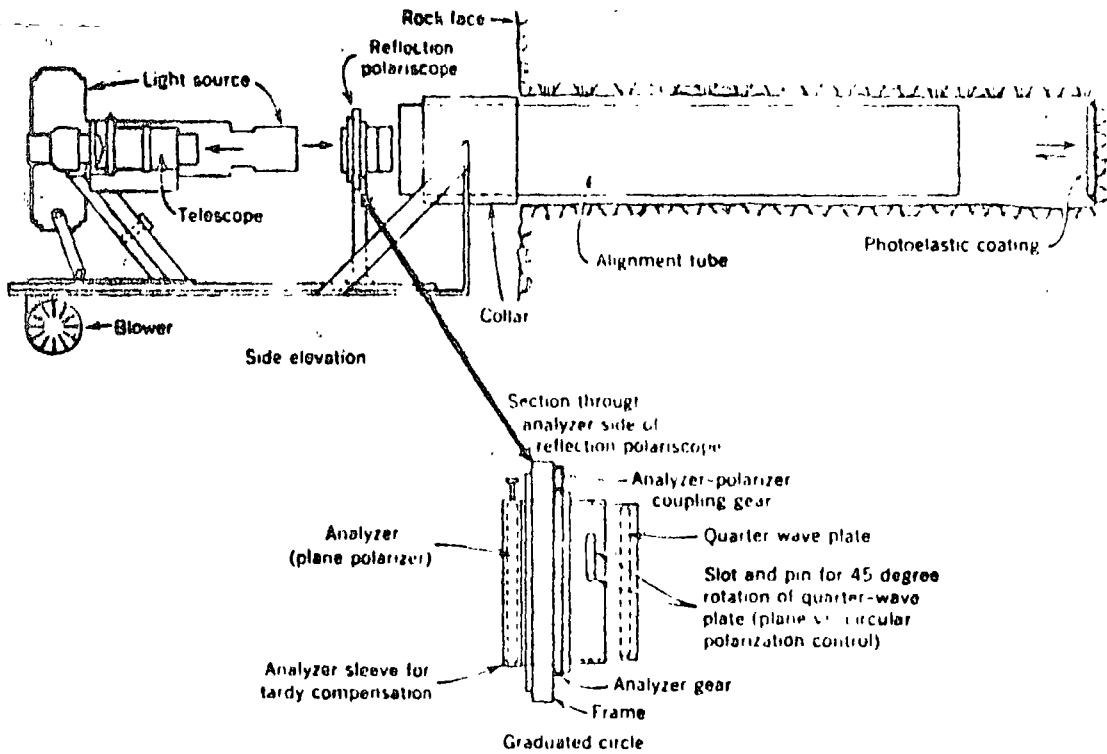


Fig. 9 Borehole polariscope (private communication from Professor Pincus).

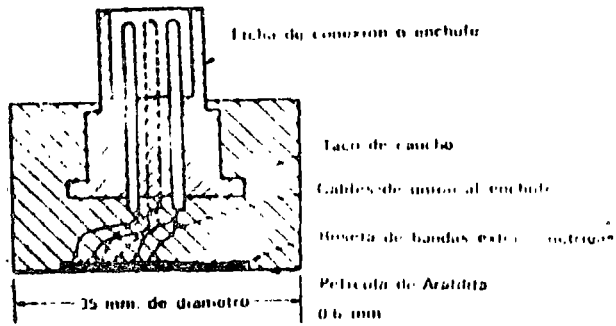


Figura 10 «Downstopper» de Leeman

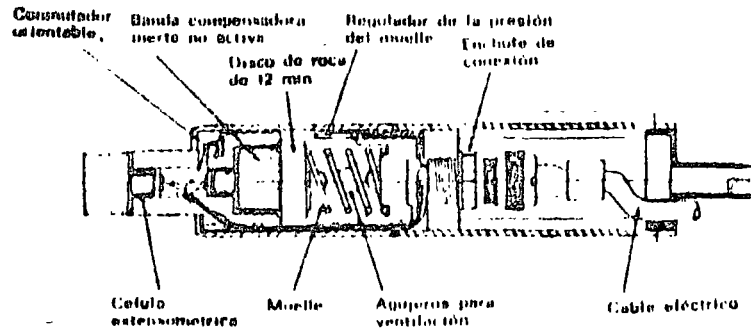
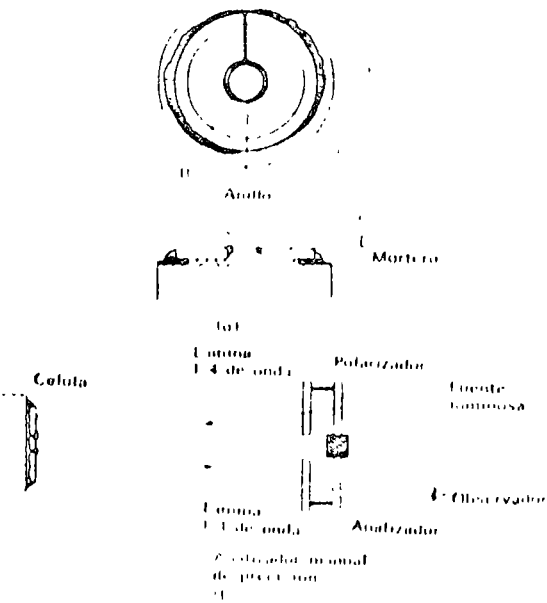


Figura 11 Elemento de inserción de la célula de Leeman



Figura 12 Colocación de la célula fotoelástica biaxial para medir tensiones *in situ*



(a) Célula fotoelástica biaxial; (b) Sistema de observación

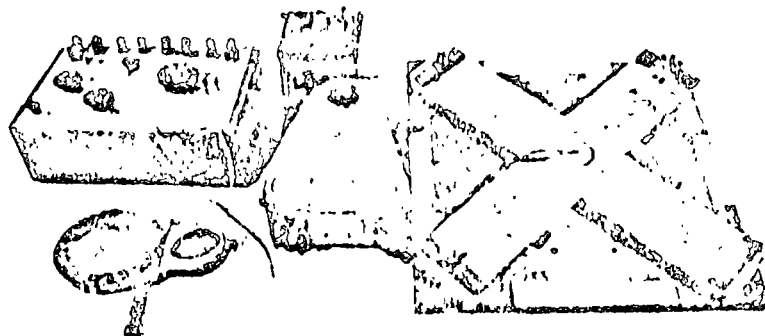


Figura 13 (a) Equipo de calibrado de la célula fotoelástica biaxial

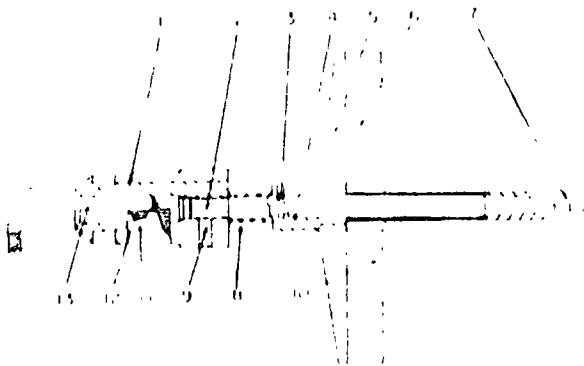


Figura 14 Célula de Slobodov (v. NIMD)

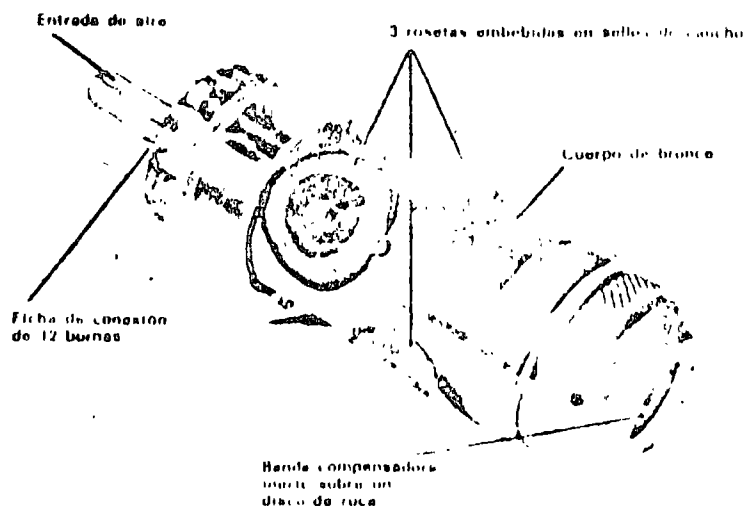


Figura 15 Célula múltiple de Lecman

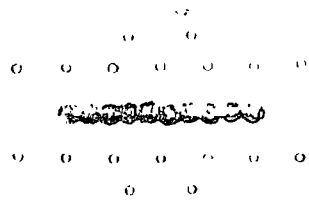


Figura 16 Disposición de la red y los puntos en ella para la determinación de tensiones *in situ* con gógrafos planos

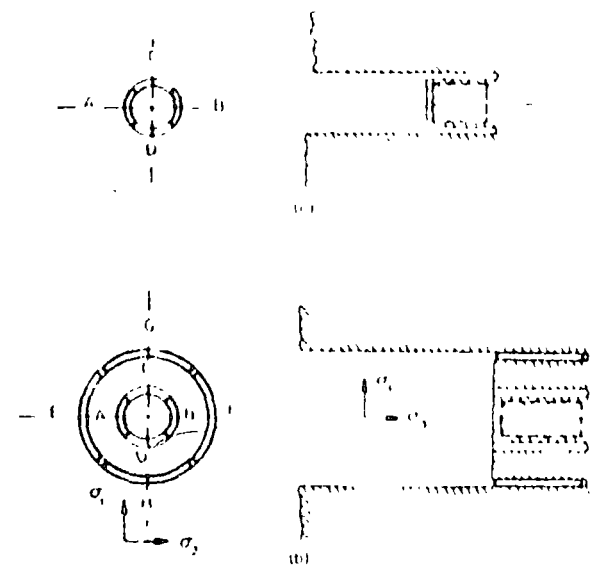


Figura 17 Determinación de tensiones absolutas mediante gógrafos curvos

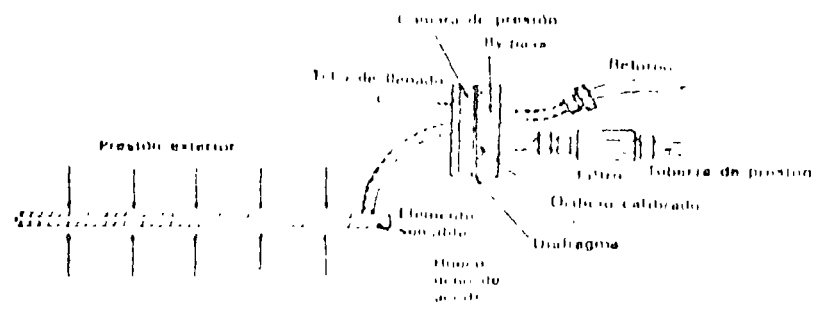


Figura 18 Célula de Gógraf (Electromechanical)

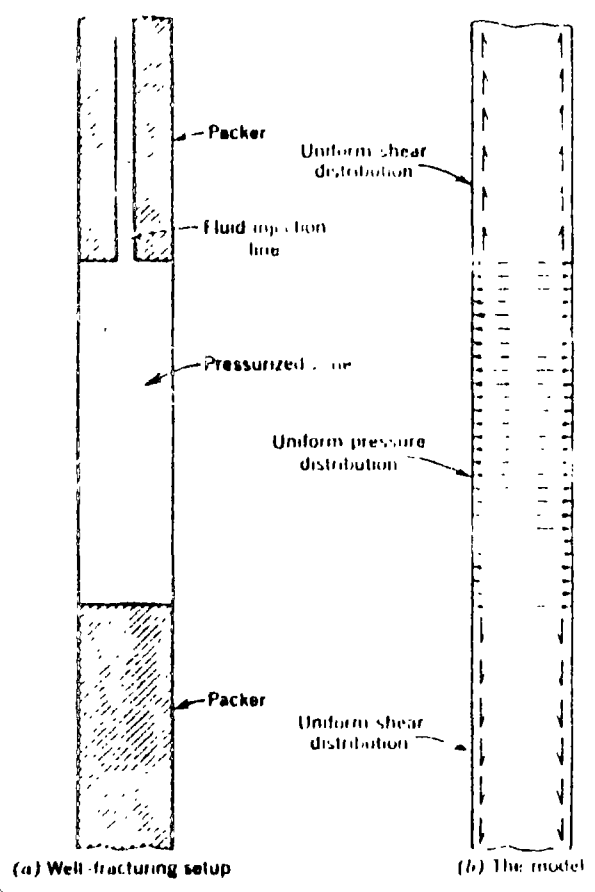
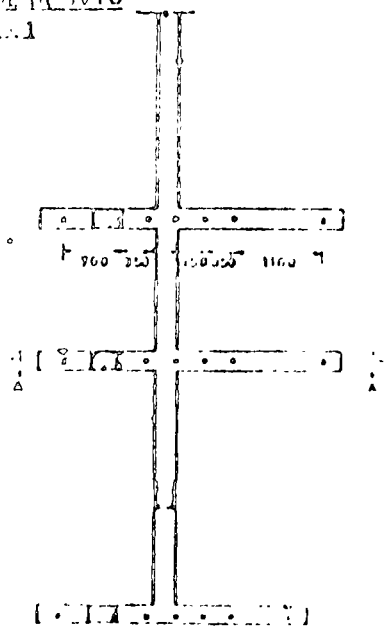
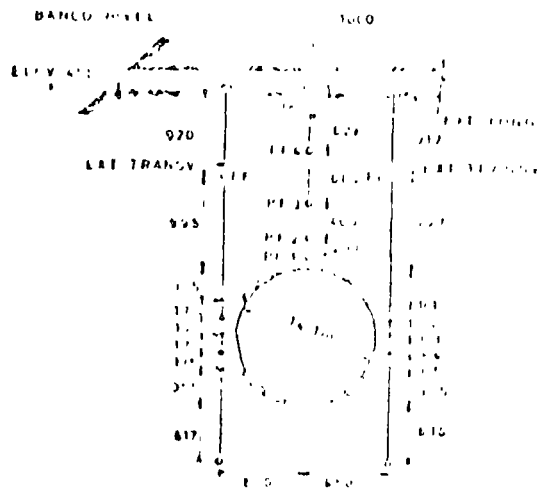
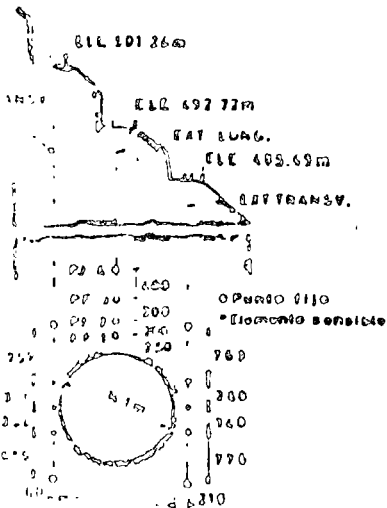
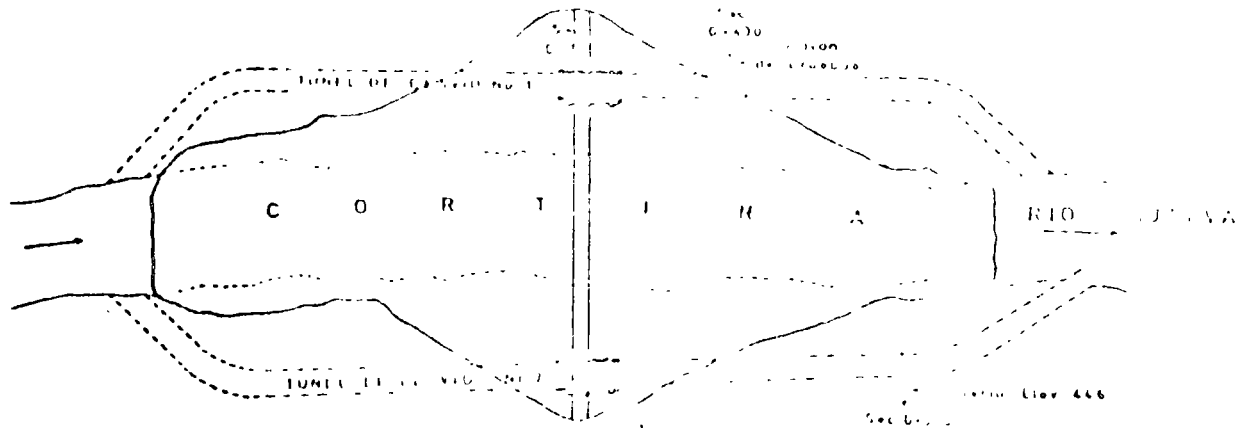


Fig. 19. Schematic diagram of the pressurized section and the accompanying stresses. (After Kechile.¹⁹)



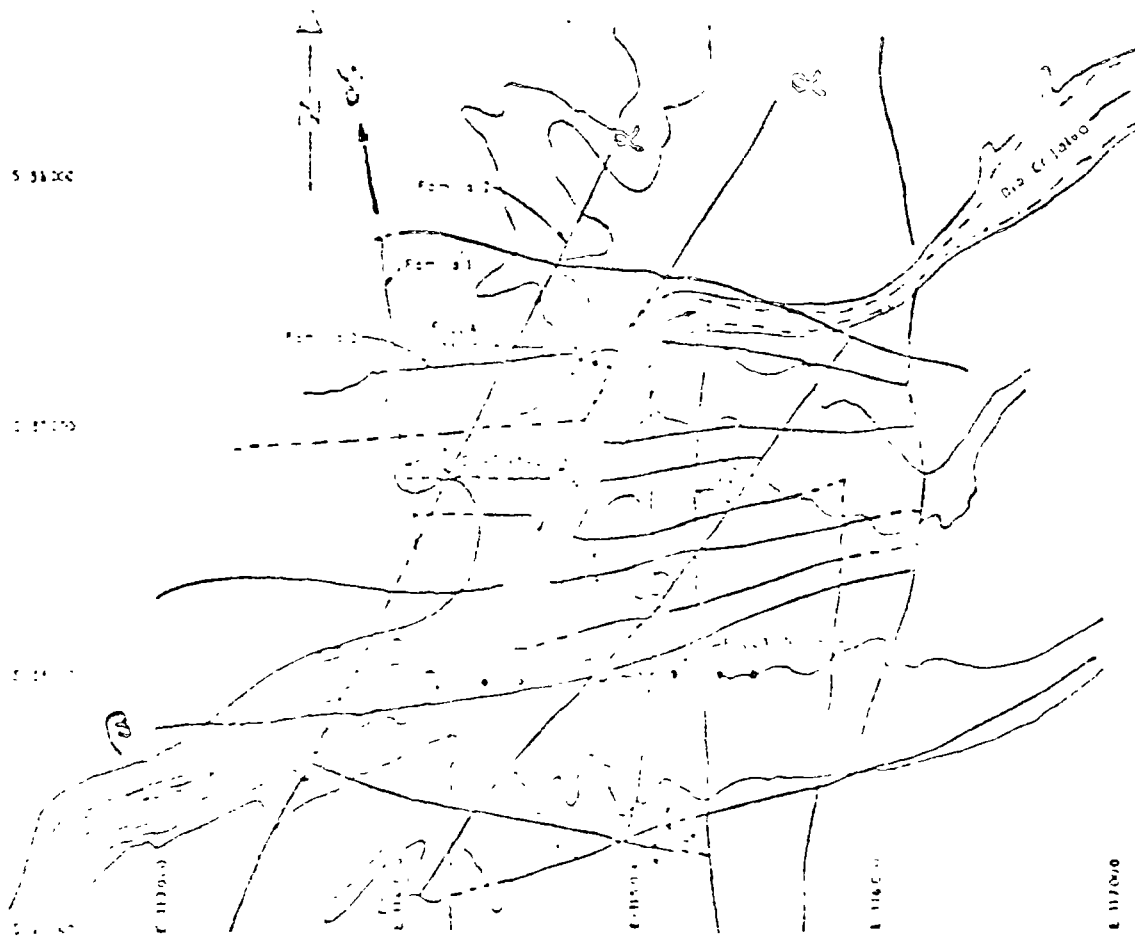
DISPOSITIVO DE... (partially obscured)

Elev 455.50	1
Elev 455.50	2
Elev 455.50	3
Elev 455.50	4
Elev 455.50	5
Elev 455.50	6
Elev 455.50	7
Elev 455.50	8
Elev 455.50	9
Elev 455.50	10
Elev 455.50	11
Elev 455.50	12
Elev 455.50	13
Elev 455.50	14
Elev 455.50	15
Elev 455.50	16
Elev 455.50	17
Elev 455.50	18
Elev 455.50	19
Elev 455.50	20
Elev 455.50	21
Elev 455.50	22
Elev 455.50	23
Elev 455.50	24
Elev 455.50	25
Elev 455.50	26
Elev 455.50	27
Elev 455.50	28
Elev 455.50	29
Elev 455.50	30
Elev 455.50	31
Elev 455.50	32
Elev 455.50	33
Elev 455.50	34
Elev 455.50	35
Elev 455.50	36
Elev 455.50	37
Elev 455.50	38
Elev 455.50	39
Elev 455.50	40
Elev 455.50	41
Elev 455.50	42
Elev 455.50	43
Elev 455.50	44
Elev 455.50	45
Elev 455.50	46
Elev 455.50	47
Elev 455.50	48
Elev 455.50	49
Elev 455.50	50

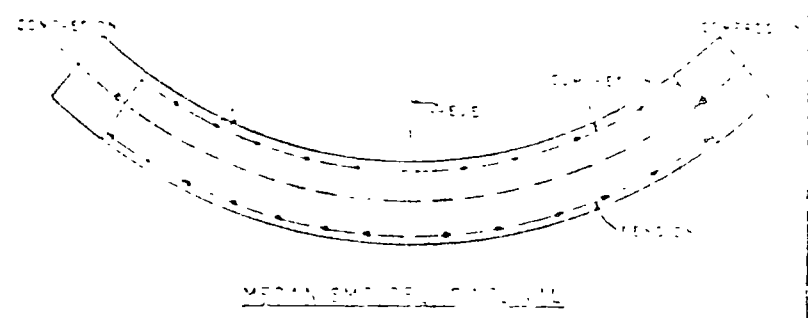
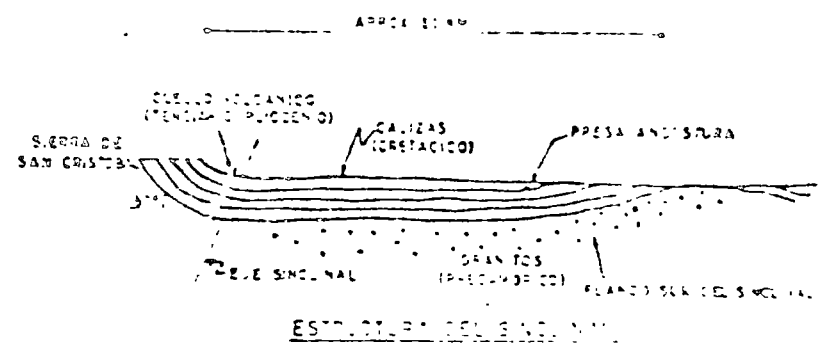
A-INCLINOMETRO
 O-EV LONGITUDINAL
 B-EV TRANSVERSAL
 C-SITIO DE PRUEBAS

LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 CASA DE MAQUINAS

LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 Y SITIO DE PRUEBAS

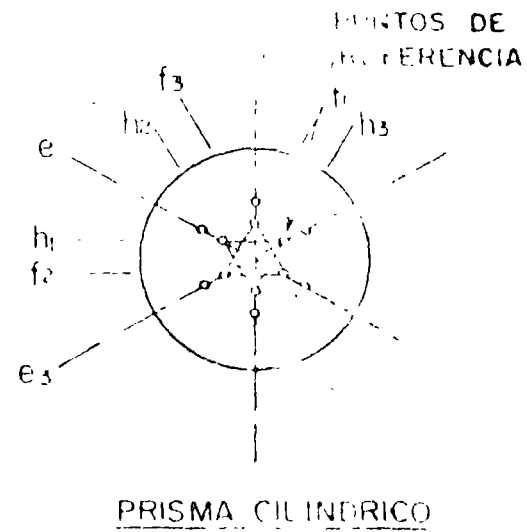
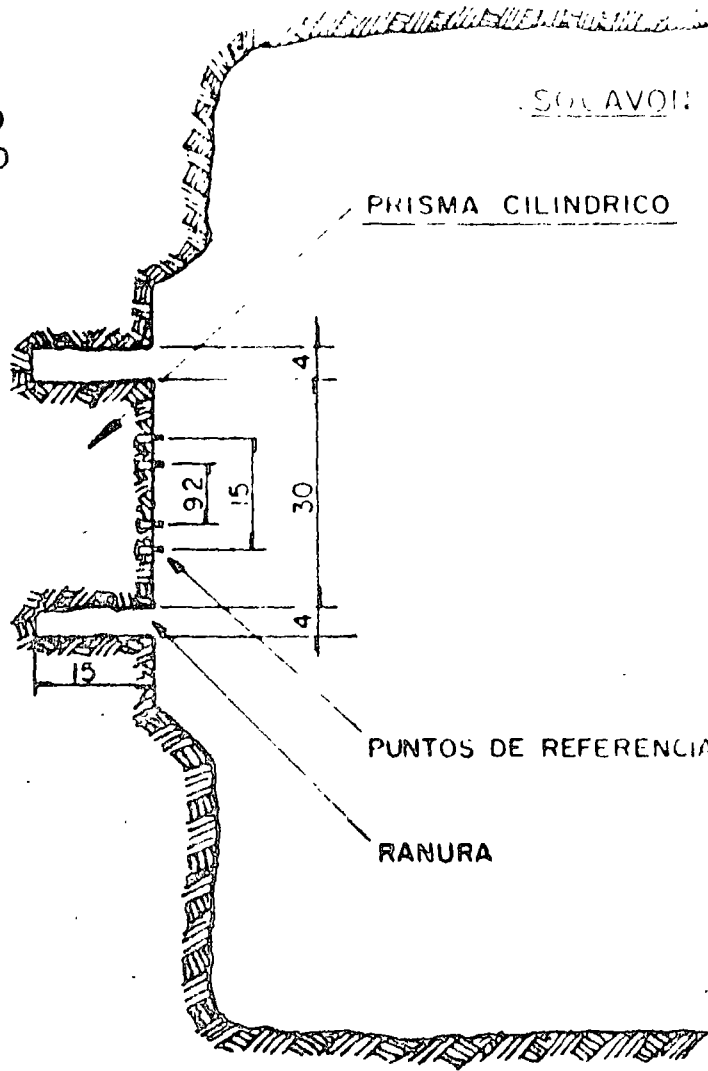


SISTEMAS DE FRACTURAS EN EL SITIO DE LA PIEDRA
DE ANTOSTURA



ESTRUCTURA DEL EJE SINCLINAL
MEDIANERA DEL EJE SINCLINAL

MACIZO
ROCOSO



Acotaciones en cm.

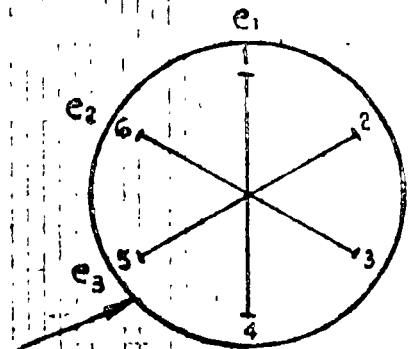
"PRUEBA DE ROSETA"

DIRECCION Y MAGNITUD DE ESFUERZOS INTERNOS METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1.- Pulido superficie de la roca.
- 2.- Colocación de puntos de referencia, fijandolas con epoxy.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con precisión de 0.001 mm.
- 4.- Barrenación de la ranura de forma circular de 30 cm de diámetro, 15 cm de profundidad y 4 cm de ancho.
- 5.- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones en el prisma cilindrico de roca).
- 6.- Medición de estas deformaciones en tres direcciones a 60° .
- 7.- Obtención de la dirección de deformaciones principales.

Deformaciones transversales unitarias, ϵ , $\times 10^{-4}$

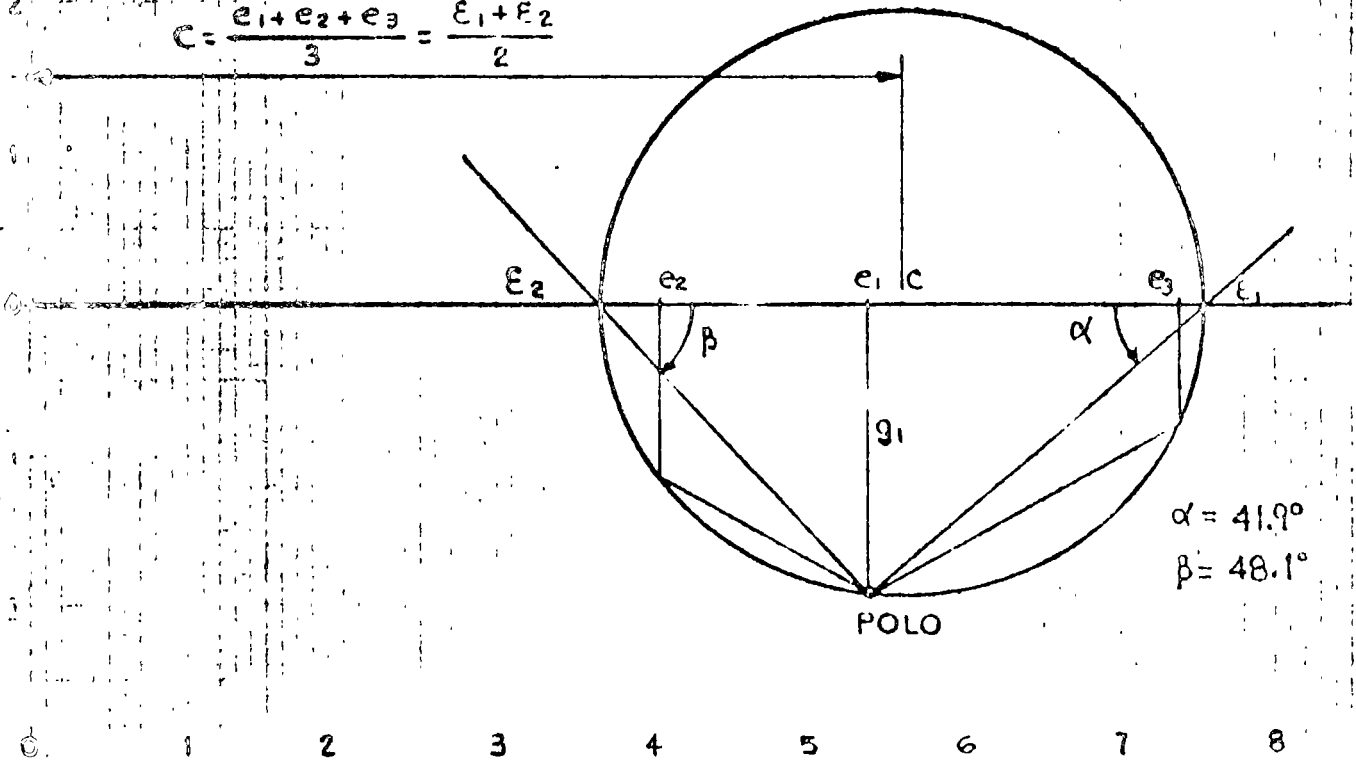


Línea	Dist. mm	Def. total mm	Def. unitaria $\times 10^{-4}$	Dirección
1-4	150.214	0.081	5.39	e_1
5-2	150.194	0.111	7.39	e_3
6-3	150.187	0.061	4.06	e_2

$$g_1 = \frac{e_2 - e_3}{\sqrt{3}} ; \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2} = c$$

Diámetro cilindro: 21 cm
Profundidad ranura: 21 cm

$$c = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$$



$\alpha = 41.9^\circ$
 $\beta = 48.1^\circ$

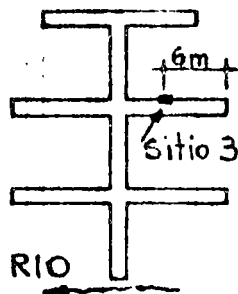
Deformaciones longitudinales unitarias, ϵ , $\times 10^{-4}$

— DIRECCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES — "ROSETA DE DEFORMACIONES"

Galería N° 3

Galería N° 2

Galería N° 1



— P.H. ANGOSTURA, CHIS. —
— CASA DE MAQUINAS —

Fig. 23

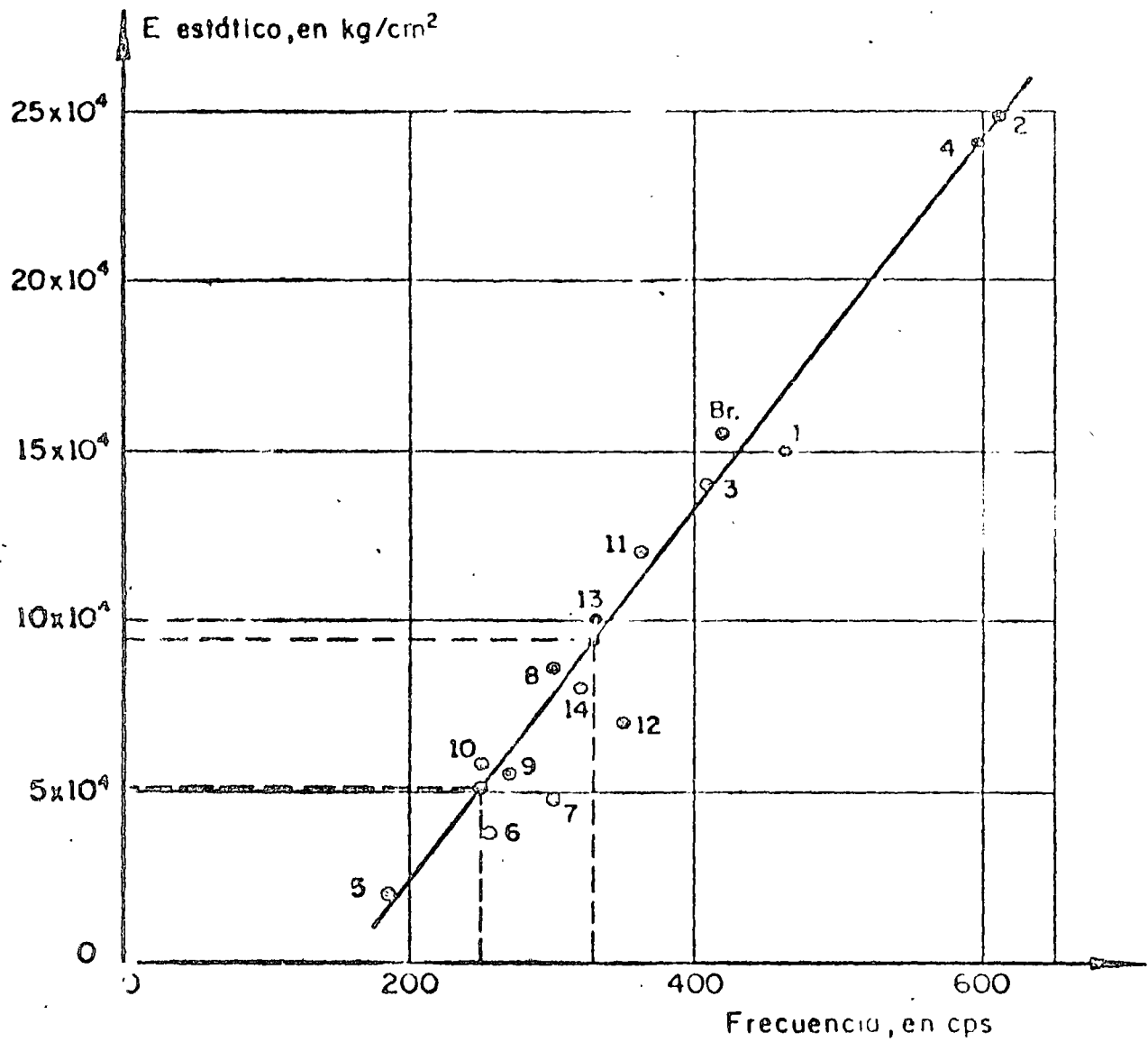
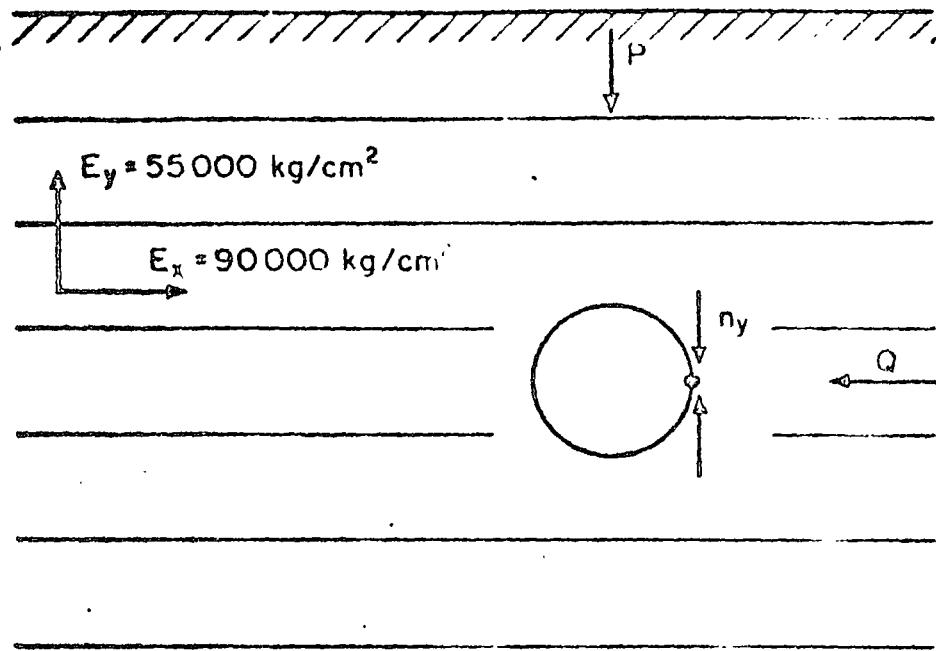


Fig 24 Relación experimental entre el módulo estático medido con placa y la frecuencia de la onda transversal

TABLA 1. POLEAS DE ALIVIO DE ESFUERZ

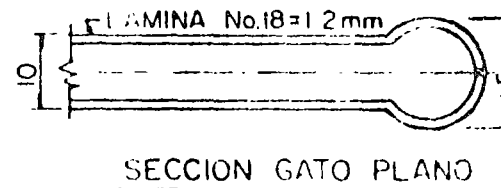
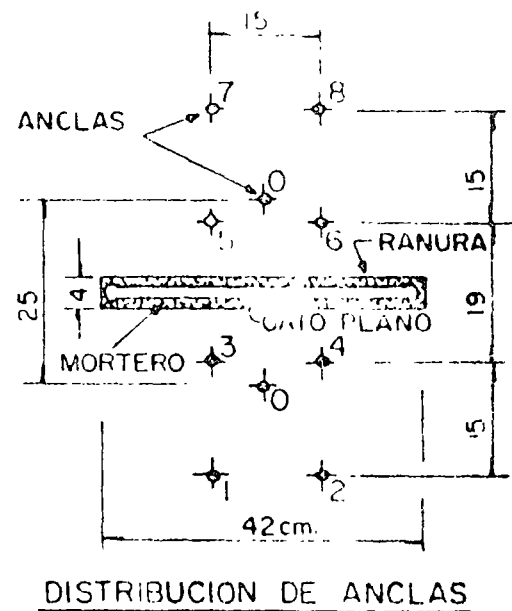
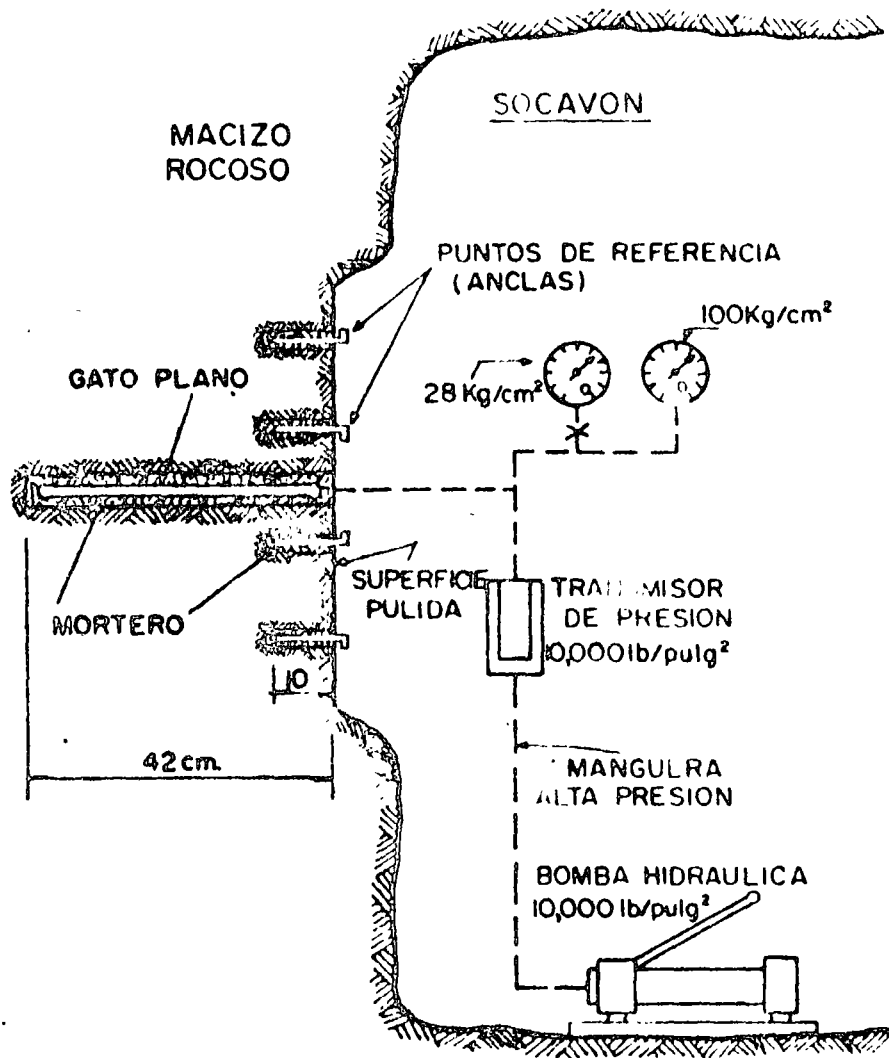
Sitio Nº	$\epsilon_x \times 10^4$ promedio	$\epsilon_y \times 10^4$ promedio	$\frac{1}{2} \gamma_{xy} \times 10^4$ promedio	n_x kg/cm ²	n_y kg/cm ²	t_{xy} kg/cm ²	Observaciones
2	7	9.2	-3.5	102.8	81.2	-14	Diámetro del cilindro de prueba: 15 cm Profundidad de la ranura: 7.5 cm
2	6.5	6.7	-4.0	90.3	63.1	-15	Diámetro del cilindro de prueba: 15 cm Profundidad de la ranura: 15 cm
3	6.2	5.3	-1.9	84.8	52.2	-7.8	Diámetro del cilindro de prueba: 21 cm Profundidad de la ranura: 21 cm
5	5.2	11.0	3.0	88.0	88.3	12.0	Diámetro del cilindro de prueba: 15 cm Profundidad de la ranura: 7.5 cm
5	3.5	12.3	3.1	74.0	92.4	12.4	Diámetro del cilindro de prueba: 15 cm Profundidad de la ranura: 15 cm
6	9.4	5.1	1	120.5	67.5	4.0	Diámetro del cilindro de prueba: 21 cm Profundidad de la ranura: 21 cm
9	10.0	4.9	0.4	123.7	62.8	1.5	Operador 1. Diámetro del cilindro de prueba: 30 cm Profundidad de la ranura: 15 cm
9	9.3	6.1	0.4	111.4	65.9	1.6	Operador 2. Diámetro del cilindro de prueba: 30 cm Profundidad de la ranura: 15 cm
9	9.5	5.8	0.3	120.7	65.5	1.2	Operador 3. Diámetro del cilindro de prueba: 30 cm Profundidad de la ranura: 15 cm

Valor promedio de todos los sitios $n_x = 101.3$ kg/cm² $n_y = 71.0$ kg/cm² $t_{xy} = 0.6$ kg/cm²



$$n_y = (1 + \gamma_1)(1 + \gamma_2) \left[\frac{P(3 + \gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_1\gamma_2)}{(1 + \gamma_1)^2(1 + \gamma_2)^2} + \frac{Q(\gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_1\gamma_2 - 1)}{(1 - \gamma_1)^2(1 - \gamma_2)^2} \right]$$

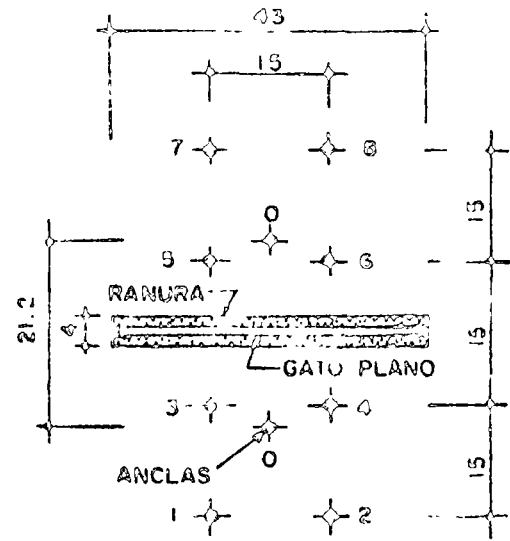
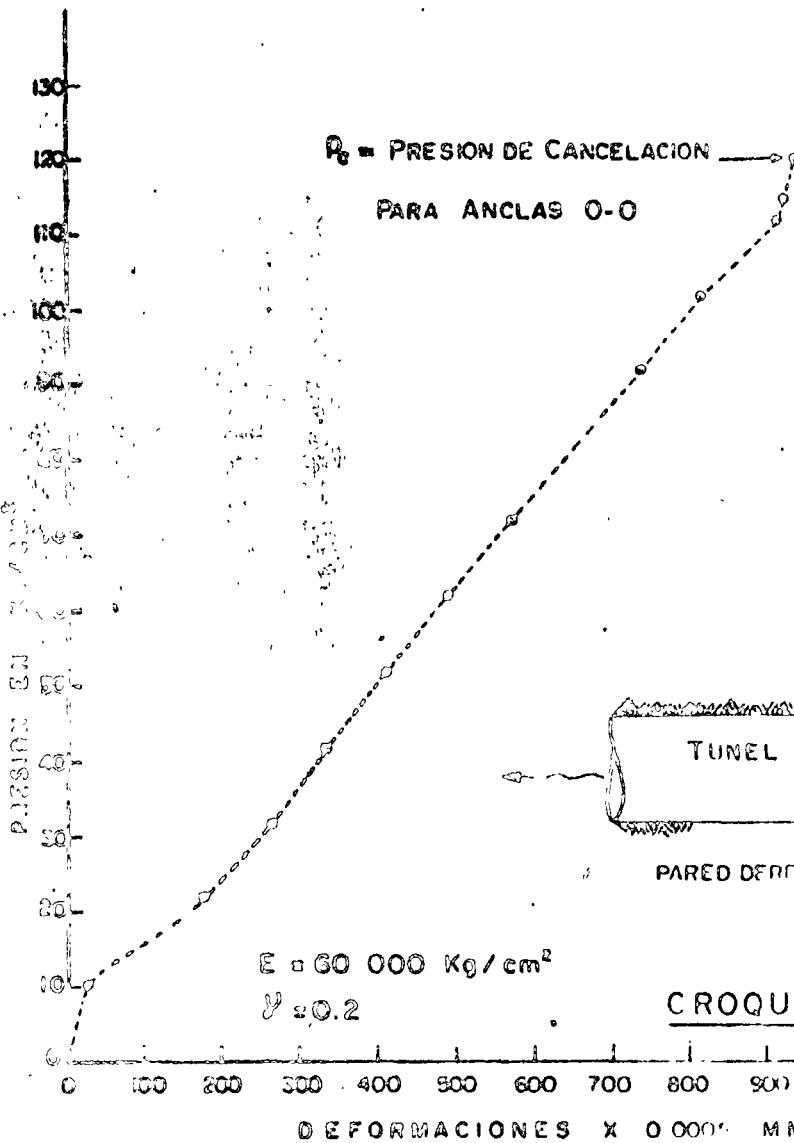
Fig.26 Túnel en un medio de anisotropía transversa



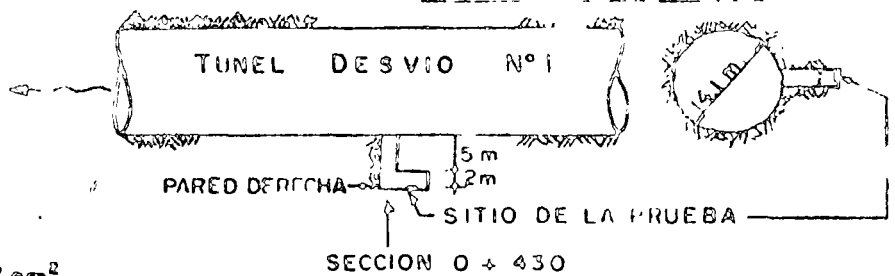
ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"
DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA
METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1- Pulido superficie de la roca.
- 2- Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con separación mínima de 0.0005.
- 4- Barrenación de la ranura de 42x42x4 cm.
- 5- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).
- 6- Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1 y 3 días después de haber hecho la ranura.
- 7- Inserción del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50 Kg/cm² a los 7 días.
- 8- Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9- Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.



VISTA DE FRENTE, PARED DERECHA
DISTRIBUCION DE ANCLAS



CROQUIS DE LOCALIZACION

LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO *

LINEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA 120 Kg/cm ² DE PRESION
1-3	915	795	50.5
1-4	540	670	52.5
2-4	485	550	-----
2-3	410	535	42.0
2-5	1090	50	101.9
3-6	1130	415	113.8
4-6	1180	225	-----
4-5	930	225	92.5
5-7	370	570	40.0
5-8	510	670	30.0
6-8	288	505	30.0
6-7	578	760	65.5
0-0	1090	155	109.0

* EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA

F. E. LAB. MEC DE ROCAS

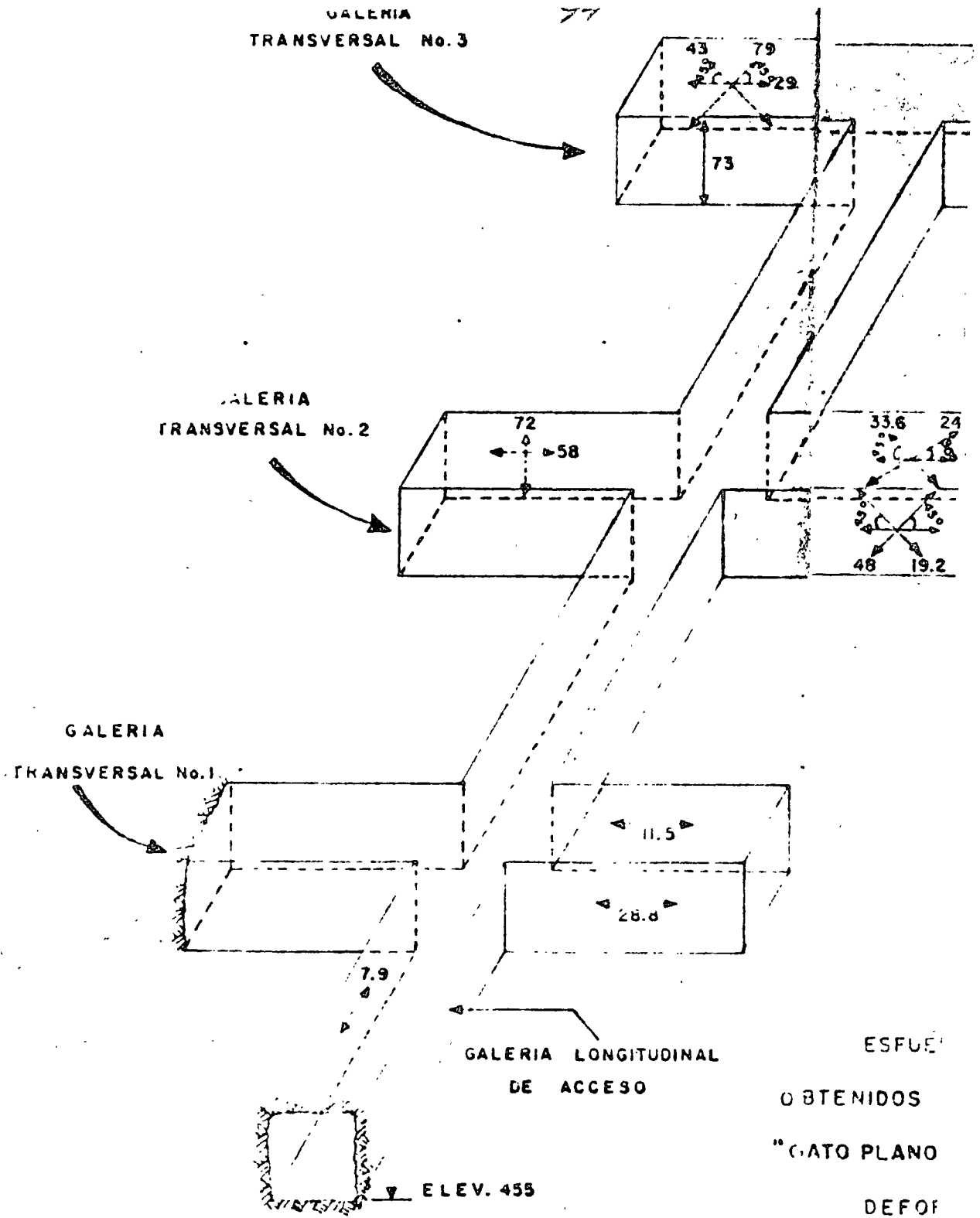
MAYO 16 DE 1970 OPERADOR ING. J.H.U. Y E. E. Q

P.H. ANGOSTURA, CHIS.
TUNEL DE DESVIO Nº1
SOCAVON DE PRUEBAS
SECCION 0 + 430

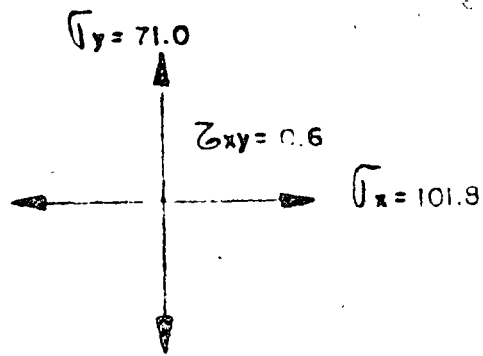
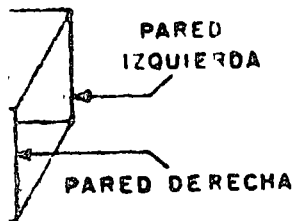
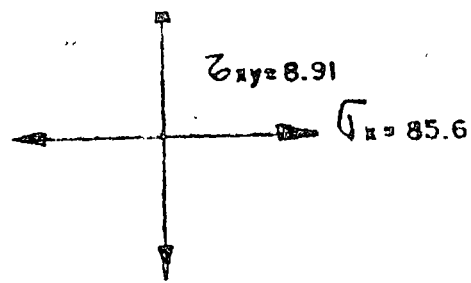
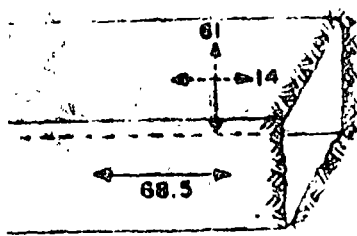
PRUEBA DE "GATO PLANO"
GATO EN POSICION HORIZONTAL
PRESION DE CANCELACION VERTICAL

$$p_n = \frac{p_c (c_j - d)}{c} = \frac{120(10.5 - 21.5)}{21.5}$$

$$p_n = 60.5 \text{ kg/cm}^2$$



GALERIAS DE EXPLORACION GEOLOGICA E INSTRUMENTACION SOBRE LA CAS DE MAQUINAS, MARGEN DERECHA.



Valores de esfuerzos normales calculados de ensayos de roseta de deformaciones

ESFUERZOS NORMALES
EN PRUEBAS DE
" y "ROSETA DE DEFORMACIONES"

CA
A

FIG. 29

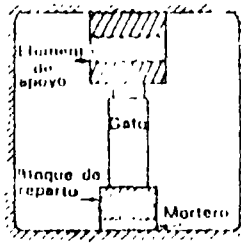


Figura 30 Ensayo de carga en un tunel

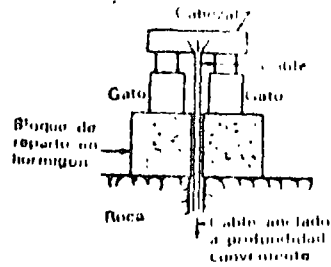


Figura 31 Ensayo con cable de anclaje

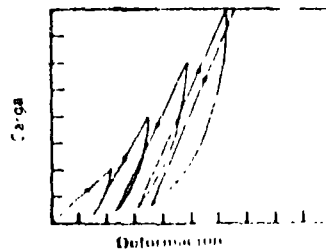
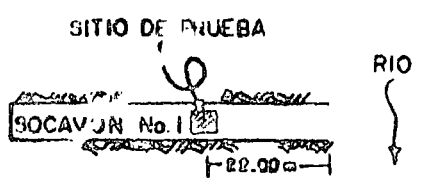
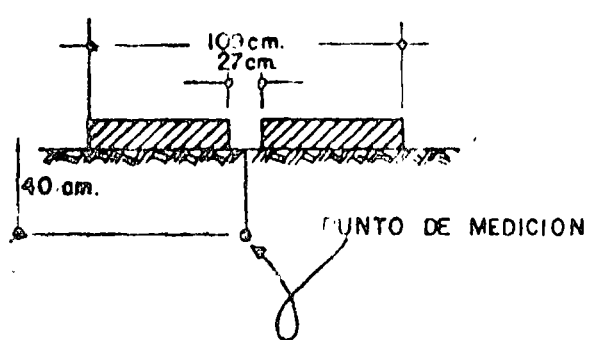


Figura 32 Tipica curva carga-deformacion

P. H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON No 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 PISO
 15 OCT 1974



$$E = \frac{\nu}{\delta} \left\{ [(1-\nu)z^2] \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] + (1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- Z = 40.0 cm.
- a₂ = 54.5 cm
- a₁ = 13.5 cm.
- ν = 0.25

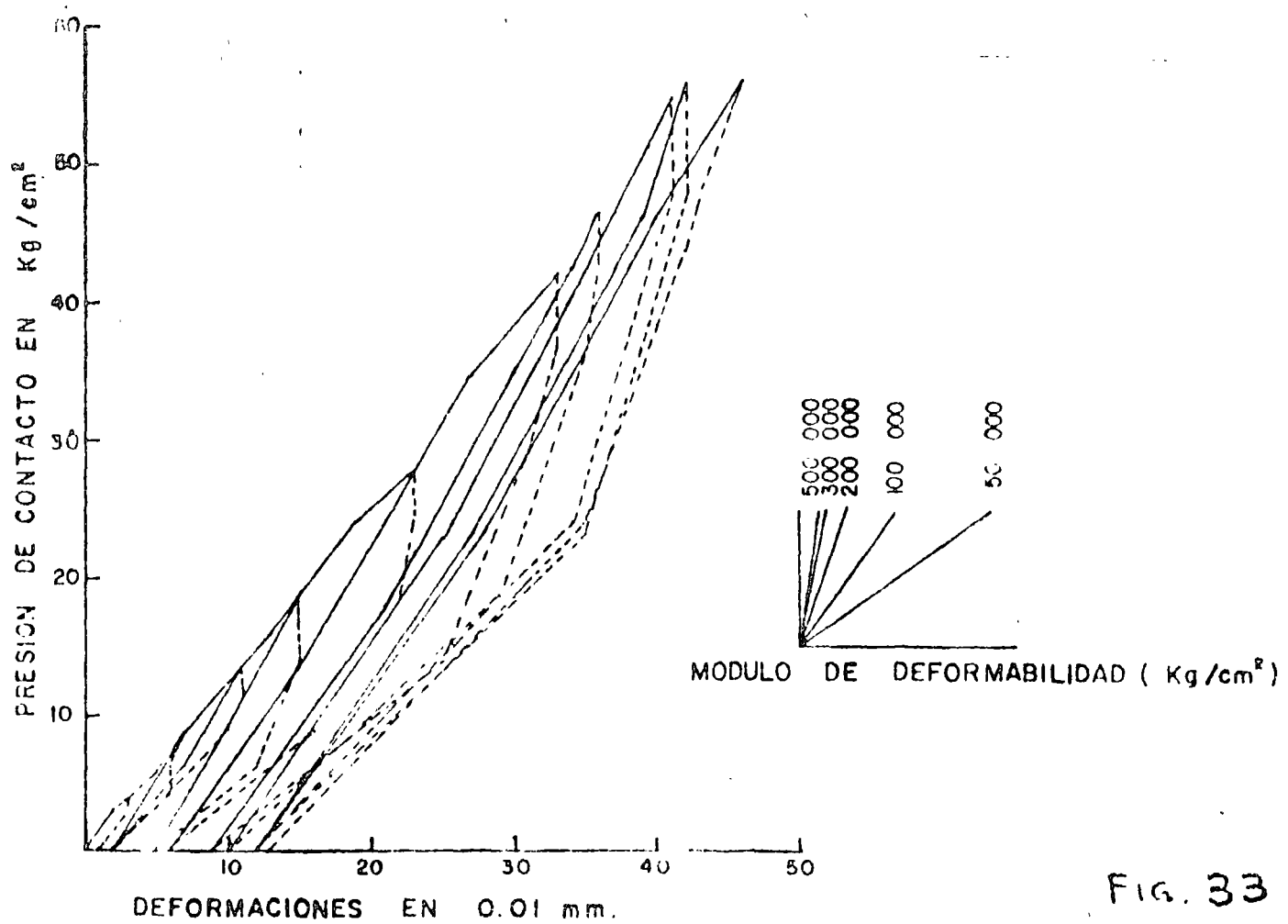


FIG. 33

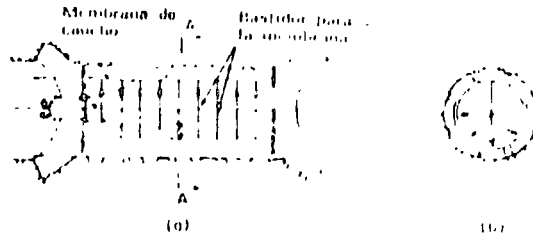


Figura 34 Ensayo de presión en galería normalizado (a) Galería en vista lateral (b) Sección A-A

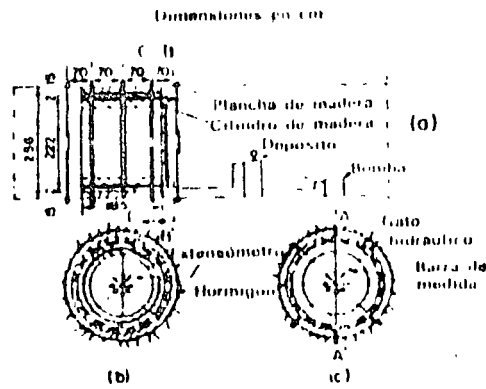
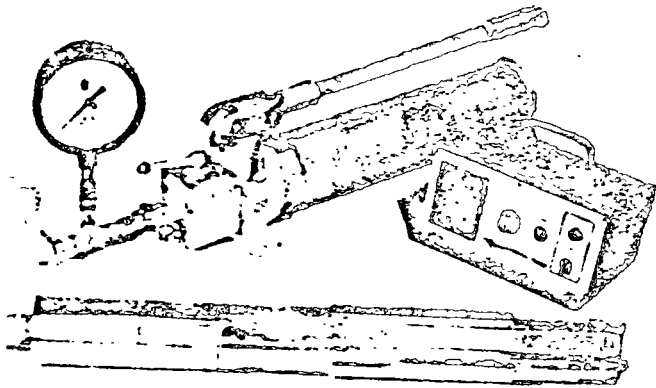


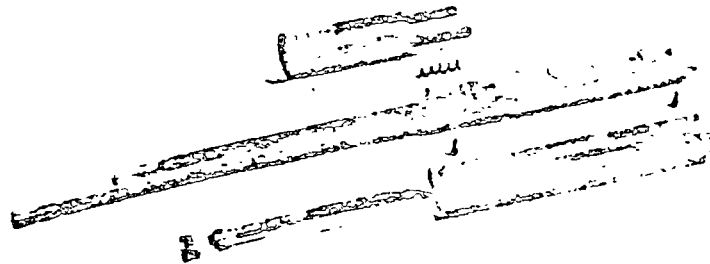
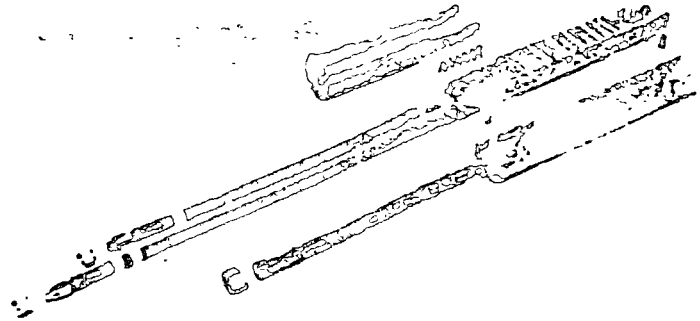
Figura 35 Gato radial. (a) Sección A-A ; (b) Sección B-B ; (c) Sección C-C' (dimensiones en mm)

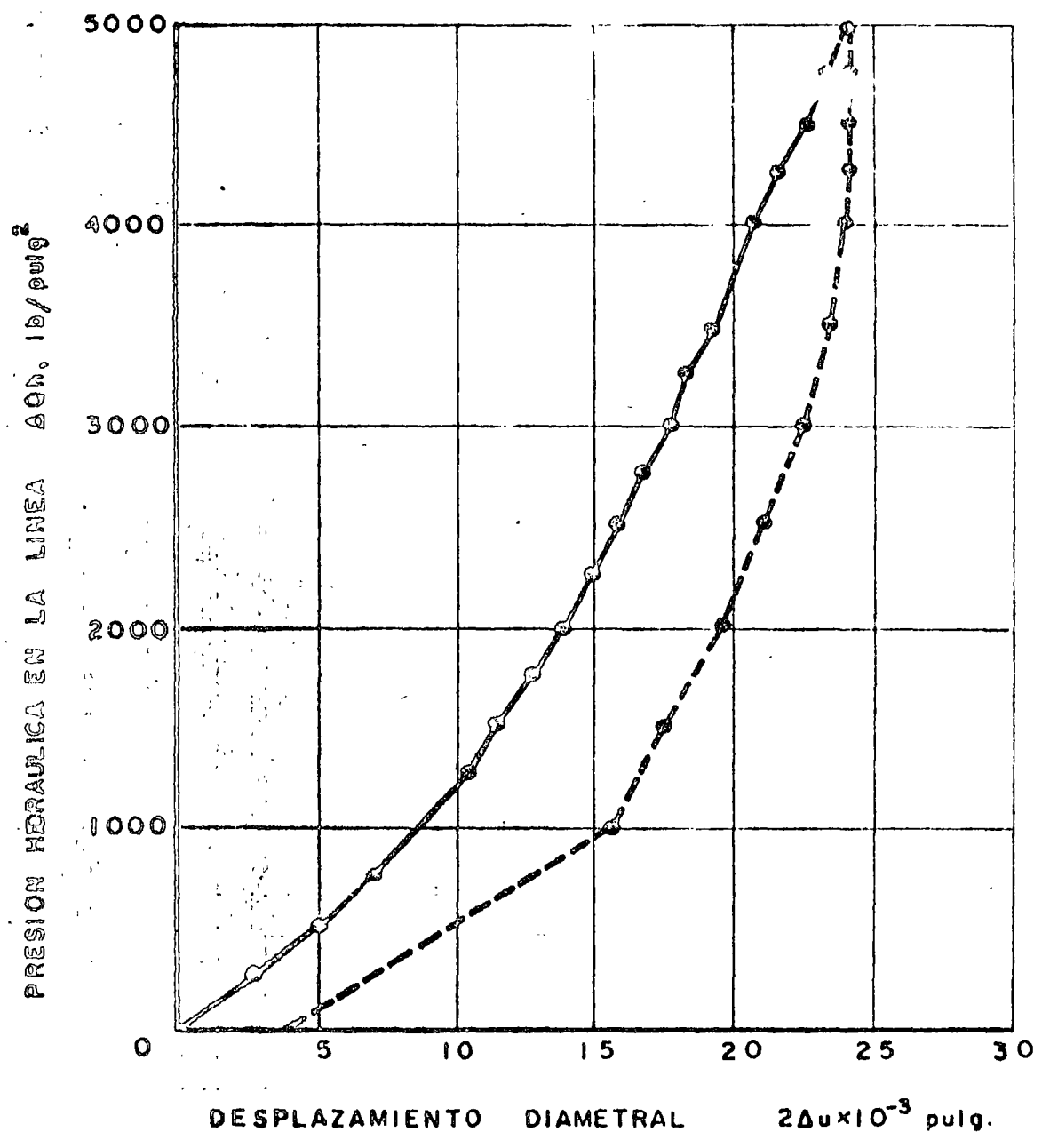


above: Goodman Jack System

above right: Model 52101

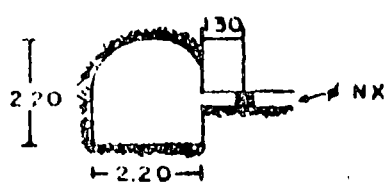
right: Model 52102





"MODULO DE ELASTICIDAD" $E = 3.05 \frac{\Delta Qh}{2\Delta u}$

INTERVALO DE PRESION (ΔQh) lb/pulg ²	DESPLAZAMIENTO ($2\Delta u$) x 10 ⁻³ pulg	MODULO ELASTICO E lb/pulg ² x 10 ⁶	Kg/cm ² x 10 ³
CARGA 1000 - 5000	15.0	0.82	58
DESCARGA 5000 - 1000	8.5	1.49	105



P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.
PRUEBA CON GATO GOODMAN
 POSICION VERTICAL

Fig. 37

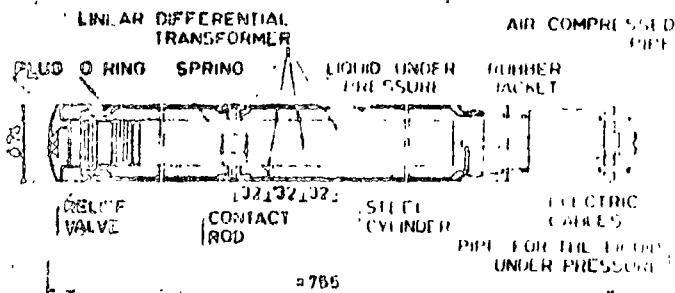


Fig. 10

Dilatometer — Dilatomètre — Dilatometer
 Linear differential transformer — Transformateur différentiel
 Wrecker — Differenzialtransformer
 Plug — Bouchon — Stöpsel
 Ring — Anneau d'étanchéité — Dichtring
 Spring — Ressort — Feder
 Liquid under pressure — Liquide sous pression — Unter Druck
 stehende Flüssigkeit
 Rubber jacket — Chemise en caoutchouc — Gummimantel
 Air compressed pipe — Tuyau de l'air comprimé
 — Pressluftrohr
 Relief valve — Soupape d'échappement — Ablaufventil
 Contact rod — Tige de contact — Kontaktstab
 Steel cylinder — Cylindre en acier — Stahlzylinder
 Electric cables — Câbles électriques — Elektrische Kabel
 Pipe for the liquid under pressure — Tuyau contenant le liquide
 sous pression — Rohr mit der unter Druck stehenden Flüssigkeit

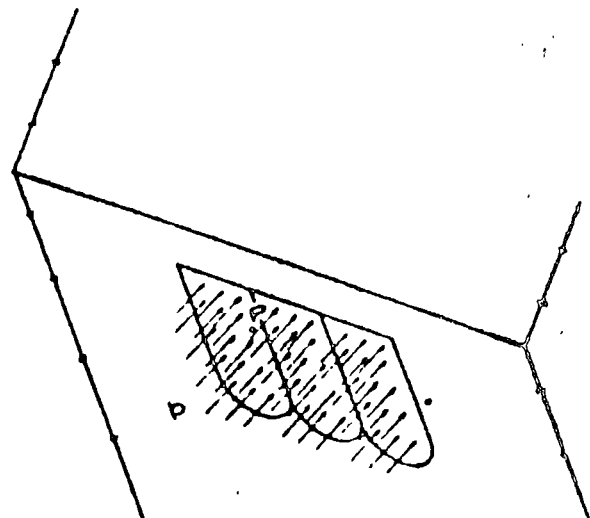
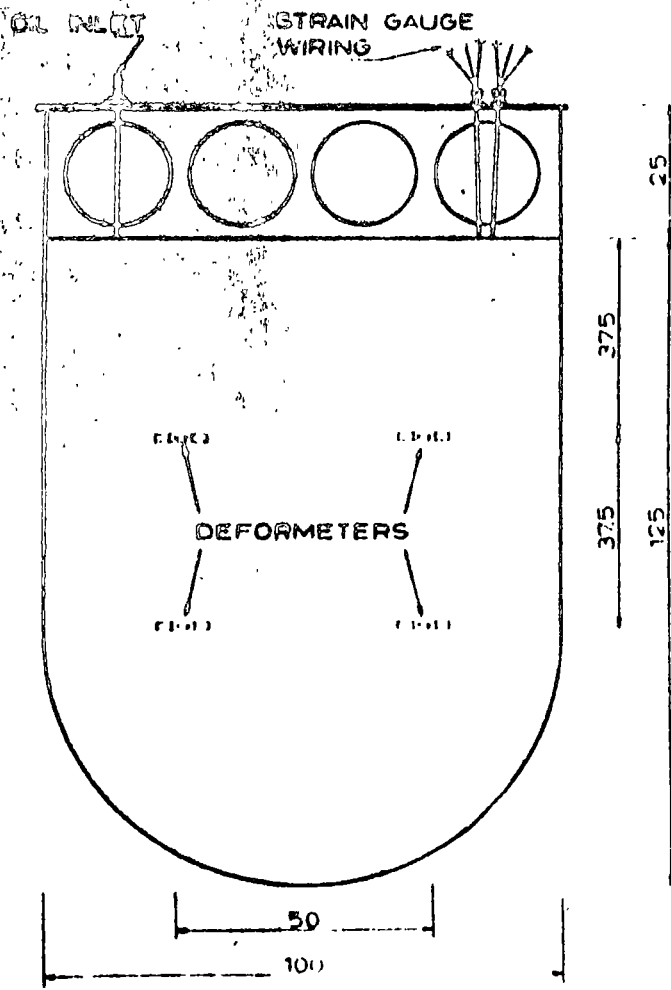
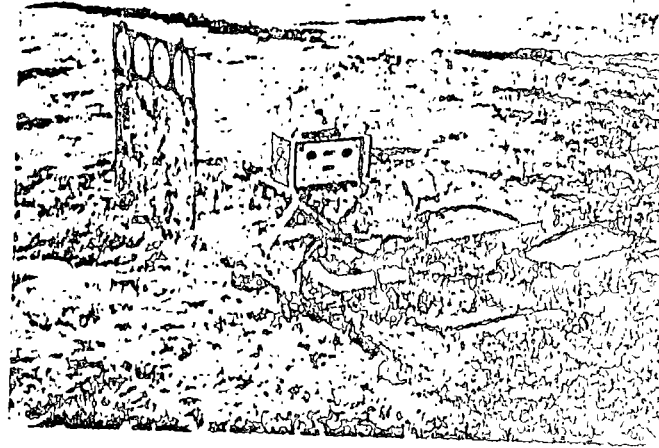
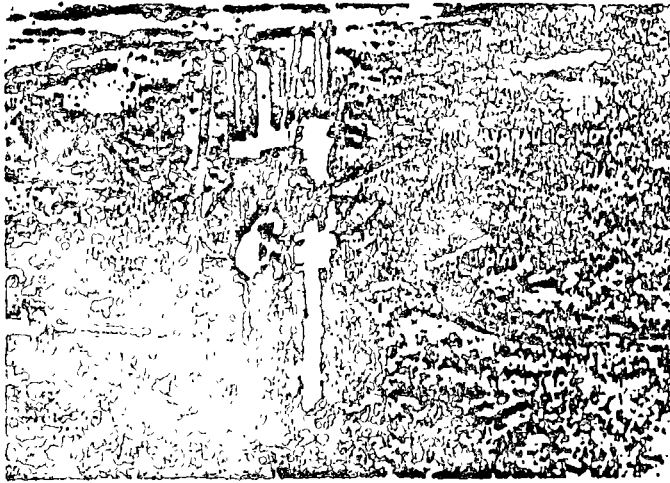
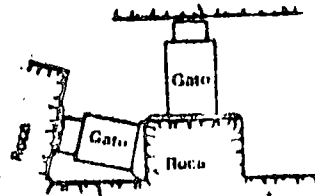


FIG. 39



Ensayo de corte *in situ*

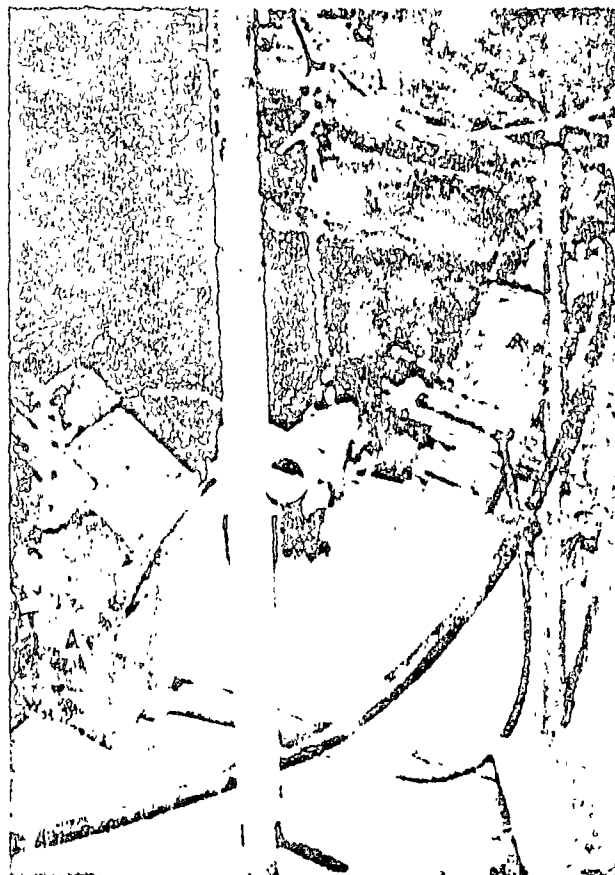
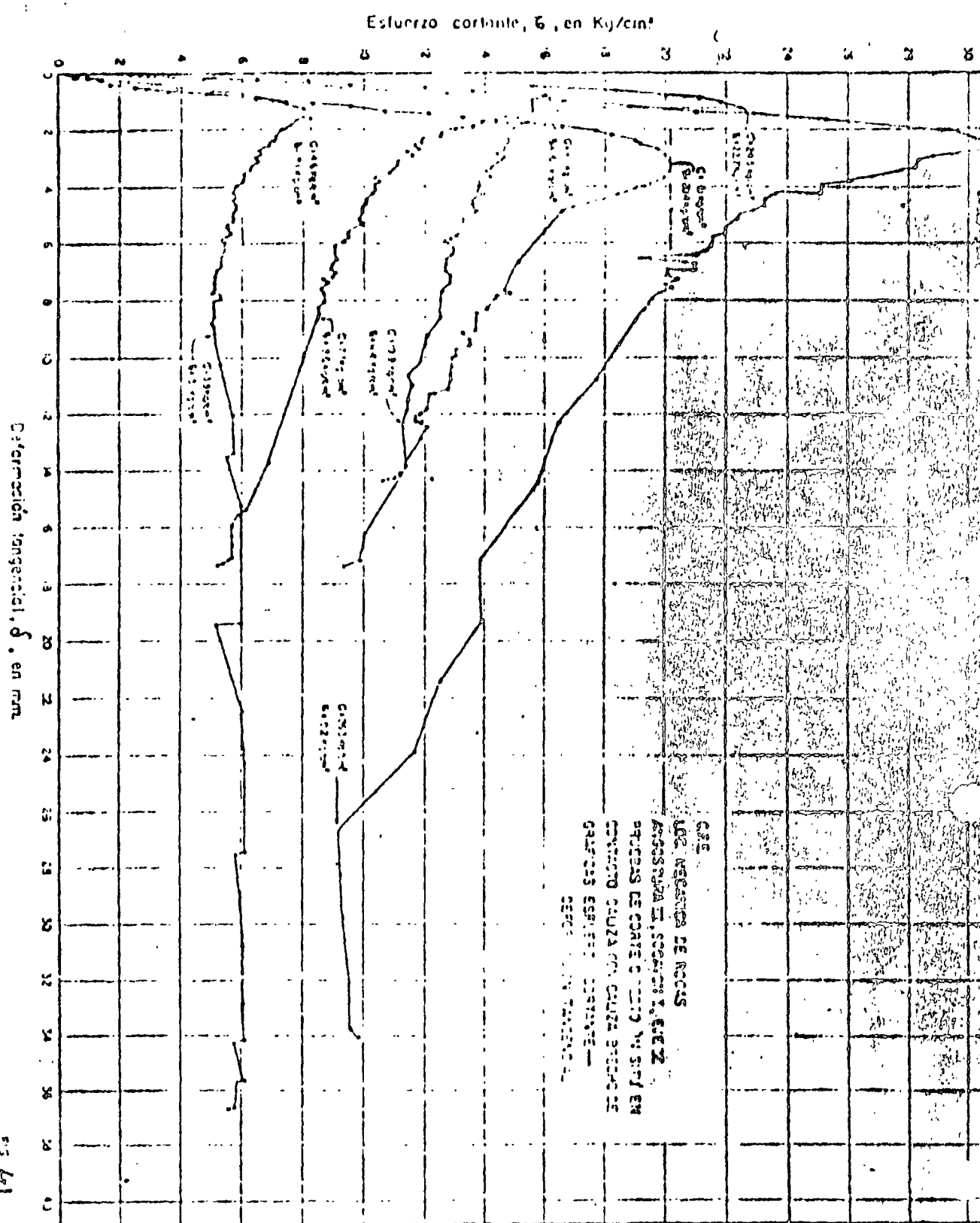
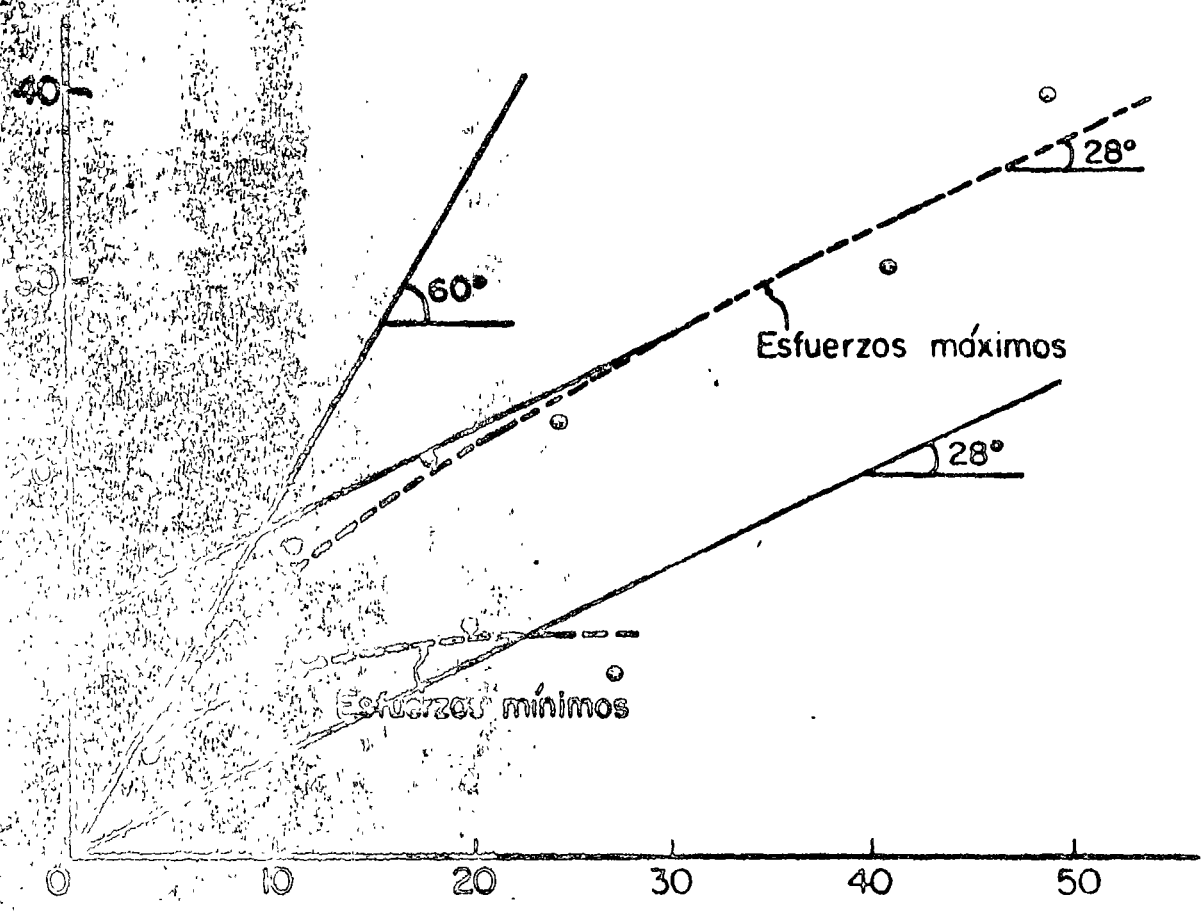


Fig. 40



CITE
 U.S. REGISTRO DE NEGOCIOS
 ANOS 1924 Y 1925
 OFICINAS DE COMERCIO Y AGENCIAS
 COMERCIALES EN LA CIUDAD DE GUAYAMA
 DEPARTAMENTO DE ECONOMIA Y FINANZAS

101



Esfuerzos normales, σ , en Kg/cm^2

ENVOLVENTE DE MOHR

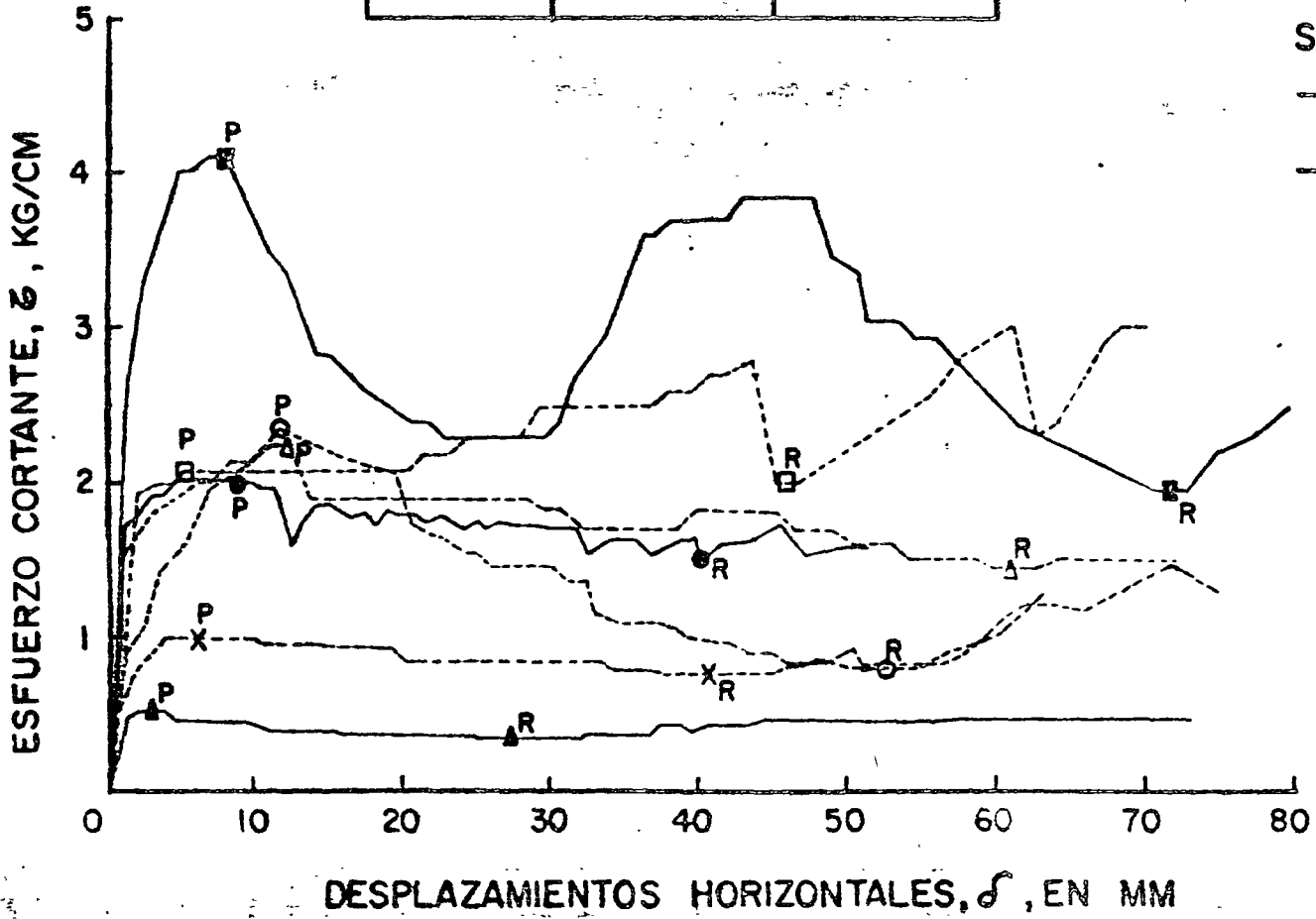
C. F. E.
 O.E.E. MECANICA DE ROCAS
 ANGOSTURA III SOCAVON 1, EJE V

PRUEBAS DE CORTE DIRECTO "IN SITU" EN
 CONTACTO CALIZA CON CALIZA BRECHOIDE
 EN PROBETAS PRISMATICAS DE 65x65x10 CM

ENERO 1969

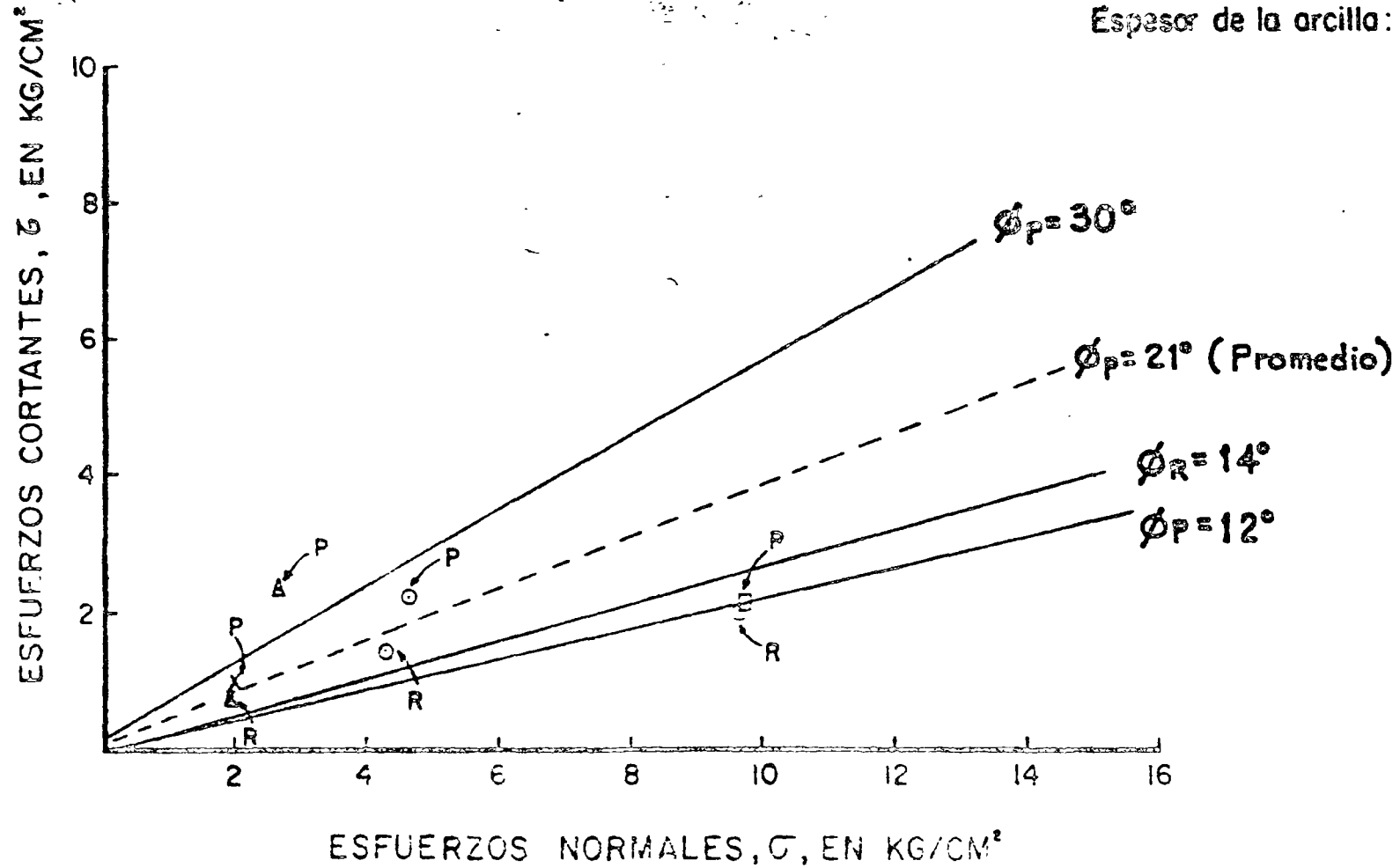
P. CHICOMASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No. 7
 PRUEBA DE CORTE DIRECTO
 "IN SITU" EN ARCILLAS
 Dimensiones del espécimen de roca:
 60x60x30cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7cm.

GRAFICA	ESFUERZO P, KG	NORMAL S, KG/CM ²
△—△	2.00	2.00
○—○	5.00	4.70
□—□	7.00	10.20
△---△	2.00	1.50
○---○	5.00	4.30
□---□	9.70	9.65
X---X	2.00	1.90



Simbología
 — Con contenido de agua natural
 - - - Saturada (no se sabe cuantitativamente el grado de saturación)
 P - Peak
 R - Residual

R.H. CHICOASEN, CHIS.
MARGEN IZQUIERDA
SOCACION No. 7.
PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
EN ARCILLAS SATURADAS
 Dimensiones del espécimen de roca:
 60x60x30 cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7 cm.



PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

TOMADO DE LOS APUNTES DEL
CURSO DE MECANICA DE ROCAS
DEL ING. JESUS ALBERRO A.

"PRUEBAS DE PERMEABILIDAD IN SITU"

1. INTRODUCCION

La permeabilidad de una masa de roca, afectada por numerosas superficies de discontinuidad como diaclasas, juntas, fracturas, etc., se debe preponderantemente a éstas. Por tanto, no se puede cuantificar en forma satisfactoria el valor del coeficiente de permeabilidad del macizo rocoso con sólo efectuar pruebas de laboratorio sobre núcleos extraídos de sondeos. Es preciso, en tal caso, llevar a cabo pruebas de campo con el fin de estudiar la masa en conjunto.

En el caso de los aluviones, cuyas características mecánicas prohíben la obtención de muestras representativas, también resulta necesario realizar pruebas de campo que no afecten en forma notoria la estructura del material.

Tales pruebas de campo son de suma importancia; los datos de ellas obtenidos son útiles en numerosos casos prácticos: filtraciones en las cimentaciones de las presas, en los túneles sin revestir, bombeo para abastecimiento de agua, etc.

El tipo de prueba de permeabilidad de campo, útil en cada caso particular depende de numerosos factores, tales como: tipo de material, localización del nivel freático, homogeneidad o heterogeneidad, en cuanto a permeabilidad se refiere, de los distintos estratos de suelo, etc. La selección del tipo de prueba por realizar es, por tanto, un problema delicado que requiere atención. En la Tabla I, tomando en cuenta ciertas características del problema bajo estudio, se discute la aplicabilidad de los diversos tipos de pruebas de permeabili

dad. Con esta tabla, se pretende únicamente orientar la selección del tipo de prueba por efectuar.

TABLA I
APLICABILIDAD DE LAS PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

Materia	Localización del nivel freático	Descripción del material		Prueba Lugeon	Prueba Sefrane	Bombeo con medición del cono de abat.	Bombeo con elevación de piezómetros	Métodos Massey-Nasberg	Trazado de radios activos	Muestreo molecular
		Homogeneidad	Mayor grado de turidez							
Sedimentos	Por encima del nivel freático	Homogeneidad	Mayor grado de turidez					X		
		Heterogeneidad	Poco de turidez					X		X
	Por debajo del nivel freático	Heterogeneidad	Mayor grado de turidez	X						
		Heterogeneidad	Poco de turidez	X	X				X	X
Almacén	Por encima del nivel freático	Heterogeneidad						X		
		Heterogeneidad						X		
	Por debajo del nivel freático	Heterogeneidad		X	X					
		Heterogeneidad		X			X		X	X

Cada tipo de prueba se analiza con métodos de cálculo más o menos elaborados; sin embargo, los resultados obtenidos de los diversos métodos de interpretación propios de cada prueba, son muy semejantes; la atención debe enfocarse por tanto en la forma en que se llevó a cabo la prueba, ya que dependiendo de los procedimientos utilizados, los resultados pueden ser muy diferentes.

2. PRUEBAS LUGENON

2.1 Descripción e hipótesis

Es una prueba de inyección de agua a presión en tramos de perforación, que tiene por objeto formarse una idea aproximada de la permeabilidad en grande, o sea, la debida a las fisuras de la roca. Se varía la longitud de los tramos probados, así como, la presión de inyectado del agua. La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 litro de agua por minuto, por metro de sondeo y con una presión de inyección de 10 kg/cm^2 .

Alomando en esta descripción escueta, señalaremos la influencia de los diversos factores que intervienen en esta prueba:

- longitud de los tramos
- presiones de inyección
- tiempo de estabilización

2.1.1 Longitud de los tramos

Se acostumbra realizar la prueba en tramos de 5 m; sin embargo, la longitud del tramo de prueba no debe fijarse rígidamente, sino que, por lo contrario, ha de adaptarse a la naturaleza del terreno. En un material interestratificado con estratos de permeabilidad muy variable y de espesor menor a 5 m, resulta preciso reducir la longitud del tramo de prueba con objeto de obtener resultados referentes a un sólo estrato. En tal caso, evidentemente, el procedimiento que consiste en fijar los tramos de prueba posteriormente a la perforación y clasificación de las muestras extraídas, es preferi-

ble, de no ser que las paredes de la perforación sean inestables. En numerosos casos, resulta muy adecuado el empleo de tramos de prueba de longitud reducida (1 m o aun menos) con objeto de analizar detalladamente zonas de características excepcionales; por ejemplo, es saludable la práctica que consiste en aislar con empaques una zona en donde se notó pérdida del agua de perforación y probarla.

Por lo contrario, en caso que la masa de roca por estudiar sea homogénea, se podrá prefijar la longitud del tramo de prueba, a priori, por ejemplo en 5 m y llevar a cabo la serie de pruebas simultáneamente con el avance de la perforación. Sin embargo, si se mantiene constante la longitud del tramo de prueba, resulta imposible formarse una idea precisa de la fisuración de la roca. En efecto, si un tramo de cinco metros de longitud, absorbe 50 litros por minuto bajo una presión de 10 kg/cm², esto puede deberse a la presencia de una sola fisura grande, ó a 10 fisuras de dimensiones reducidas, ó a 100 fisuras muy finas. Para tener un conocimiento más detallado de la fisuración de la roca es necesario, en este tramo de 5 m, efectuar las pruebas metro por metro. En caso que exista una fisura única en el tramo de 5 m, en 4 de las pruebas efectuadas con longitud de 1 m la absorción será nula, mientras la 5a. lo absorberá todo. En el caso de una distribución homogénea de las fisuras a lo largo de los 5 m del tramo, las absorciones medidas en las 5 pruebas serán idénticas.

Las anteriores consideraciones explican la falta de correla-

ción existente entre los resultados de las pruebas Lugeon y la penetrabilidad de lechadas de agua cemento, para inyecciones. En efecto, la abertura y número de las fisuras existentes en dos masas de roca pueden ser muy variables, aun cuando las pruebas Lugeon dan resultados idénticos para las dos formaciones.

2.1.2 Presiones de inyección

Con objeto de obtener la curva de gastos de absorción en función de la presión de inyección, se varía en un mismo tramo dicha presión. La secuencia de presiones de inyección aplicadas es, por ejemplo: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 kg/m².

La presión que se toma en cuenta en los cálculos, es la leída en el manómetro corregida por pérdidas de carga en la tubería y altura del nivel freático con respecto al tramo probado, como lo veremos con detalle al hablar de la interpretación de las pruebas.

Las formas de las curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección son muy variables, y se discutirán en el inciso 2.4.

2.1.3 Tiempo de estabilización

Los gastos de absorción útiles para la interpretación de los datos son los obtenidos cuando el flujo de agua que penetra en el terreno está estabilizado. Por tanto, es preciso mantener durante un tiempo mínimo (5 a 10 minutos) la presión y, verificar que en ese lapso de tiempo el gasto es constante.

2.2 Equipo necesario

Los elementos necesarios para llevar a cabo una prueba Luge-
on son:

- a) Un obturador o empaque de las diferentes formas conocidas con su correspondiente tubo de inyección
- b) Una bomba
- c) Un medidor de gastos de agua
- d) Un cronómetro, o en su defecto, un reloj con segundero
- e) Uno o varios manómetros
- f) Agua
- g) Herramienta diversa

A continuación señalaremos los problemas planteados por cada uno de estos elementos.

2.2.1 Obturadores

Para esta prueba es preciso aislar el tramo por probar. No existe un obturador ideal, de colocación fácil y rápida cuya impermeabilidad sea perfecta y adecuada para cualquier tipo de terreno. Son numerosos los tipos de obturadores, y se pueden clasificar en distintas categorías:

- obturadores mecánicos; se comprime una serie de rondanas de hule por medio de una doble columna de tubos (Fig. 1). Así comprimidas, las rondanas se expanden y sellan el tramo por probar, presionando sobre las paredes de la perforación. Este tipo de obturador funciona satisfactoriamente, pero su colocación es lenta y conviene únicamente para perforaciones de diámetro mayor que 90 mm .

- obturador de copa de cuero (Fig. 2). Bajo el efecto de la

presión de inyección, una serie de copas de cuero se acuña contra las paredes de la perforación. Para que este dispositivo dé resultados satisfactorios, es preciso que las copas de cuero estén prácticamente en contacto con las paredes antes de la aplicación de la presión. Este tipo de obturador necesita que las perforaciones sean muy regulares y perfectamente cilíndricas. Además, sufren mucho durante la etapa de recuperación, debido al giro que se les impone.

- obturadores neumáticos (Fig. 3). Constan de cubiertas cilíndricas de hule que se inyectan con aire comprimido. Estos obturadores son muy eficientes, pero su colocación es delicada por necesitan una tubería de alimentación de aire comprimido, y pueden acufarse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión, atrapándose en ellas la cubierta de hule.

entonces -

La longitud del obturador debe ser por lo menos de 30 cm y ^{preferentemente} ~~perfectamente~~ mayor de 1 m.

2.2.2 Bomba

La bomba necesaria para inyectar agua a presión, debe ser tal que no produzca variaciones rápidas de la presión. Por tanto, debe usarse una bomba de varios pistones, o de gusano y preferentemente una bomba centrífuga de alta presión.

2.2.3 Medidor de gastos de agua

La medida del gasto inyectado es muy delicada. Se puede utilizar un contador, pero además de los inconvenientes de estos aparatos que mencionaremos a continuación, este contador debería poder funcionar bajo presiones variables, lo cual no es cierto.

La medida del gasto con contador presenta varios inconvenientes: estos aparatos, rara vez, dan una precisión superior al 10% y esta precisión puede variar muchísimo según su estado de mantenimiento. El rango de valores del gasto, para el cual la precisión es aceptable, es muy reducido. También introducen en el sistema pérdidas de carga que es preciso tomar en cuenta, a menos que el manómetro se coloque después de dicho medidor. Estos contadores necesitan una frecuente calibración, y miden volúmenes en vez de gastos, por tanto, se debe asociar una medida de tiempo a la lectura en ellos registrada.

Por tanto, resulta mucho más indicado el empleo de medidores del tipo Venturi, que constan de un tubo en el cual se coloca un diafragma que disminuye localmente la sección. La medición de la presión diferencial entre las zonas aguas arriba y aguas abajo del diafragma, permite determinar el gasto con errores del orden de 1%.

La Fig. 4 representa un tubo Venturi en el que se consideran dos secciones, cuyas velocidades medias V , áreas A , presiones p y alturas Z sobre un plano de referencia están caracterizados por los índices 1 y 2.

Si γ representa el peso específico, se tiene, según el teorema de Bernoulli:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \Rightarrow$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{A_2}{A_1}$$

$$\frac{V_1^2}{V_2^2} = \frac{A_2^2}{A_1^2}$$

$$\frac{V_1^2 - V_2^2}{V_2^2} = \frac{A_2^2 - A_1^2}{A_1^2}$$

$$V_1^2 - V_2^2 = \frac{V_2^2}{A_1^2} (A_2^2 - A_1^2) = -2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$$

$$\frac{V_2^2}{A_1^2} (A_2^2 - A_1^2) = 2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$$

$$V_2^2 = \frac{A_1^2}{A_2^2 - A_1^2} \left[2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma} \right]$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{A_1^2}{A_2^2 - A_1^2}} \sqrt{2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}}$$

$$Q = \sqrt{\frac{A_1^2 A_2^2}{A_2^2 - A_1^2}} \sqrt{2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}}$$

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \Rightarrow$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{A_2}{A_1}$$

$$\frac{V_1^2}{V_2^2} = \frac{A_2^2}{A_1^2}$$

$$\frac{V_1^2 - V_2^2}{V_2^2} = \frac{A_2^2 - A_1^2}{A_1^2}$$

$$V_1^2 - V_2^2 = \frac{V_2^2}{A_1^2} (A_2^2 - A_1^2) = -2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$$

$$\frac{V_2^2}{A_1^2} (A_1^2 - A_2^2) = 2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$$

$$V_2^2 = \frac{A_1^2}{A_1^2 - A_2^2} \left[2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma} \right]$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{A_1^2}{A_1^2 - A_2^2}} \sqrt{2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}}$$

$$Q = \sqrt{\frac{A_1^2 A_2^2}{A_1^2 - A_2^2}} \sqrt{2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}}$$

o bien

$$v_2^2 - v_1^2 = 2g \left[\frac{p_1 - p_2}{\gamma} + z_1 - z_2 \right]$$

A través de ambas secciones tiene que fluir el mismo gasto y suponiendo que el eje del medidor es horizontal, o sea que $z_1 = z_2$

se obtiene

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 = \frac{A_1 A_2}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}} \sqrt{2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}}$$

Expresando $\frac{p_1 - p_2}{\gamma}$ en altura de columna de agua:

$$Q = \frac{A_1 A_2}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}} \sqrt{2gh} = \mu \sqrt{2gh}$$

Por tanto, se puede calibrar este medidor en función de la diferencia de presiones observada entre las dos secciones de referencia. Esta diferencia de presiones se mide con un manómetro diferencial. Con tubos y diafragmas de diferente diámetro se pueden medir todos los gastos posibles.

2.2.4 Un cronómetro

En caso de utilizar un medidor de gastos, tipo contador, es preciso asociar a esta medición de volumen, una medición del tiempo en que fluye por el tubo dicho volumen; en efecto, el concepto de gasto es el que nos interesa.

2.2.5 Uno o varios manómetros

La medida de las presiones parece sencilla; sin embargo, basta con haber visto en algunas obras un manómetro abollado, sin vidrio, cuya aguja, en caso de que aun exista, marca alternativamente 5 y 15 kg/cm², para entender que, no siempre la situación real es saludable.

Resulta preciso, pues, además de corregir los defectos obvios de un manómetro, calibrarlo por medio de un manómetro calibrador que no se deje tirado en la obra antes de utilizarlo.

Por lo demás, será preciso no colocar el manómetro directamente en la manguera o tubería de desfoque de la bomba, ya que en tal caso sufriría el golpeteo debido a un funcionamiento más o menos regular de los pistones de la bomba. Someto a semejante tratamiento, ningún manómetro se mantiene en buenas condiciones de trabajo.

2.2.6 Agua

El agua de inyección debe ser agua limpia que no contenga materiales en suspensión en cantidad excesiva, De no ser así, se arriesga taponamientos en el medidor de gastos de agua así como, en las fisuras del terreno por probar, induciendo en esa forma, errores que pueden ser de consideración.

El esquema general de montaje del equipo necesario para llevar a cabo una prueba Lugeon aparece en la Fig. 5.

2.3 Formas de llevar a cabo la prueba

La colocación de los empaques en la perforación, con objeto de sellar el tramo por probar puede resultar muy delicada.

Se debe asegurar que obtura perfectamente dicho tramo. Para comprobar lo anterior, se hace pasar agua y se observa si sube por la perforación.

Si sube, esto puede deberse a dos causas:

- 1) La perforación no es regular y el empaque no ajusta
- 2) El terreno está muy fisurado y entonces se forma un corto circuito alrededor del empaque, pasando el agua por el terreno y volviendo a salir a la perforación al nivel del suelo.

En el primer caso es necesario desplazar el empaque algunos centímetros, o aun algunos metros, hasta poderlo ajustar perfectamente. Cuanto mayor sea la longitud del obturador utilizado, mayor será la probabilidad de obtener un buen sello de las extremidades del tramo por probar. Por este motivo, se recomienda una longitud del obturador no menor de 1 m. En caso de utilizar un obturador de copas de cuero, es necesario tener un buen contrapeso en la máquina, o sobrecargarla para evitar que suba la tubería bajo el efecto de las presiones utilizadas durante las pruebas.

En caso que el terreno esté muy fisurado y entonces se forme un corto circuito alrededor del empaque, resulta difícil la realización correcta de la prueba. Desde luego, una solución sería la de cementar el pozo, pero en tal caso, los costos y tiempo necesarios para llevar a cabo la prueba aumentan considerablemente, por lo cual, se recomienda realizar, si el terreno está saturado, pruebas Lefranc, y si no, pruebas Matsuo o Nasberg.

Suponiendo que se haya logrado sellar el tramo por probar queda por analizar el cálculo de la presión efectiva en la zona de prueba; se conoce la presión leída en el manómetro P_m (Fig. 5), así como, la profundidad del nivel freático con respecto al plano de lectura del manómetro H_m , y se ha de tomar en cuenta la pérdida de carga " P_c " en la tubería de inyección así como, en el obturador.

La presión efectiva de prueba es:

$$P = P_m + \frac{H_m}{10} - P_c$$

Resulta delicado valorar P_c , sobre todo en lo referente a pérdidas de carga en el obturador. Ciertos tipos de obturadores producen grandes pérdidas de carga.

Las pérdidas de carga en las tuberías y mangueras se pueden valorar con base en las gráficas que se presentan en las Figs. 6 y 7. Sin embargo, es preciso subrayar que, en esta forma, no se toma en cuenta las pérdidas de carga en los cople de los tubos de inyección de agua, que pueden ser importantes.

Para evitar esta necesaria corrección, por pérdida de carga en las tuberías y obturador, sería muy saludable el poder medir directamente la presión en la cámara limitada en el sondeo, por los obturadores.

2.4 Registro e interpretación de las pruebas

2.4.1 Registro

Tomando en cuenta lo anteriormente dicho, resulta preciso me

dir las siguientes cantidades:

- gasto de inyección
- presión en el manómetro
- profundidad del nivel freático
- profundidad y longitud del tramo probado
- diámetro y longitud de la tubería de inyección.

El registro se ha de llevar, por tanto, según la forma presentada en la Fig. 8.

2.4.2 Interpretación de la prueba

La prueba Lugeon se realiza en masas de roca, con objeto de medir su permeabilidad en grande, debida a su fisuración.

Por tanto, la forma de las curvas gasto presión así obtenidas, depende esencialmente de las características de fisuración de la masa: distribución y espesor de las fisuras, tipo de relleno de éstas, etc.

Las formas que se pueden obtener son muy variables; al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contados casos. En la Fig. 9 aparecen dibujados varios casos clásicos. El taponamiento y destapamiento de las grietas con materiales de relleno, provoca a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad. Esta variación de la permeabilidad en grande de la masa debe tomarse, desde luego, en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño de la masa.

Enfocaremos nuestra atención esencialmente al problema de la abertura y cierre reversible de las fisuras, al aumentar la

presión. Veamos, pues, cómo se produce la absorción por una fisura.

Consideremos una fisura plana de espesor "e" cortada normalmente por una perforación de radio "r", en la que se inyecta agua a una presión "P" (Fig. 10). Si a una distancia "R", la presión en la fisura es nula, y se considera el ancho de la fisura como constante, se establece la relación:

$$q = \frac{\pi}{6 \gamma \text{Log} \frac{R}{r}} p e^3$$

siendo "q" el gasto absorbido y " γ " la viscosidad del agua. Pero la fisura por la cual escurre el agua, no es en realidad indeformable. Consideremos una superficie circular de radio R sobre la cual se ejerce una presión p; con base en las fórmulas de Boussinesq, el desplazamiento elástico en el centro del círculo es:

$$W (o) = \frac{2 (1-\sigma^2)}{E} R p$$

y en el borde del círculo

$$W (R) = \frac{4 (1-\sigma^2)}{\pi E} R p$$

siendo E el módulo de elasticidad de la roca y σ su relación de Poisson. La abertura de la fisura, debida al aumento de presión, será igual con el doble de este desplazamiento ya que el mismo fenómeno ocurre sobre la cara superior; por tanto

$$\Delta e = \alpha P/E \quad y$$
$$e_o + \Delta e = e_o + \alpha \frac{P}{E}$$

y por tanto:

$$q = \frac{\pi}{6 \sqrt{\log \frac{R}{r}}} p \left(e_0 + \alpha \frac{p}{E} \right)^3$$

Si e_0 es pequeño se puede despreciar y obtendremos:

$$q = A p^4$$

siendo A una constante independiente de la presión aplicada.

Este resultado explica que se observe a menudo una ^{5, 2}preñdo-discontinuidad en las curvas gasto-presión, a partir de la cual los gastos aumentan muy rápidamente. En realidad, esta ^{5, u}preñdo-discontinuidad, ^{qu}por lo general ^{sc} asemeja a un fracturamiento inducido en la roca al aumentar la presión, se debe a la variación del gasto con la cuarta potencia de la presión

En las Figs. 11 y 12, presentamos dos ejemplos típicos de esta situación. Es bastante sorprendente comprobar que estos cálculos someros y simplistas, encuentran una justificación experimental notable.

Para calcular el valor de la ^uabsorción, en unidades Lugeon, basta con trazar una recta que represente la ley de la permeabilidad y anotar el gasto correspondiente a una presión de 10 kg/cm^2 . Si se divide este gasto (expresado en lts/min) entre la longitud de la zona probada se obtendrá el número de U L que corresponda a la prueba en estudio. Si se desea tener una noción aproximada de lo que representa una unidad Lugeon, se puede establecer que, si se tuviera un medio poroso y homogéneo, en lugar de roca fisurada, sometido a una

prueba de inyección, que diera una absorción igual a una unidad Lugeon, su permeabilidad K sería:

$$U L = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$$

3. PRUEBAS LEFRANC-MANDEL

3.1 Descripción e hipótesis

Se trata de una prueba que tiene por objeto medir con cierta precisión el coeficiente de permeabilidad en un punto de un terreno aluvional, o de una roca muy fisurada cuando existe una napa freática que satura el material.

Consiste en inyectar agua en el terreno situado bajo el nivel freático, bajo una sobrecarga de agua pequeña y rigurosamente constante. La medida del gasto y de la sobrecarga permite calcular el coeficiente de permeabilidad con una buena aproximación.

En estas condiciones, si q es el gasto de inyección y ΔH la sobrecarga aplicada, se tiene:

$$q = C K \Delta H$$

C es un coeficiente que tiene dimensiones de longitud y que caracteriza geoméricamente la prueba (forma de la cavidad, y distancia al nivel freático)

Se demuestra que C tiene los siguientes valores para cavidades de forma geométrica sencilla (Fig. 13):

- cavidad en forma de disco de radio r : $C = 4 r$
- cavidad semi-esférica de radio r : $C = 2 \pi r$
- cavidad esférica de radio r : $C = 4 \pi r$

- cavidad en forma de elipsoide de revolución alargada de eje mayor 2c, y eje menor 2r

$$C = \frac{4\pi}{\frac{1}{2r} \log \frac{c+r}{c-r} - \frac{1}{2H}}$$

con $f^2 = c^2 - r^2$

y H = profundidad de la cavidad con respecto a la superficie de la ^mapa freática.

Se asemeja un tubo perforado de longitud L y radio r a un elipsoide, admitiendo $c \neq f \neq \frac{L}{2}$ de donde:

$$C = \frac{4\pi}{\frac{2}{L} \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H}}$$

Es preciso subrayar que esta interpretación matemática de la prueba se basa fundamentalmente en el estudio del flujo permanente de agua en un material saturado. Por tanto, es esencial asegurarse antes de realizar una prueba, que el material está localizado bajo el nivel freático, y dejar que el gasto de la infiltración provocada se estabilice. Este método proporciona valores de los coeficientes de permeabilidad casi puntuales; por tanto, una serie de pruebas de este tipo da idea de la heterogeneidad del material.

Algunos de los problemas planteados por este tipo de pruebas son los siguientes:

- la menor heterogeneidad local situada en la zona afectada por la inyección, influye en la medición
- los elementos finos del terreno pueden concentrarse alrede

dedor de la cavidad de inyección y colmatar sus paredes.

3.2 Equipo necesario

El equipo necesario para llevar a cabo una prueba Lefranc, aunque sencillo, no debe descuidarse. Consta de varios elementos que permiten la medición del gasto permanente de agua inyectada y del nivel de agua dentro de la perforación.

3.2.1 Medición del gasto

Para obtener un gasto constante, se utiliza por lo general, un depósito de nivel constante que alimenta la perforación por medio de un orificio regulable. El tipo más sencillo de depósito de nivel constante es el formado por un depósito alimentado con una bomba que proporciona un gasto superior al gasto de inyección (Fig. 14). El rebosadero asegura un nivel constante. Para no influenciar la prueba, el agua vertida debe canalizarse hasta cierta distancia del punto de medición, o establecer un circuito cerrado con el agua bombeada.

La medición del gasto inyectado es más delicada. Se puede utilizar un contador de agua, pero en vista de las deficiencias ya señaladas de este aparato, es preferible medir el gasto en la forma señalada en la Fig. 14a. Al terminar la prueba se conecta por medio de una válvula de 3 vías, la alimentación en agua del pozo con un recipiente de volumen conocido y se mide el tiempo necesario para su llenado.

Es preciso asegurarse de la no variación de las condiciones hidráulicas al interrumpir la prueba para medir el gasto inyectado. Para subrayar este punto, en la Fig. 14, se han pre

124

sentado dos soluciones muy semejantes en su concepción, pero que difieren sin embargo, pues una de ellas es correcta mientras la otra es incorrecta. En la Fig. 14a el gasto depende sólo de H , para una posición dada de la válvula de aguja. En efecto, al cerrar con la válvula de 3 vías la alimentación del pozo, y abrir el conducto hacia el recipiente de medición del gasto, no se varía en absoluto las condiciones hidráulicas del flujo y la medición de dicho gasto es, por tanto, confiable. Por lo contrario en el sistema presentado en la Fig. 14b, el gasto durante la inyección queda gobernado por la altura H_1 , mientras durante la etapa de medición de dicho gasto influye la altura H_2 . No siendo comparables las condiciones hidráulicas durante estas dos etapas, la medición del gasto no es confiable.

3.2.2 Medición del nivel de agua en la perforación

En lo referente a medición de los niveles de agua, se utilizan sondas eléctricas que constan de dos alambres de cobre aislados en toda su longitud, salvo en sus extremidades. Dichas extremidades, al estar en contacto con el agua, permiten el paso de la corriente, que se registrará en el brocal del pozo, por medio de un amperímetro.

El principio de esta medición es sencillo; sin embargo, plantea unas cuantas dificultades prácticas:

- los electrodos pueden crear un corto circuito al entrar en contacto con el ademe de la perforación, o bien debido a la presencia de gotas de agua en su parte no aislada, etc.
- la tensión de alimentación debe ser lo suficientemente al-

ta como para evitar fenómenos de polarización espontánea

- el aparato de detección del paso de la corriente debe ser lo suficientemente sensible para indicar el paso de la corriente, aún cuando el agua en que se sumergen los electrodos es muy pura

- cuando la sonda sale del agua, no deben permanecer gotas de agua entre los electrodos

- la medición precisa de la longitud del cable plantea problemas.

En resumen, el equipo necesario para llevar a cabo una prueba Lefranc-Mandel, consta de los siguientes elementos:

- una bomba

- un recipiente elevado con rebosadero

- una válvula de aguja

- un cono al que se le adapta una válvula de tres pasos

- tubería

- un recipiente de volumen conocido

- un cronómetro, o en su defecto un reloj con segundero

- una sonda eléctrica con sus aditamentos: batería de alimentación e instrumento de medición de longitudes

- un amperímetro

- herramientas diversas.

3.3 Formas de llevar a cabo la prueba .

La prueba Lefranc-Mandel se lleva a cabo en los aluviones y rocas muy fracturadas, localizados bajo el nivel freático.

El problema esencial que plantea la ejecución de esta prueba

es el asegurar la estabilidad de las paredes de la perforación, en la cavidad que se ha de crear en el terreno para inyectar agua.

Esta estabilización se efectúa mediante el uso de un ademe durante la perforación (desde luego, queda en este caso descartado el uso de lodos bentoníticos para estabilizar las paredes del pozo). La parte interna del ademe, al llegar a la profundidad deseada, se rellena con grava limpia de muy alta permeabilidad (por ejemplo grava uniforme de 1") sobre una longitud igual a la deseada para la prueba, por lo general igual con 1 m. A continuación se levanta el ademe 1 m, quedando la perforación lista para realizar la prueba.

La prueba se realiza en la siguiente forma, de acuerdo con el esquema presentado en la Fig. 14:

1. Se mide el nivel freático en la perforación
2. Se echa a andar la bomba que alimenta el recipiente elevado con rebosadero
3. Al derramar agua dicho recipiente, se abre la válvula 1, con la válvula 2 conectada a la perforación
4. Se mide la variación del nivel de agua en el pozo h_1 con respecto al tiempo
5. Cuando el nivel del agua queda estable durante 10 $\frac{m}{n}$, se anota el nivel estabilizado H_1
6. La válvula 2 se conecta con el recipiente de volumen conocido y se mide y anota el tiempo T necesario para llenarlo.

En un mismo punto se realiza la prueba variando los gastos

inyectados, y midiendo los respectivos niveles estabilizados de agua en la perforación.

3.4 Registro e interpretación de los datos

Los datos que se necesitan registrar son:

- nivel freático
- niveles estabilizados del agua en la perforación
- gastos inyectados
- diámetro del difusor
- longitud probada.

Es preciso señalar que el nivel freático no debe confundirse con el nivel del agua dentro de la perforación, al terminar de perforar un tramo. Basta con ver algunos resultados en los que en un mismo pozo los llamados niveles freáticos se localizan entre 4 y 40 m según el avance de la perforación, hecha con agua ^{para: percatarse de la importancia de esta aclaración} como fluido de perforación, a priori obvia. Para asegurarse de que se está midiendo realmente el nivel freático es preciso tomar lecturas a distintos tiempos y comprobar que los resultados de estas mediciones son idénticos. En caso contrario, resulta necesario esperar, antes de empezar la prueba, la estabilización del nivel del agua dentro de la perforación.

En la Fig. 15, se presenta una forma de registro de la prueba Lefranc. La interpretación de los datos se hace con base en la fórmula:

$$Q = C K \Delta H$$

En el caso más común en que la prueba se realiza con un tra-

mo perforado de longitud L y radio r , el coeficiente C es igual con:

$$C = \frac{2.11}{L \log \frac{L}{2r} - \frac{1}{2H}}$$

siendo H la profundidad del tramo probado con respecto al nivel freático.

Aplicando las anteriores fórmulas se obtiene el coeficiente de permeabilidad K de Darcy del material probado.

4. PRUEBAS DE BOMBEO

4.1 Descripción e hipótesis

Los cálculos de permeabilidad de un terreno por medio de pozos de bombeo, se analizan basándose en las fórmulas de Dupuit-Thiem o de Theis-Lukin. Estas teorías se basan en diversas hipótesis que son respectivamente para Dupuit-Thiem:

- el material es homogéneo
- el nivel freático es estático
- lejos del pozo, el gradiente hidráulico es constante con la profundidad a lo largo de la superficie exterior de un cilindro cuyo eje de revolución coincide con el eje del pozo
- el pozo abarca la totalidad del manto permeable
- suponiendo que se verifican tales hipótesis, el gradiente a lo largo de un cilindro de revolución de radio r es igual con el valor de la pendiente de la superficie libre del escurrimiento en el punto de interacción de dicha superficie con el cilindro de radio r (Fig. 16).

La fórmula de Theis-Lukin presupone que:

- 1) La formación permeable es homogénea e isótropa
- 2) Su extensión es infinita
- 3) El pozo de bombeo atraviesa todo el espesor del acuífero
- 4) El coeficiente de permeabilidad k es constante en todo punto
- 5) El radio del pozo de bombeo es muy pequeño
- 6) El agua fluye inmediatamente fuera de la zona abatida.

Los errores debidos a la no observación de las hipótesis 3 a 5 son por lo general despreciables.

Las pruebas de bombeo se llevan a cabo perforando un pozo central de bombeo, cuya profundidad, de acuerdo con las hipótesis anteriores, debe ser igual al espesor total del manto permeable. Sin embargo, en numerosos casos el estrato de material permeable es muy potente y en tal caso resultaría anti-económico, realizar una perforación tan profunda. Por tanto, en estos casos se efectúa una perforación que no abarca la totalidad del manto permeable, lo cual redundaría en un error de pequeña magnitud al interpretar los datos así obtenidos. Los ensayos de Ph. Forchheimer dieron por resultado que el nivel freático sólo en los alrededores inmediatos del pozo está influido por la posición del fondo del mismo en relación con la situación de la capa impermeable, pero que a cierta distancia la forma del embudo figurado por la superficie libre del agua alrededor del pozo de bombeo es, independiente de su profundidad.

Alrededor del pozo de bombeo, en forma concéntrica, se colo-

can, en perforaciones, sea además ranurados para observar directamente la superficie libre del cono de abatimiento creado por el bombeo, sea piezómetros con objeto de conocer en toda la zona afectada las presiones en el agua (Fig. 16). El segundo método es más eficiente. En efecto, en caso de suponer que las hipótesis 1 y 2 de las teorías de Dupuit o de Theis-Lukin^b se verificarán, la red de flujo correspondiente sería la representada en la Fig. 17. En esta red puede verse que en tal caso, teóricamente, tiene importancia para la determinación de la permeabilidad la posición de los pozos de observación, pues dependiendo de sus distancias respectivas al pozo central se verificará o no la hipótesis 5 de la teoría de Dupuit. Los pozos de observación no permiten juzgar de la aplicabilidad de la hipótesis 5, por lo contrario, los piezómetros localizados a distintas profundidades y distancias del pozo central proporcionan la forma de las equipotenciales, lo cual permite comparar los resultados obtenidos con las hipótesis de cálculo.

El método de interpretación de Dupuit se basa en la forma de la superficie libre del escurrimiento en régimen permanente, mientras la teoría de Theis-Lukin estudia el mismo caso analizando los resultados del régimen transitorio. Un bombeo iniciado en un manto de agua tarda por lo general mucho tiempo en estabilizarse. El escurrimiento provocado por dicho bombeo alcanza el régimen permanente sólo después de un intervalo de tiempo considerable cuando se consigue movilizar las fuentes de ^{arc} ~~re~~alimentación del manto. En el caso de pruebas de bombeo, aún al cabo de varios días, es poco común

el alcanzar el régimen permanente, y por tanto, lo que se observa es un régimen transitorio. De ahí surge el interés del estudio del régimen transitorio, pero además semejante estudio proporciona datos sobre el manto de agua y el terreno que la interpretación basada en la teoría de Dupuit, no proporciona como lo veremos en el inciso 4.4.

4.2 Equipo necesario

El equipo necesario para llevar a cabo una prueba de bombeo es el siguiente:

- un ademe ranurado para el pozo de bombeo
- una bomba de pozo profundo
- un tanque amortiguador en la descarga de la bomba, que constará de una pantalla de malla de acero relleno con grava para disipar la energía del agua, así como de un medidor de gastos (del tipo vertedor triangular delgado y escala de gancho, o Venturi)
- canal para alejar de la zona bajo estudio el gasto de agua bombeada
- tubería ranurada con ranuras cuatrapeadas (de 1/8" de espesor y 4" de longitud en un total de 20 ranuras por metro por ejemplo), para los pozos de observación o los piezómetros
- sonda (de tipo eléctrico por ejemplo) para medición de los niveles en los pozos de observación o los piezómetros
- un reloj
- herramientas diversas.

En las fotografías 1 a 6 se presentan los elementos utilizados para una prueba de bombeo en el sitio de la presa de las

Tórtolas, Dgo. En ellas pueden apreciarse los siguientes elementos:

- bomba de pozo profundo
- tanque amortiguador con pantalla de malla de acero
- vertedor triangular delgado y escala de gancho
- canal de conducción del agua bombeada.

En este caso, se midieron los niveles "h" de la superficie libre de la lámina vertedora en el vertedor triangular delgado con lo cual aplicando la fórmula

$$Q = 1.34 h^{5/2}$$

se obtuvo el gasto en m³/seg, conociendo el nivel "h" expresado en metros.

4.3 Forma de llevar a cabo las pruebas

Habiendo instalado en la zona de interés el conjunto de elementos necesarios para la realización de la prueba, se empieza a bombear con un valor del gasto prefijado después de haber anotado los niveles iniciales del agua en los pozos testigo. Durante los primeros momentos del bombeo, es necesario tomar en forma continua lecturas de los piezómetros de observación con objeto de tener muchos datos durante la etapa de flujo transitorio. Posteriormente, puede aumentarse el intervalo de tiempo entre mediciones. En caso de querer interpretar los datos con base en la teoría de Dupuit, es necesario esperar, manteniendo el gasto de bombeo constante, que el flujo de agua se torne permanente, lo cual significa que los niveles de la superficie de escurrimiento alrededor del pozo

de bombeo se mantienen constantes. Habiendo alcanzado este estado, se suspende el bombeo, y se observa la recuperación de los niveles de la superficie de escurrimiento. En la misma forma que anteriormente es preciso, en tal caso, tomar lecturas constantes de dichos niveles durante la etapa transitoria. Habiéndose recuperado totalmente el nivel de aguas alrededor del pozo de bombeo, se vuelve a bombear agua, pero con un valor del gasto diferente al inicial, y se prosigue con la misma secuencia de operaciones.

Para dar un ejemplo de un proceso semejante al descrito, citaré la prueba de bombeo que se llevó a cabo en 4 etapas en el cauce del río Nazas, en el sitio de la presa de las Tórtolas, Dgo.:

1a. etapa: Bombeo con gasto de 100 litros por segundo desde el 21 de octubre de 1965 a las 7.40 AM, hasta el 28 de octubre de 1965 a las 10 de la mañana

2a. etapa: Recuperación del nivel abatido durante la 1a. etapa desde el 28 de octubre de 1965 a las 10.00 AM hasta el 3 de noviembre de 1965 a las 7.40 AM

3a. etapa: Bombeo con gasto de 50 litros por segundo desde el 3 de noviembre de 1965 a las 8.00 AM hasta el 7 de noviembre de 1965 a las 11.00 AM

4a. etapa: Bombeo con gasto de 70 litros por segundo desde el 7 de noviembre de 1965 a las 11.00 AM hasta el 8 de noviembre de 1965 a las 11.20 AM.

4.4 Registro e interpretación de las pruebas

Como lo señalamos anteriormente, el cono de escurrimiento creado alrededor del pozo de bombeo puede observarse por medio de pozos testigo o por medio de piezómetros. En cada uno de estos casos los registros son los presentados en las figuras 18 y 19.

Los datos de las pruebas se interpretan según el método de Theis-Lukin para el flujo transitorio, y el método de Dupuit para el flujo establecido.

4.4.1 Método de Theis-Lukin

La fórmula de Theis-Lukin, basada en las hipótesis anteriormente mencionadas, proporciona el valor de la transmisividad "T" de un manto, conociendo el valor del gasto constante de bombeo "q" y del abatimiento " Δ " del nivel freático, en un pozo a distancia "R" del pozo de bombeo, después de cierto tiempo de bombeo "t":

$$\Delta = \frac{q}{4\pi T} \int_{\frac{R^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

Con $u = \frac{R^2 S}{4Tt}$, en la cual S es el coeficiente de almacenamiento - . Recordemos que la transmisividad T es el producto del coeficiente de permeabilidad horizontal del terreno K por el espesor H del manto permeable: $T = KH$

Cuando el tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo es grande, las ecuaciones de Theis-Lukin se simplifican y en tal caso se puede aplicar (con tal de que $\frac{T}{R^2 S}$ no sea demasiado pequeño) la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{2.303 q}{4 \pi T} \log_{10} \frac{2.25 T t}{R^2 S}$$

Esta expresión puede reducirse en 2 formas:

$$\frac{\Delta}{q} = \frac{2.303}{4 \pi T} \left(\log_{10} \frac{2.25 T}{S} + \log_{10} \frac{t}{R^2} \right) \tag{1}$$

$$\frac{\Delta}{q} = \frac{2.303}{4 \pi T} \left(\log_{10} \frac{2.25 T}{R^2 S} + \log_{10} t \right) \tag{2}$$

Forma 1 : Llevando en un diagrama semi-logarítmico en ordenadas el valor $\frac{\Delta}{q}$ y en abscisas la cantidad $\frac{t}{R^2}$, debe resultar que el bombeo con gasto constante q queda representado, independientemente del pozo testigo considerado y del tiempo t de bombeo, por una recta que muestra la evolución sintética de todo el manto de agua. Esta recta permite determinar las características T y S del terreno (Fig. 21)

Forma 2 : Trazando para cada pozo la curva de $\frac{\Delta}{q}$ en función del logaritmo del tiempo se obtiene una recta cuya pendiente es:

$$m = \frac{d \left(\frac{\Delta}{q} \right)}{d \log t} = \frac{0.183}{T}$$

Esta recta permite determinar, para un gasto de bombeo constante q, el valor de la transmisividad del terreno (Fig. 22)

Un método de cálculo de los coeficientes de permeabilidad muy útil para corroborar los anteriores valores obtenidos por medio del bombeo, es el método basado en el análisis de la recuperación de un pozo. Si se bombea en un pozo durante un tiempo "t" conocido y luego se le permite recuperarse, el abatimiento residual será el mismo que si el bombeo en el pozo se hubiera mantenido, a la vez que se hubiera introdu-

171

cido en ese punto una fuente que proporcionaría el mismo gas-
to. Basándose en esta superposición de efectos, se puede ob-
tener la siguiente fórmula para el cálculo de K; ("The rela-
tion between the lowering of the piezometric surface and the
rate and duration of discharge of a well using ground water
storage" C.V. Theis-American Geological Union Transactions
1935, Vol. 2)

$$K = \frac{2.3q}{4\pi \Delta H} \log_{10} \frac{t}{t'}$$

siendo

t el tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo

t' el tiempo transcurrido desde la suspensión del bombeo

q el gasto constante de bombeo, en m³/seg

H el espesor del manto permeable en m

Δ el abatimiento residual en m

K el coeficiente de permeabilidad, en m/seg.

4.4.2 Método de Dupuit-Thiem

En este caso, el cálculo de permeabilidad se hace tomando co-
mo base una curva promedio de abatimiento, para cada uno de
los gastos de bombeo utilizados.

Esta curva de abatimiento se calcula tomando el promedio de
los valores de abatimientos registrados en los pozos situa-
dos a una misma distancia del pozo de bombeo, y en el momen-
to de la suspensión del bombeo (en este momento se supone
que el flujo es permanente).

Con estos datos y aplicando la fórmula

$$K = \frac{2.3 q}{(h_2^2 - h_1^2)} \log_{10} \frac{r_2}{r_1}$$

siendo

q el gasto de bombeo, en m³/s

r₁ y r₂ - las distancias de las líneas de pozos 1 y 2 al pozo de bombeo

h₁ y h₂ - las alturas del nivel libre del agua con respecto al extremo profundo del pozo de bombeo para las líneas de pozos 1 y 2 respectivamente, en metros.

Se obtiene el valor del coeficiente de permeabilidad K en m/s.

4.4.3 Comparación de los métodos mencionados

Con objeto de subrayar la utilidad de los métodos anteriormente mencionados, daremos algunos resultados de la comparación establecida entre ellos para el caso específico de una prueba de bombeo interpretada según dichos métodos en la cimentación de la presa de la Tórtolas, Dgo.

Los valores promedios de los coeficientes de permeabilidad, expresados en cm/s para gastos de bombeo de 100, 50 y 70 l/seg, así como durante la etapa de recuperación, aparecen en la siguiente tabla:

Coefficientes de permeabilidad

Método de interpretación	Gasto de 100 l/s	Recuperación	Gasto de 50 l/s	Gasto de 70 l/s
Theis-Lukin ^b	1.18x10 ⁻²	1.68x10 ⁻²	1.63x10 ⁻²	4.52x10 ⁻²
Dupuit-Thiem	2.7x10 ⁻²	-	2.7x10 ⁻²	3.4x10 ⁻²

Con la aproximación deseada en pruebas de este tipo, se puede afirmar que la interpretación por uno u otro método arroja re-

sultados similares. En el caso del bombeo con gasto de 70 l/s se obtienen coeficientes de permeabilidad superiores a los dados por gastos de 50 y 100 l/s. Esto se debe a que, para este caso, el tiempo de bombeo fue relativamente corto y que además no se dejó que los pozos se recuperaran antes de emprender el bombeo.

Nos queda por subrayar un dato de suma importancia al tratar de comparar los métodos: los tiempos de bombeo necesarios para definir en los diagramas semi-logarítmicos, propios del método de interpretación de Theis-Lukin, las rectas representativas del comportamiento hidráulico del manto fueron mucho más reducidos que los utilizados para tratar de estabilizar los abatimientos. En todos los casos, con 4,000 min de bombeo (o sea 2 días) se definen perfectamente dichas rectas, con lo cual se puede afirmar que, por el método de Theis-Lukin, en 8 días se hubieran obtenido en este caso, los datos deseados. En la realidad de la obra, al querer estabilizar los abatimientos, lo cual no se logró, para estar en condiciones de aplicar el método de Dupuit-Thiem, el tiempo de bombeo fue de 19 días. Esta diferencia en tiempos redundaba en costos adicionales al querer aplicar el método de Dupuit-Thiem.

5. PRUEBAS ESPECIALES

En este inciso, mencionaremos esencialmente pruebas ideadas para estudiar la permeabilidad de los terrenos aluviales o rocosos muy fracturados en los cuales no existe manto freático o situados por encima del nivel freático. En tal caso, las condiciones exigidas por la interpretación de las pruebas

Lefranc-Mandel no se cumplen. También mencionaremos rápidamente las pruebas de inyección y bombeo con agua marcada por trazadores radioactivos, pruebas que en caso de una estratificación muy fina proporcionan resultados cualitativos de gran interés.

S. P. P. P.

5.1 Pruebas en materiales no saturados

5.1.1 Nasberg ha estudiado en forma teórica el escurrimiento en un suelo seco, a partir de una fuente situada en la masa. Terlertskata, con base en este estudio y en resultados experimentales, ha obtenido una fórmula que relaciona el gasto de absorción "Q" en un pozo, bajo un tirante de agua constante h, con el coeficiente de permeabilidad del terreno

$$K = \frac{0.423}{h^2} Q \log \frac{4h}{d}$$

siendo d el diámetro de la perforación, bajo la condición $25 < \frac{h}{d} < 100$ (Fig. 27).

5.1.2 Pruebas Matsuo-Akai

Matsuo y Akai han descrito en una comunicación al Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos (Zürich 1958) un método de medición de la permeabilidad de un suelo seco.

En una zanja (Fig. 28) de longitud infinita y de ancho B, y en la cual se mantuviera un tirante de agua H, se obtendrían las siguientes fórmulas para el escurrimiento plano provocado, con gasto Q por unidad de longitud:

$B = \frac{Q}{K} - 2H$ en caso de que el estrato impermeable fuera muy profundo

$B = \frac{Q}{K} + 2H$ en caso de que el estrato impermeable quedara cerca del fondo de la zanja

La prueba consiste en realizar una zanja rectangular y medir el gasto de agua de inyección necesario para mantener el nivel del agua constante. Posteriormente la zanja se ^{alarga} alcanza de cierta cantidad y de nuevo se mide ^{el} ~~el~~ gasto Q . La diferencia entre estos gastos es el gasto de absorción del terreno para la longitud complementaria de zanja. En tal forma se elimina el efecto de las extremidades. Las fórmulas anteriores permiten determinar el valor de K .

5.2 Trazadores radioactivos y micromolinete

Con objeto de poder determinar en los materiales finamente interestratificados la presencia de capas permeables, se han ideado pruebas de inyección y bombeo con agua marcada por trazadores radioactivos. En este caso, después de haber inyectado el agua marcada, se inicia el bombeo y por medio de un cortador Geiger se mide el número de golpes registrados a distintas profundidades durante el bombeo. Evidentemente al nivel de una capa muy permeable el número de golpes registrados a distintas profundidades durante el bombeo. Evidentemente, al nivel de una capa muy permeable el número de golpes registrado es elevado, mientras es reducido al nivel de una capa poco permeable. Se puede en esa forma, diferenciar cualitativamente con gran resolución la permeabilidad de los diversos estratos existentes.

En forma semejante, por medio de la medición de las velocidades de flujo ^{vertical} horizontal con un micromolinete, en una perfora

ción durante un proceso de bombeo, se obtiene cualitativamente el espectro de permeabilidad de los diversos estratos de una masa de roca.

6. CONCLUSIONES

Habiendo descrito con cierto detalle las pruebas de permeabilidad propias de los distintos casos más comunes encontrados en la práctica, queda por analizar las conexiones existentes entre los resultados así obtenidos y otros problemas ingenieriles.

No insistiremos sobre la relación obvia existente entre los coeficientes de permeabilidad de la masa y el flujo de filtración. Por lo contrario, trataremos de la relación existente entre los valores de la permeabilidad medida en unidades Lugeon y las velocidades de las ondas longitudinales, así como entre permeabilidad e inyecciones.

6.1 Relación entre los valores de la permeabilidad medida en unidades Lugeon y la velocidad de las ondas longitudinales en una masa de roca

Como lo hemos señalado anteriormente, los resultados de una prueba de permeabilidad Lugeon en una masa de roca se relaciona esencialmente con la fracturación de la misma. Dicha fracturación influye también en forma determinante sobre la velocidad de las ondas longitudinales medidas durante los reconocimientos geofísicos. Por tanto, es de esperarse que estos dos tipos de mediciones se relacionen entre sí; efectivamente se ha podido comprobar para ciertas familias de rocas la existencia de semejante relación (Ref.).

Es muy interesante subrayar que semejantes relaciones, ampliadas a numerosas familias de rocas, serían sumamente valiosas. En efecto, los reconocimientos geofísicos podrían en tal caso, reemplazar parcialmente las pruebas de permeabilidad Lugeon, con lo cual, a un costo reducido, y en plazos cortos, se obtendrían datos relativos a áreas extensas de estudio. El establecimiento de una relación confiable entre la velocidad de las ondas longitudinales y las pruebas de permeabilidad Lugeon revestiría tanta mayor importancia que por medio de la regla de Lugeon, éstas proporcionarían un criterio de inyección de las rocas como lo veremos a continuación.

6.2 Permeabilidad e inyección

a) Rocas

Es ya clásico decir que no existe correlación alguna entre los resultados de las pruebas Lugeon y la absorción del cemento en rocas. En efecto, las tentativas que se han hecho para establecer tal correlación entre las pruebas Lugeon y las absorciones de cemento han sido siempre fracasos, lo que no es de extrañar; en primer lugar, y sobretodo porque en general, la prueba Lugeon se hace a 10 kg/cm^2 de presión y las inyecciones de cemento se efectúan a $30 \text{ ó } 40 \text{ kg/cm}^2$ de presión, lo que es nétamente superior.

Luego la lechada de cemento que es una suspensión de un material fino pero granuloso en agua, no se comporta como el agua pura. Para que el cemento pueda penetrar en una fisura, es condición "fine qua non" que sus granos puedan penetrar en dicha fisura. Y no sólo los granos finos, sino sobretodo los más gruesos porque si no es así, los granos gruesos no

tardan^{ca} en acuífarse a la entrada de la fisura, forman^o ahí un filtro e ^{impidiendo} impedir el acceso a los finos.

Así se explica que sea difícil establecer una correlación en tre un simple ensayo Lugeon y la absorción de cemento. Por lo contrario, se ha podido ^{co}probar que la regla de Lugeon, según la cual es necesario impermeabilizar con inyecciones una masa de roca, cuya permeabilidad sea superior a una unidad Lugeon, es satisfactoria.

b) En el caso de los suelos granulares, los escasos estudios teóricos (Ref.) abocados a los problemas de inyecciones de impermeabilización se basan fundamentalmente sobre el valor del coeficiente de permeabilidad determinado por medio de pruebas Lefranc. Por tanto, en este caso, tal determinación es imprescindible para el proyecto de inyecciones.

Subrayemos por fin, la importancia que tiene, en vista de sus conexiones con otros problemas, el realizar correctamente una prueba de permeabilidad. Conociendo el riesgo de repetir lo ya dicho, subrayaré una vez más, que la forma de ejecución práctica de la prueba tiene mucho más importancia que el rigor matemático de la interpretación.

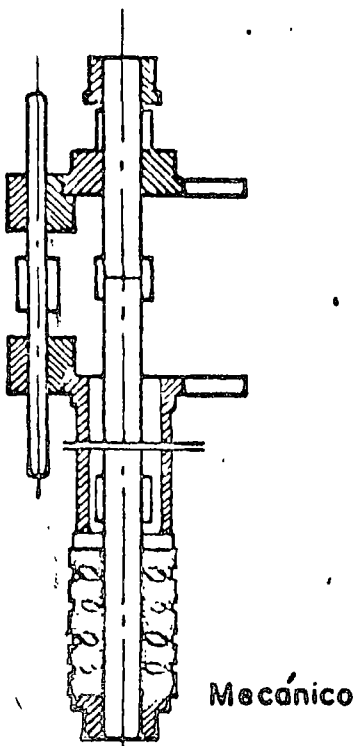
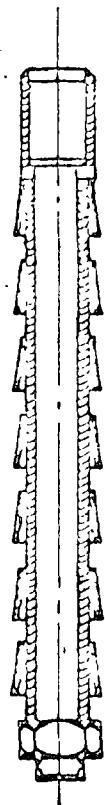


Fig 1

Mecánico



Copas de cuero

Fig 2

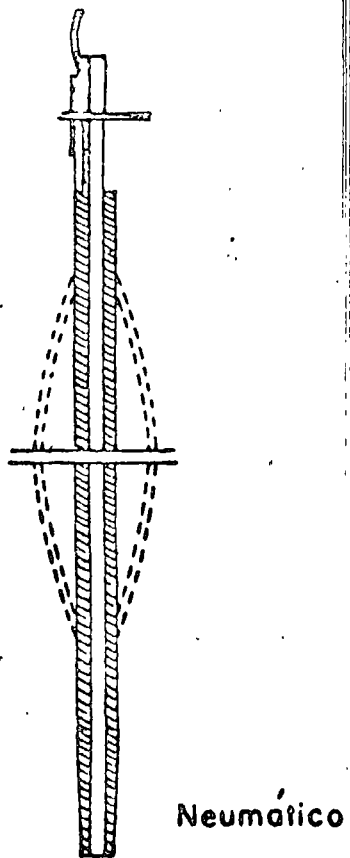
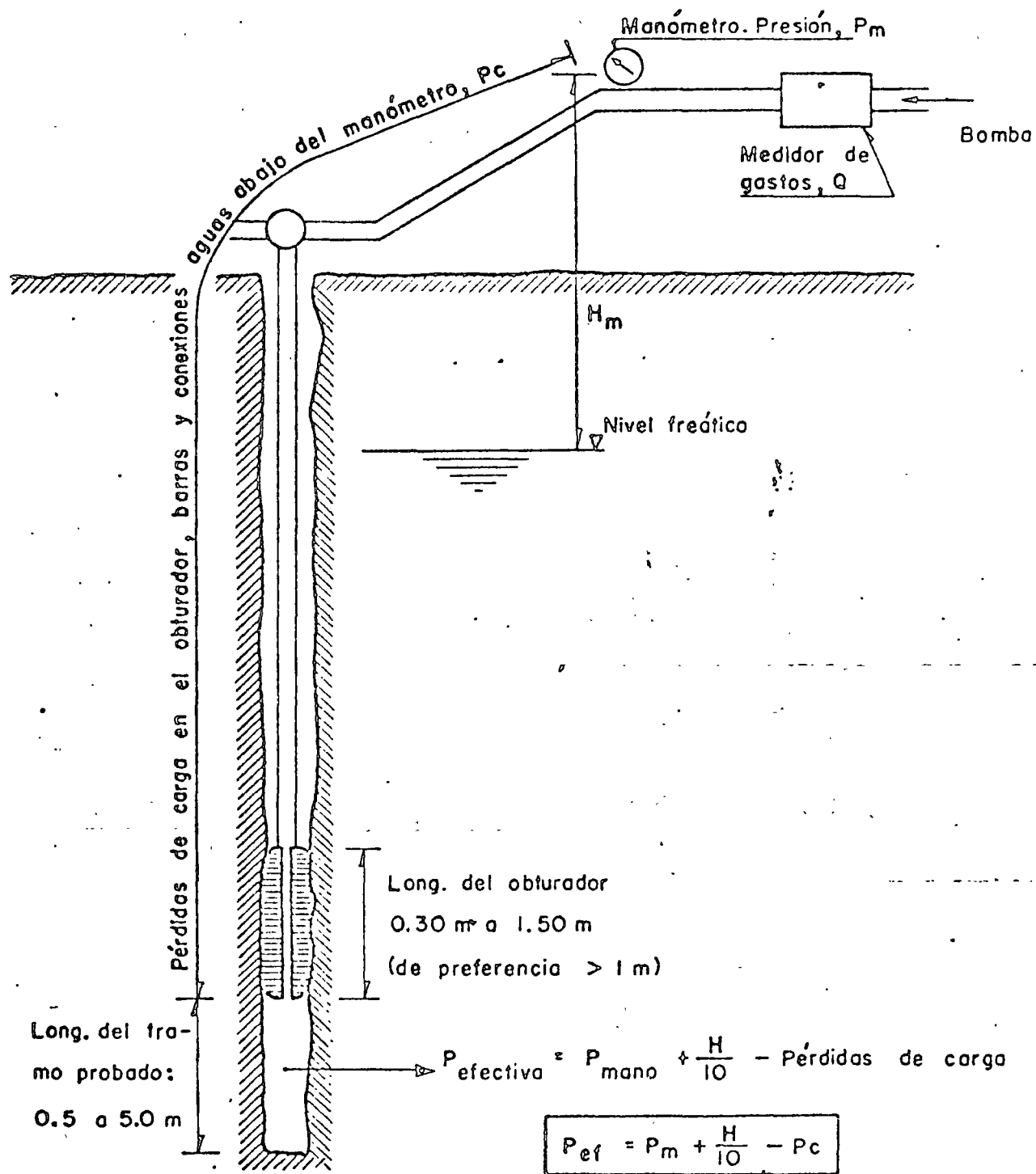


Fig 3

Neumático

Principales tipos
de obturadores



1 Lugeon = 1 litro por metro y por minuto bajo 10 kg/cm^2 de presión efectiva
 1 Lugeon $\# 10^{-7} \text{ m/seg}$

Fig 11.35. Prueba Lugeon

FIG. - 6. - PERDIDAS DE CARGA EN TUBOS LIMPIOS

Pérdidas de carga, en $\text{kg/cm}^2/\text{m}$

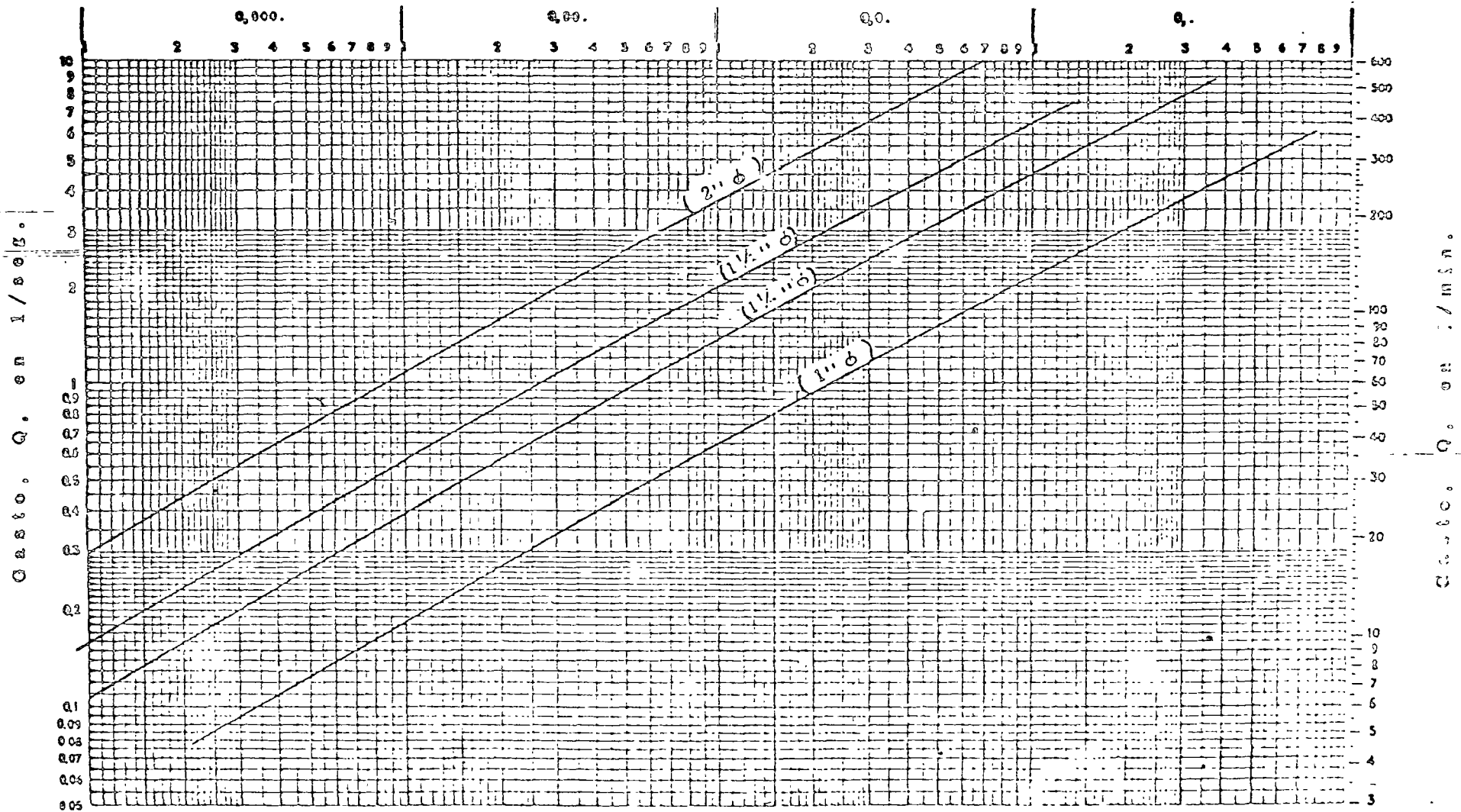
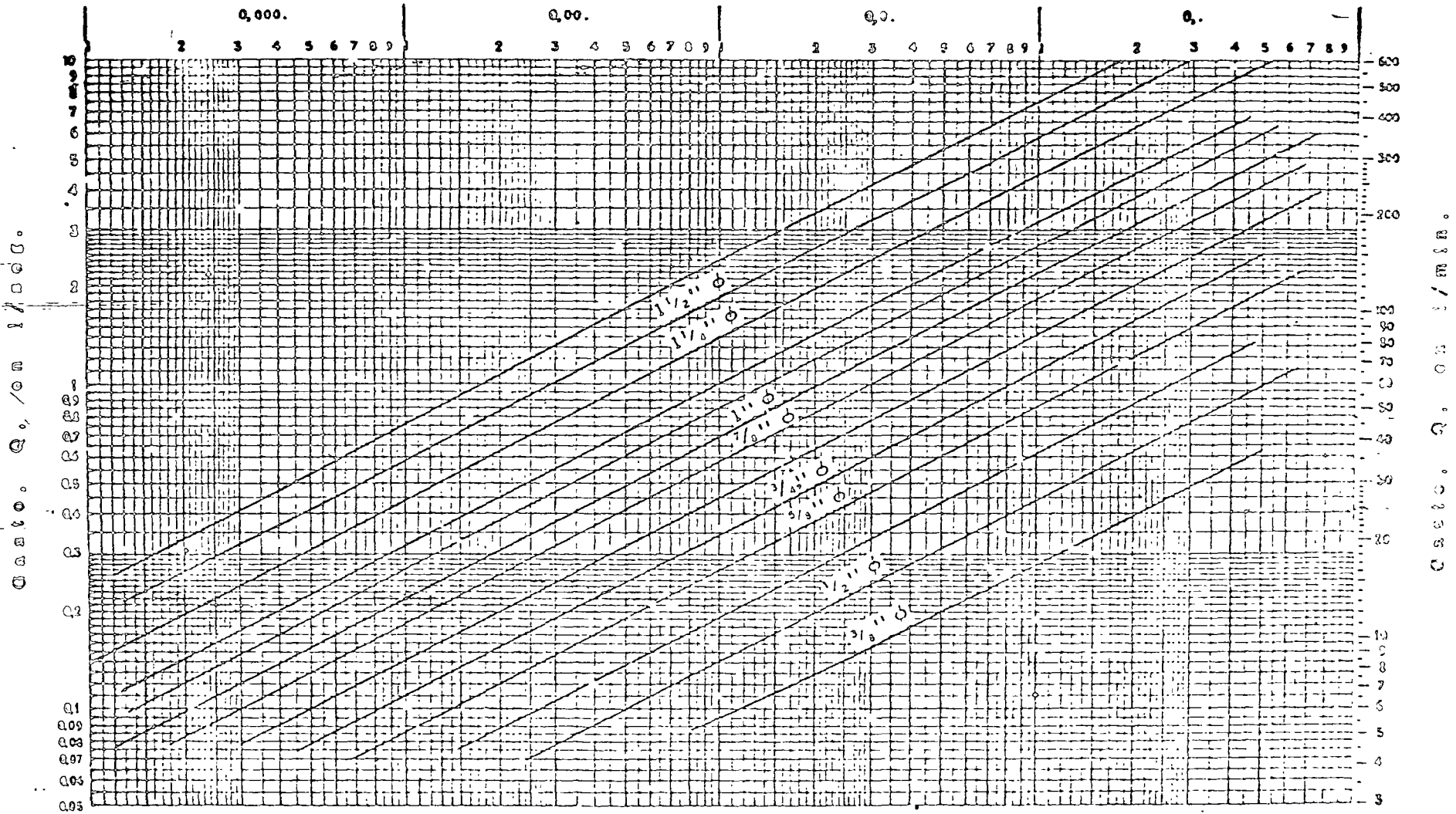


FIG. 7. - PERDIDAS DE CARGA EN MANGUERAS LIMPIAS

Pérdidas de carga, en $\text{kg/cm}^2/\text{m}$

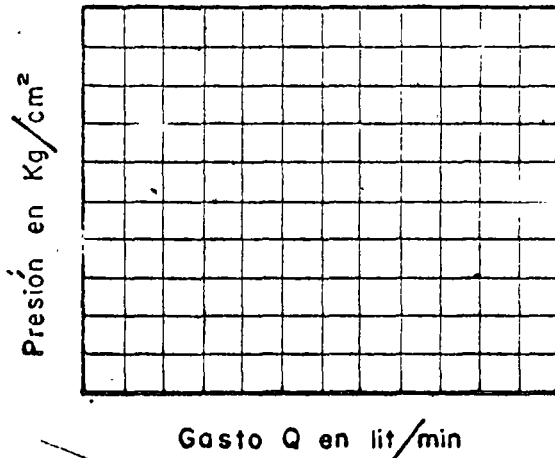


152

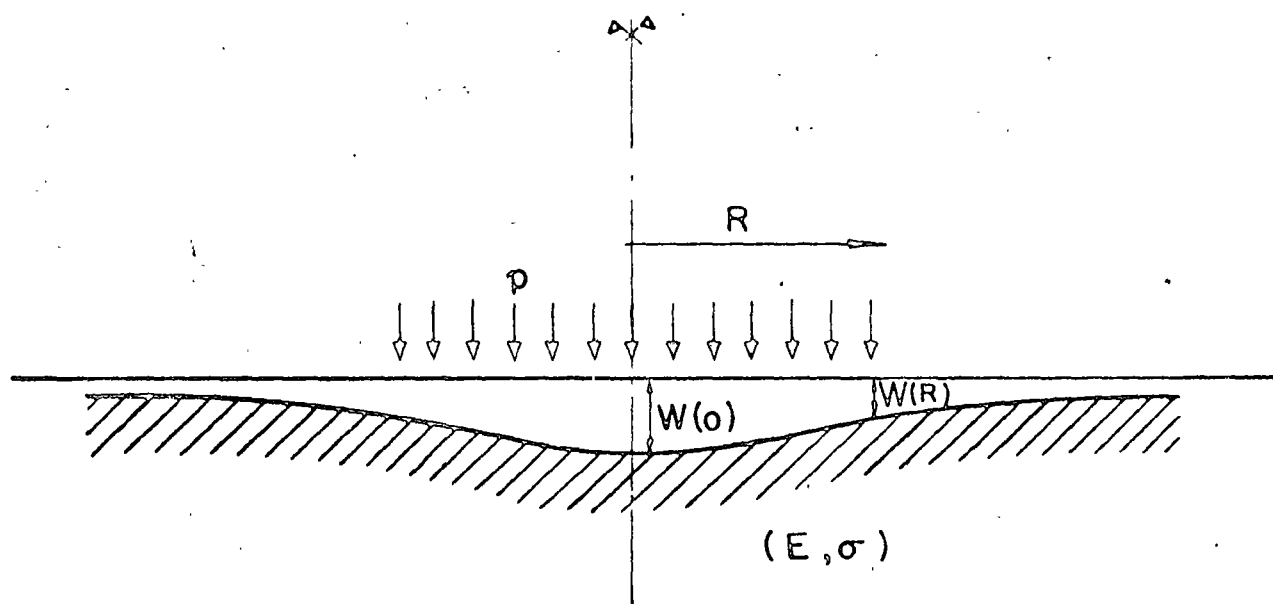
REGISTRO DE PRUEBAS LUGEON

Obra. _____
 Operador _____

Fecha _____
Pozo _____
Prueba N° _____
Inclinación _____
Profundidad del nivel freático _____
Altura del manómetro con respecto al nivel del terreno _____
TUBERIA DE INYECCION
Diámetro interior _____
N° de coples _____
OBTURADOR
Tipo _____
Longitud _____



Presión en Kg/cm leída en el manómetro	Gasto (Venturi) lit/min	Duración lit/min	Observaciones	Presión corregida Kg/cm²	Gasto lit/min



$$W(o) = \frac{2(1-\sigma^2)}{E} R p$$

$$W(R) = \frac{4(1-\sigma^2)}{\pi E} R p$$

Fig 10a

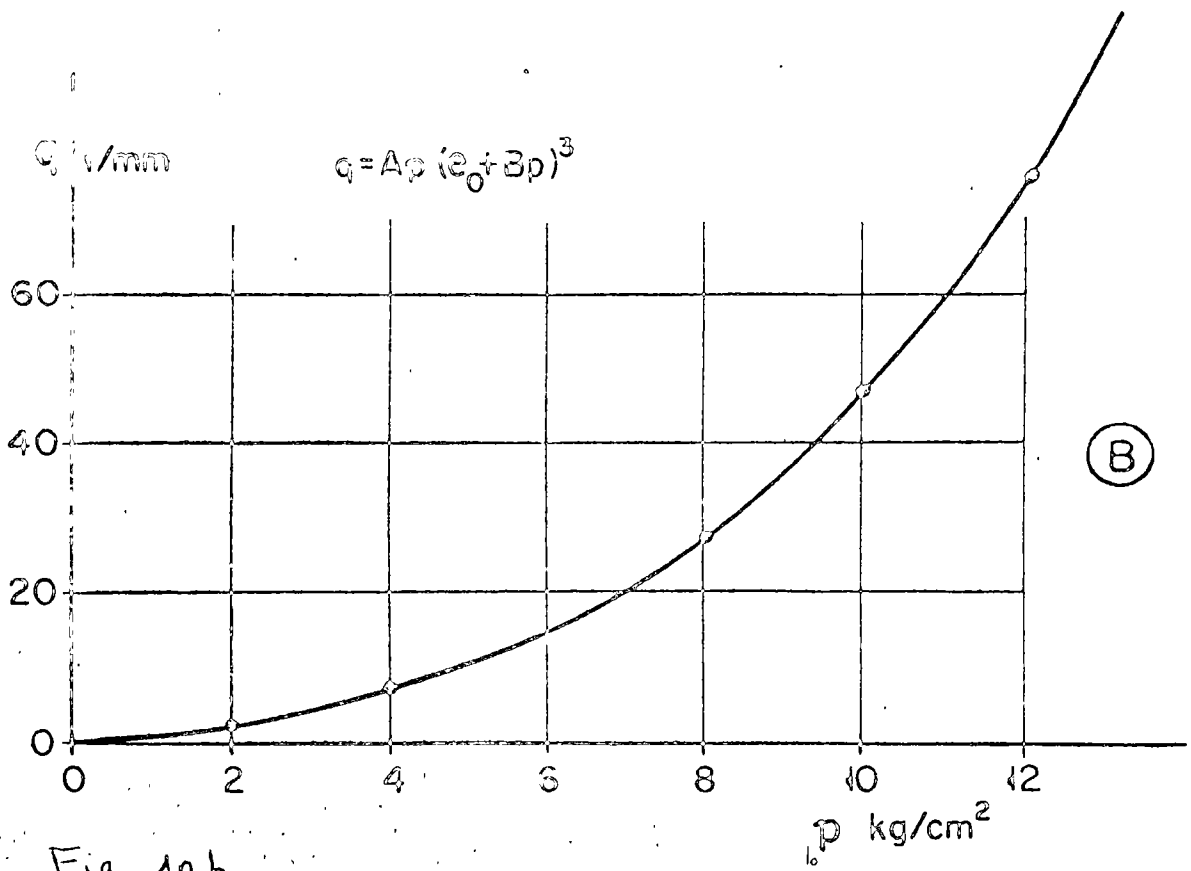
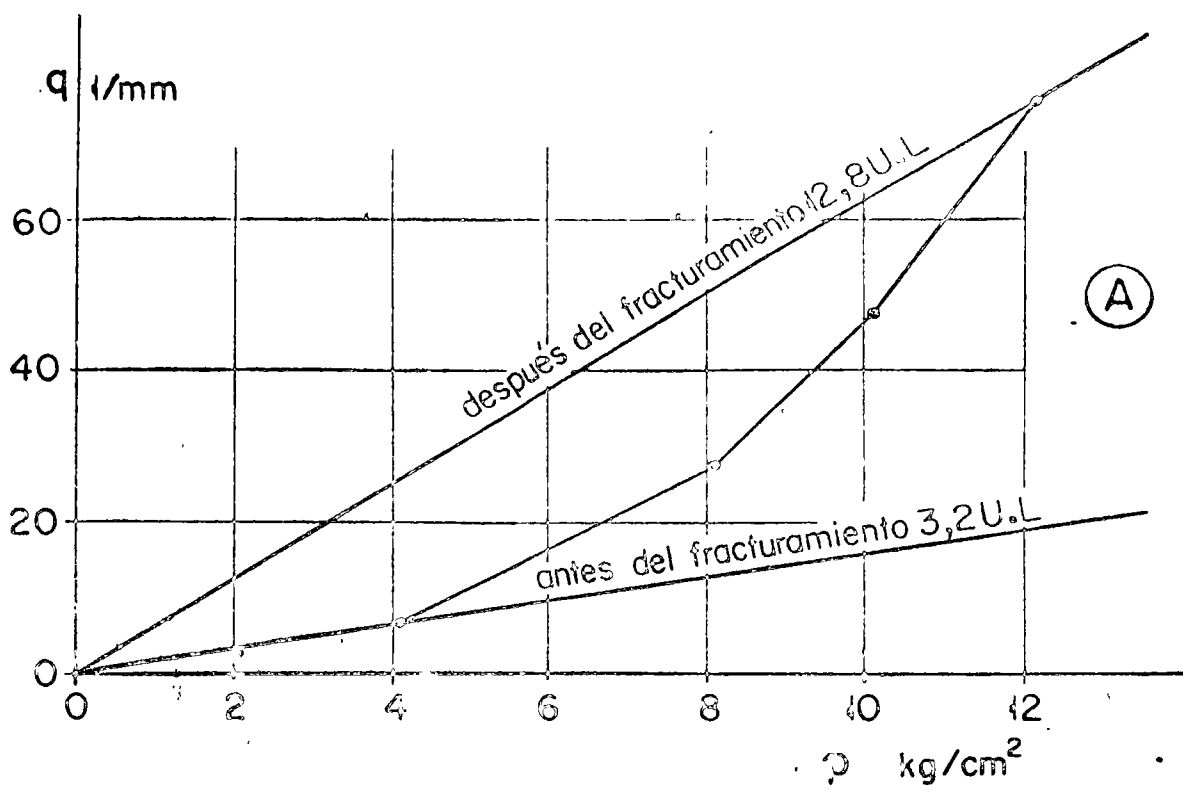


Fig 10b

Gasto en litros por minuto
bajo una presión de 10 kg/cm²

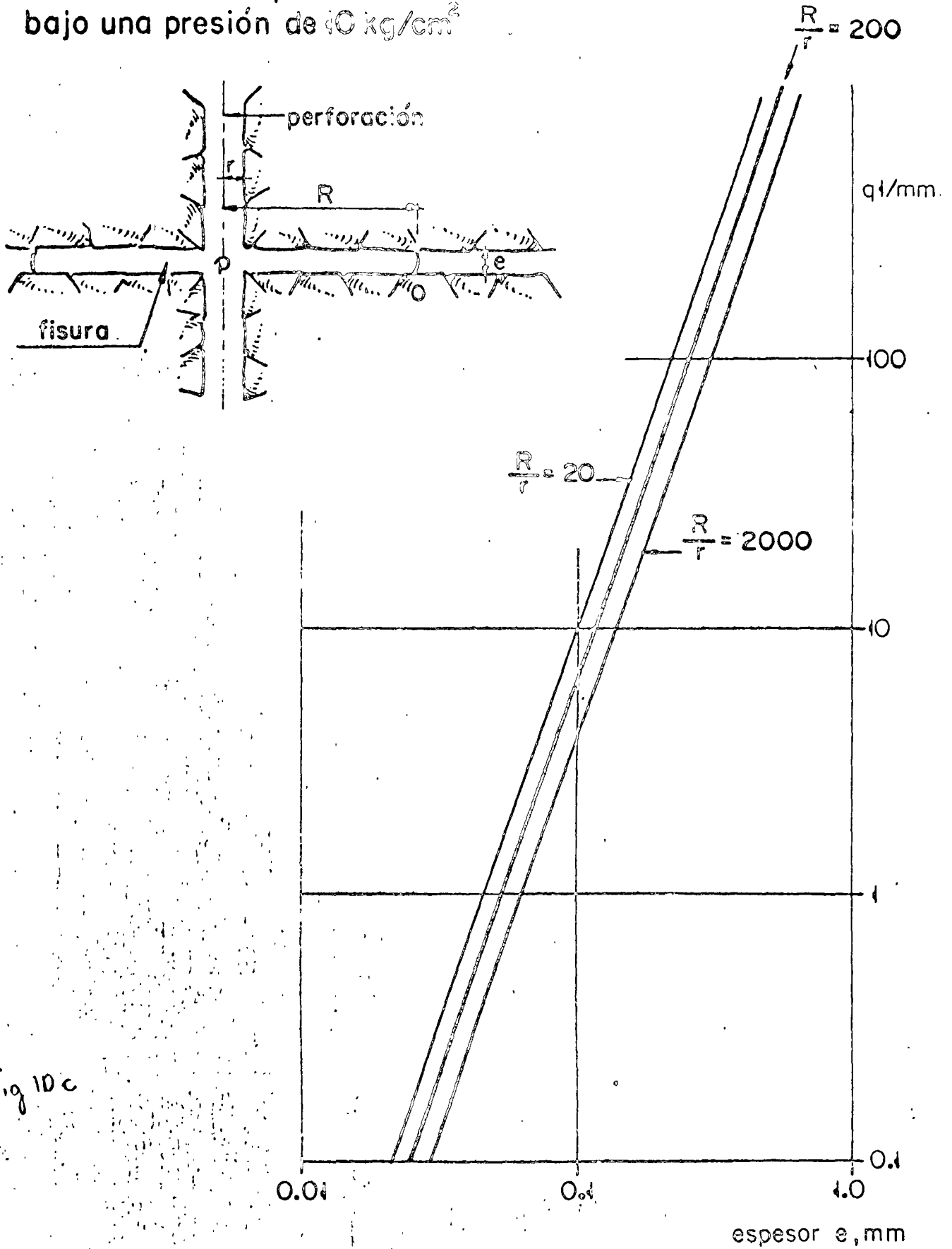
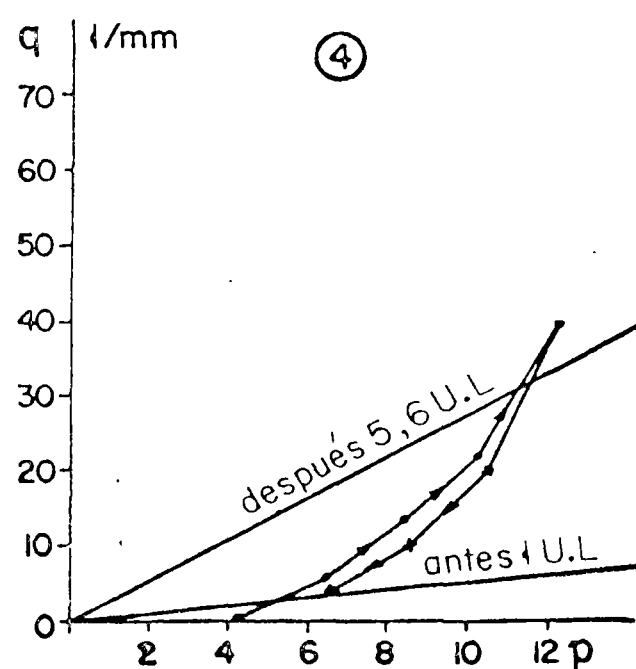
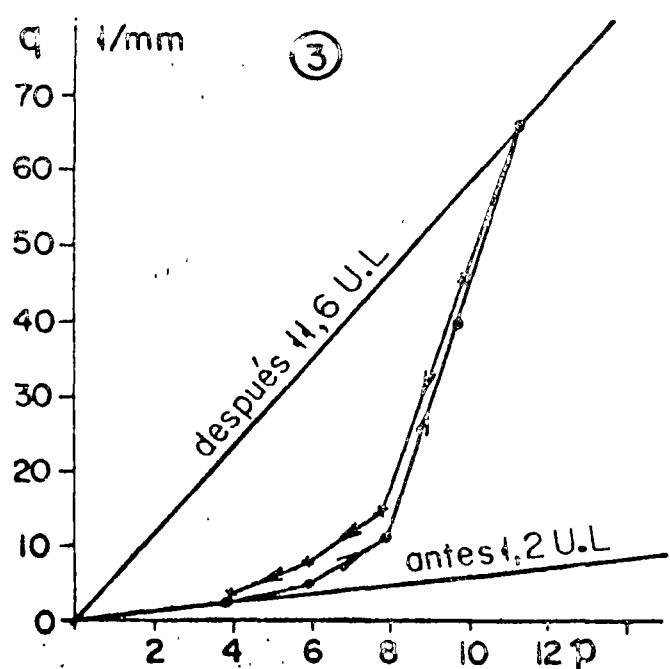
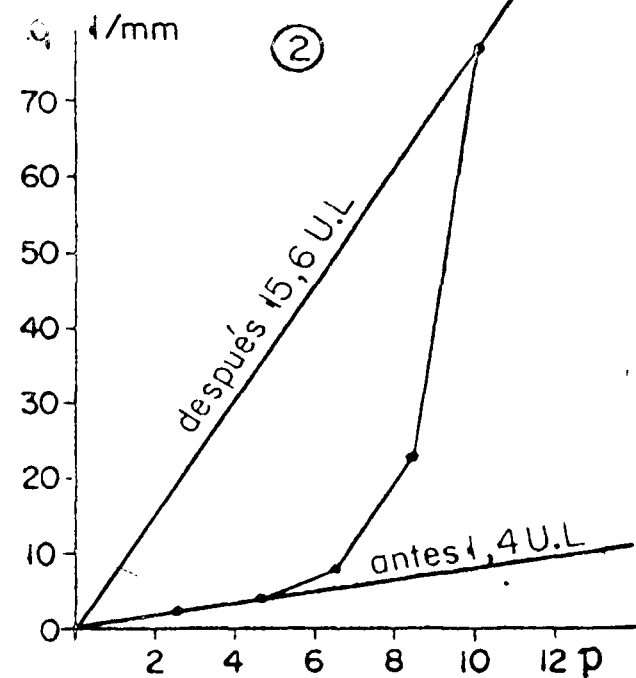
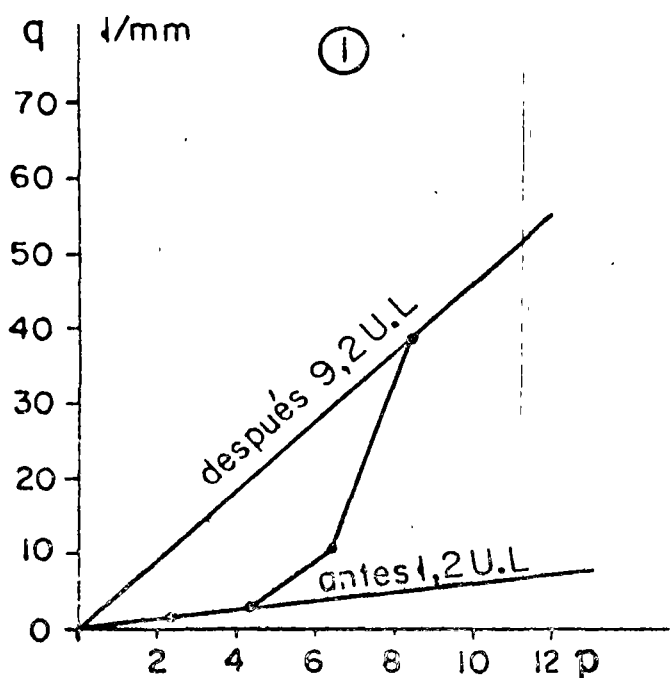


Fig 10c



kg/cm²

kg/cm²

Fig 11

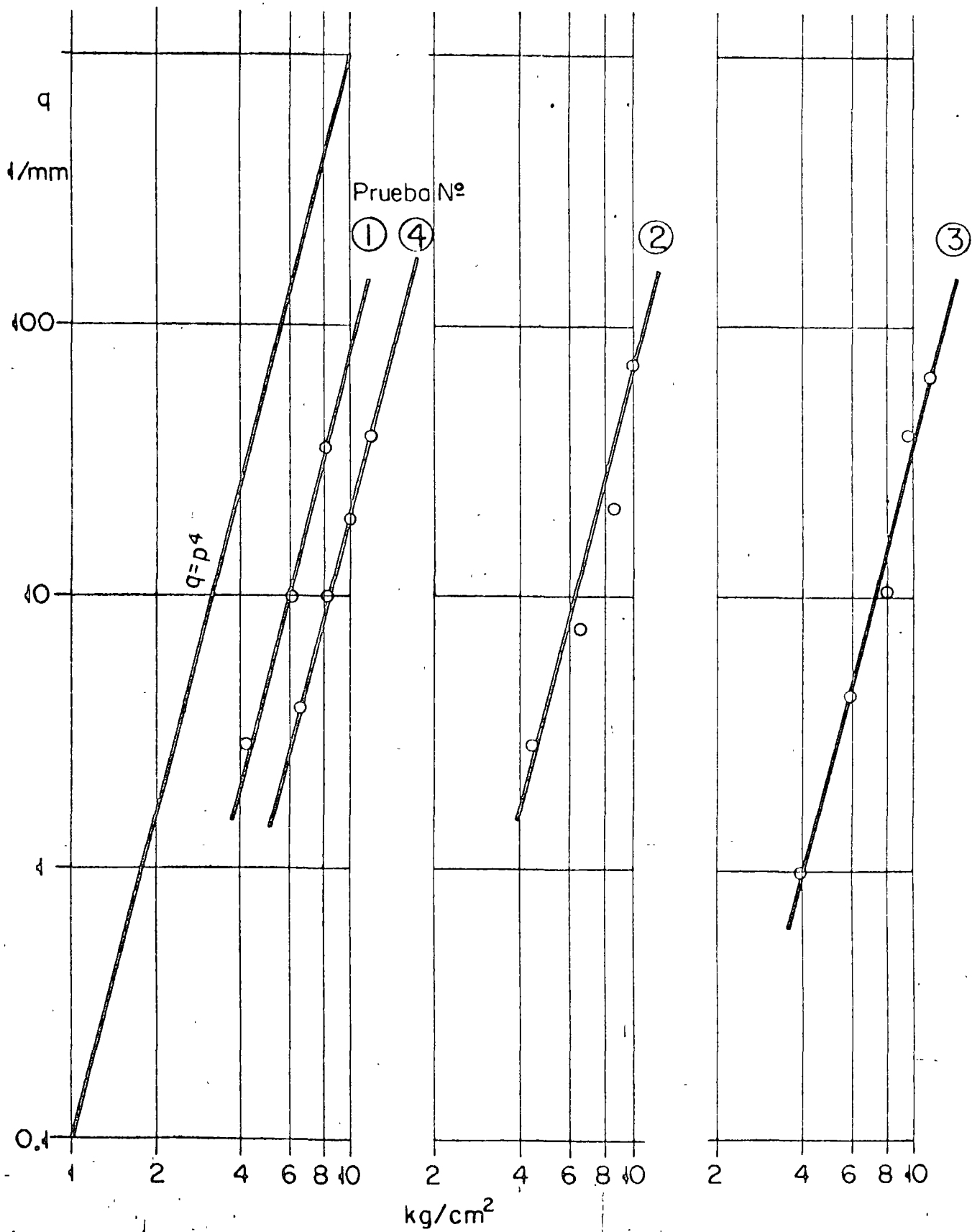


Fig 12

PRUEBAS LEFRANC - MANDEL

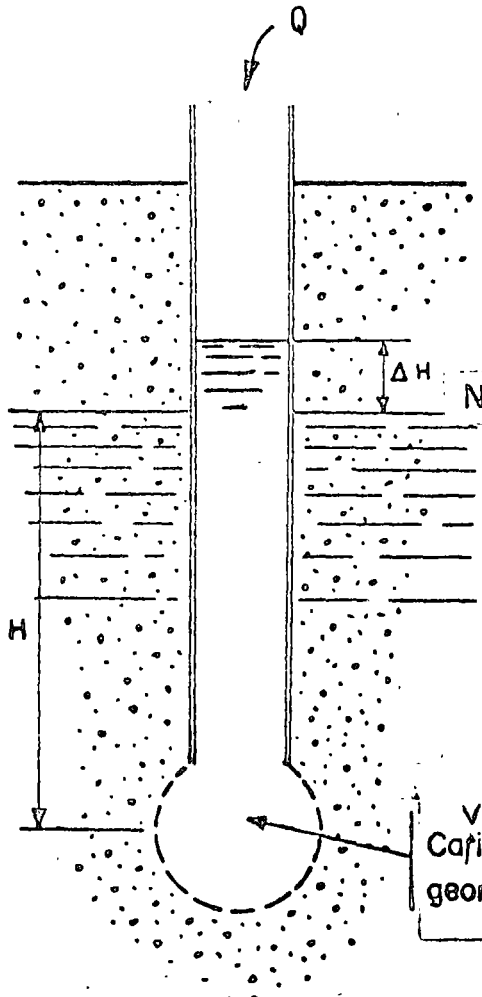


Fig 13 a

$Q = CK \Delta H$

Disco
 $C = 4r$

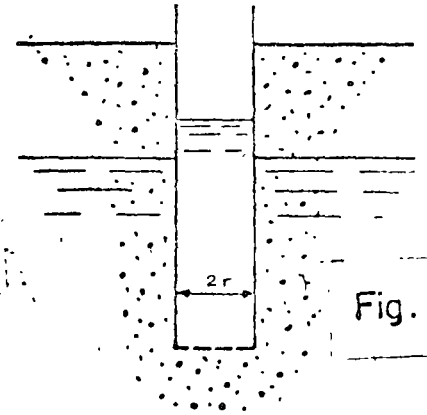


Fig. 13 b

Semi-esfera
 $C = 2\pi r$

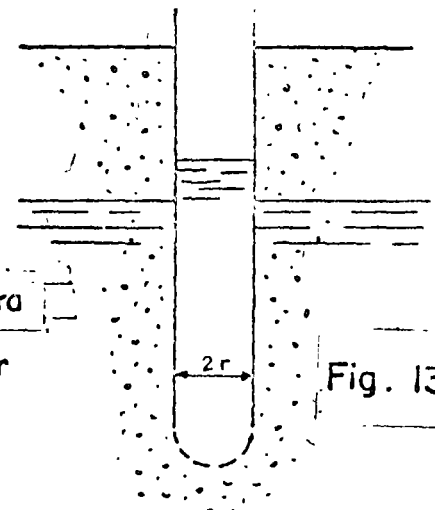
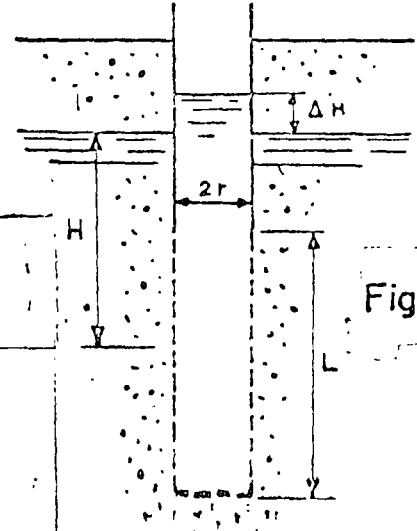


Fig. 13 c

Cavidad de forma geométrica definida



Tubo perforado

Fig. 13 d

$$C = \frac{4\pi}{\frac{2}{L} \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H}}$$

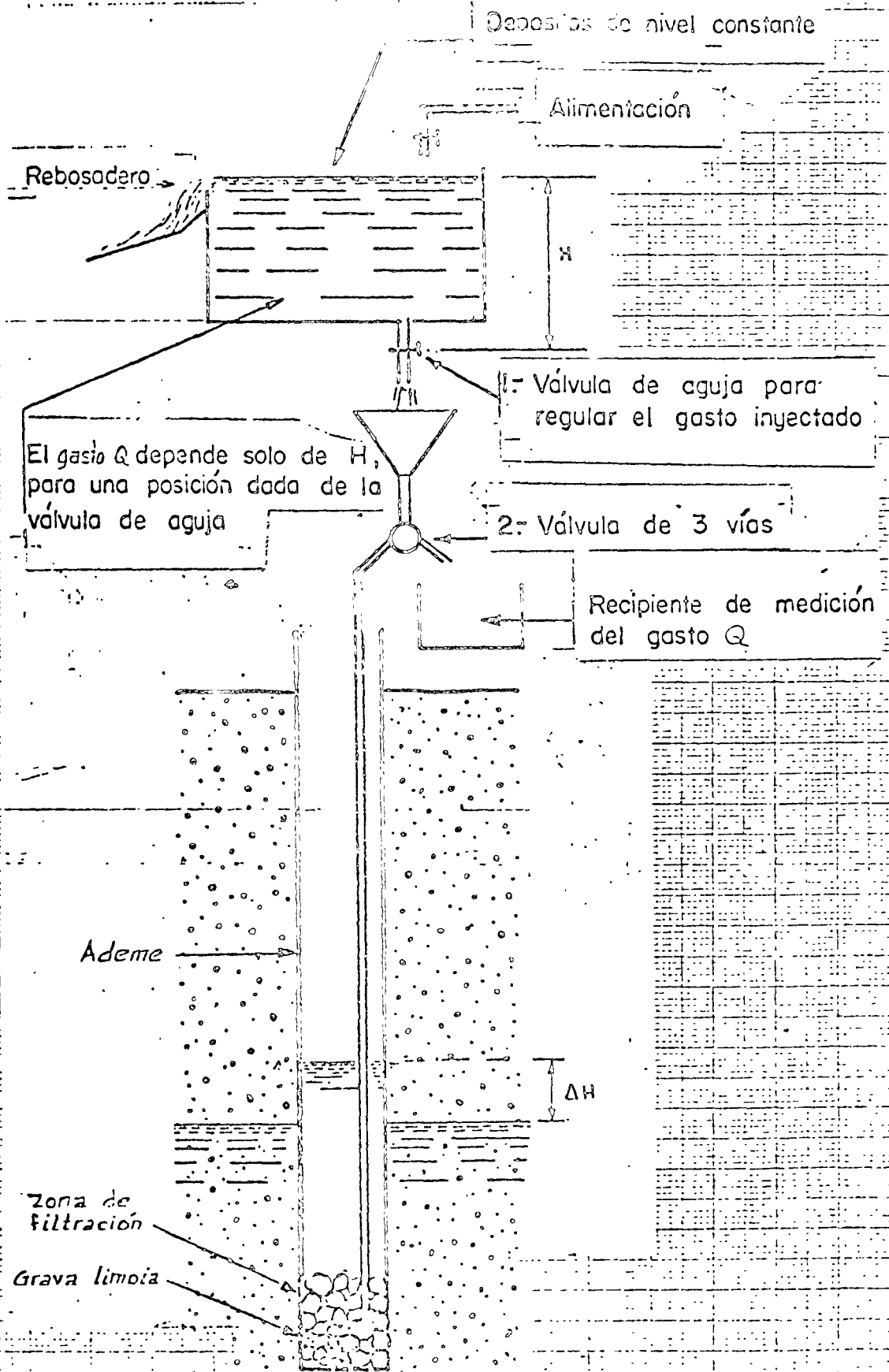


Fig. H.37 Prueba - Lefranc. Dispositivo de ensaye

Kabosadero

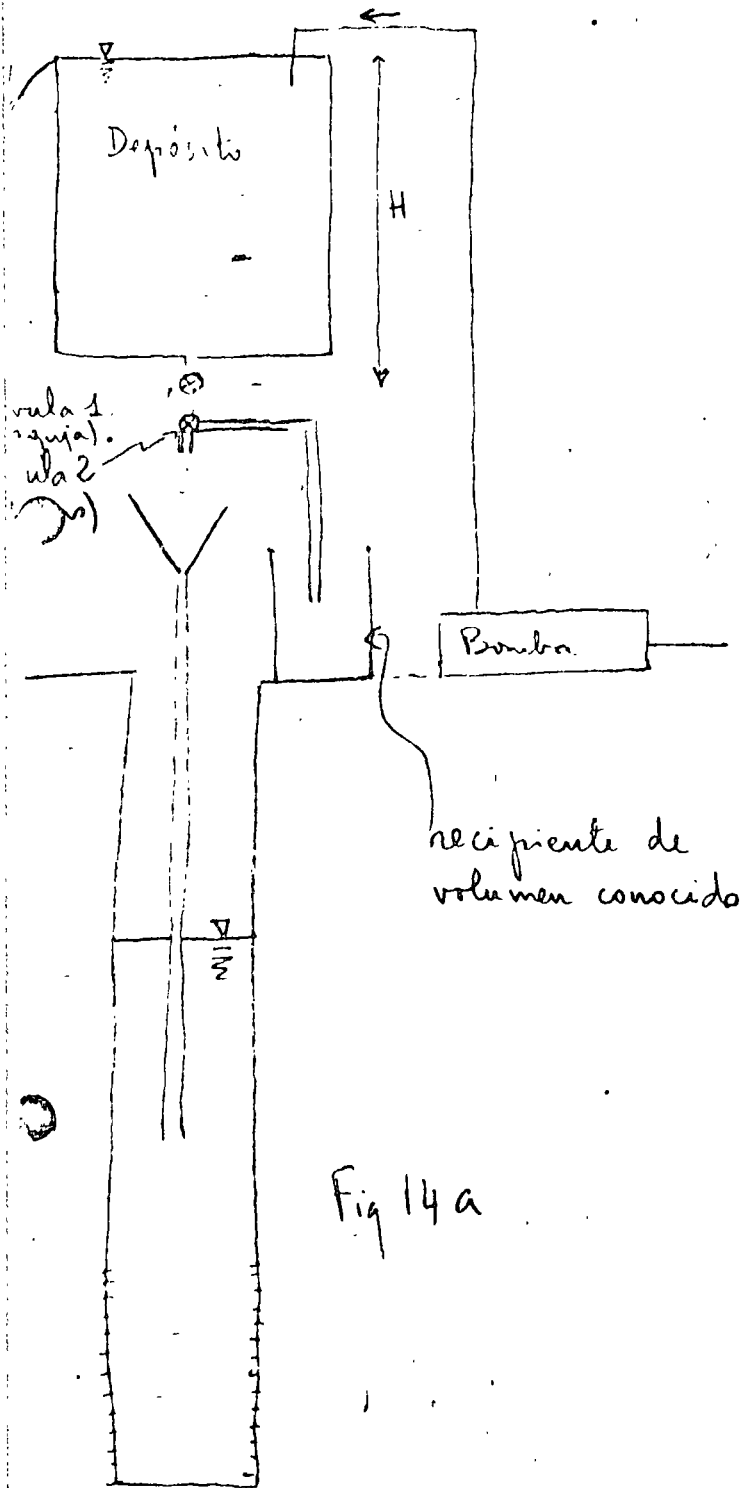


Fig 14 a

Kabosadero

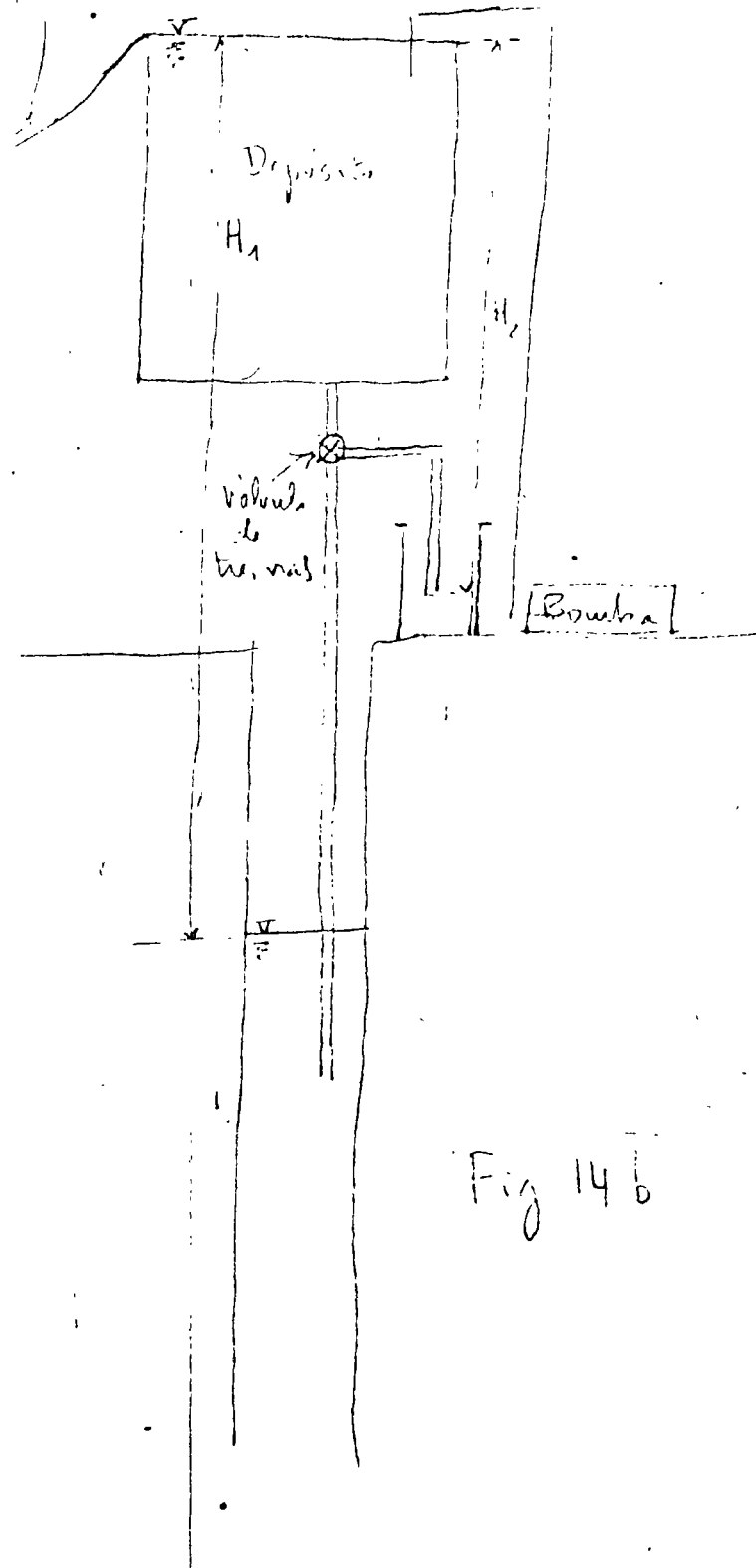


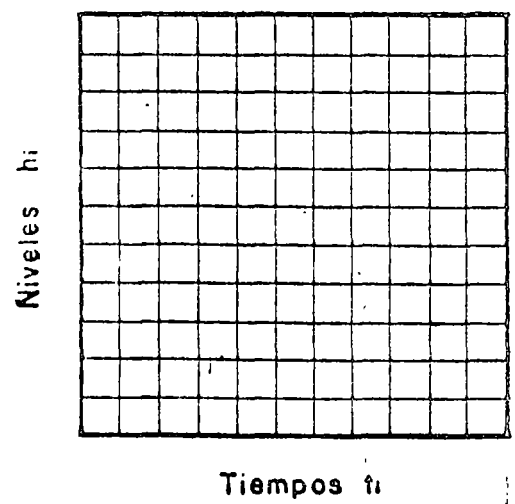
Fig 14 b

Fig 14. Esquema de montaje de la prueba de frans

REGISTRO DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC

Obra _____ fecha _____
 Pozo N° _____ Prueba N° _____
 Longitud ensayada "L" de _____ a _____ Operador _____
 Nivel freático "H₀" _____
 Diámetro del difusor "D" _____
 Volúmen del recipiente de gastos _____

Lectura del nivel del agua en la perforación "H _i "	Tiempo en mm	Tiempo necesario para llenar el recipiente de volúmen conocido.	Gasto inyectado.
h ₁	t ₁	T ₁	Q ₁
h ₂	t ₂		
h _n = H ₁	t _n		
h ₁	t ₁	T ₂	Q ₂
h ₂	t ₂		
h _n = H ₂	t _n		



$$Q = CK\Delta H$$

$$\Delta H = H_0 - H_i$$

$$C = \frac{4n}{L \log \frac{2L}{D} - \frac{1}{2H}}$$

H = Profundidad del tramo probado con respecto al nivel freático.

FIG. 1

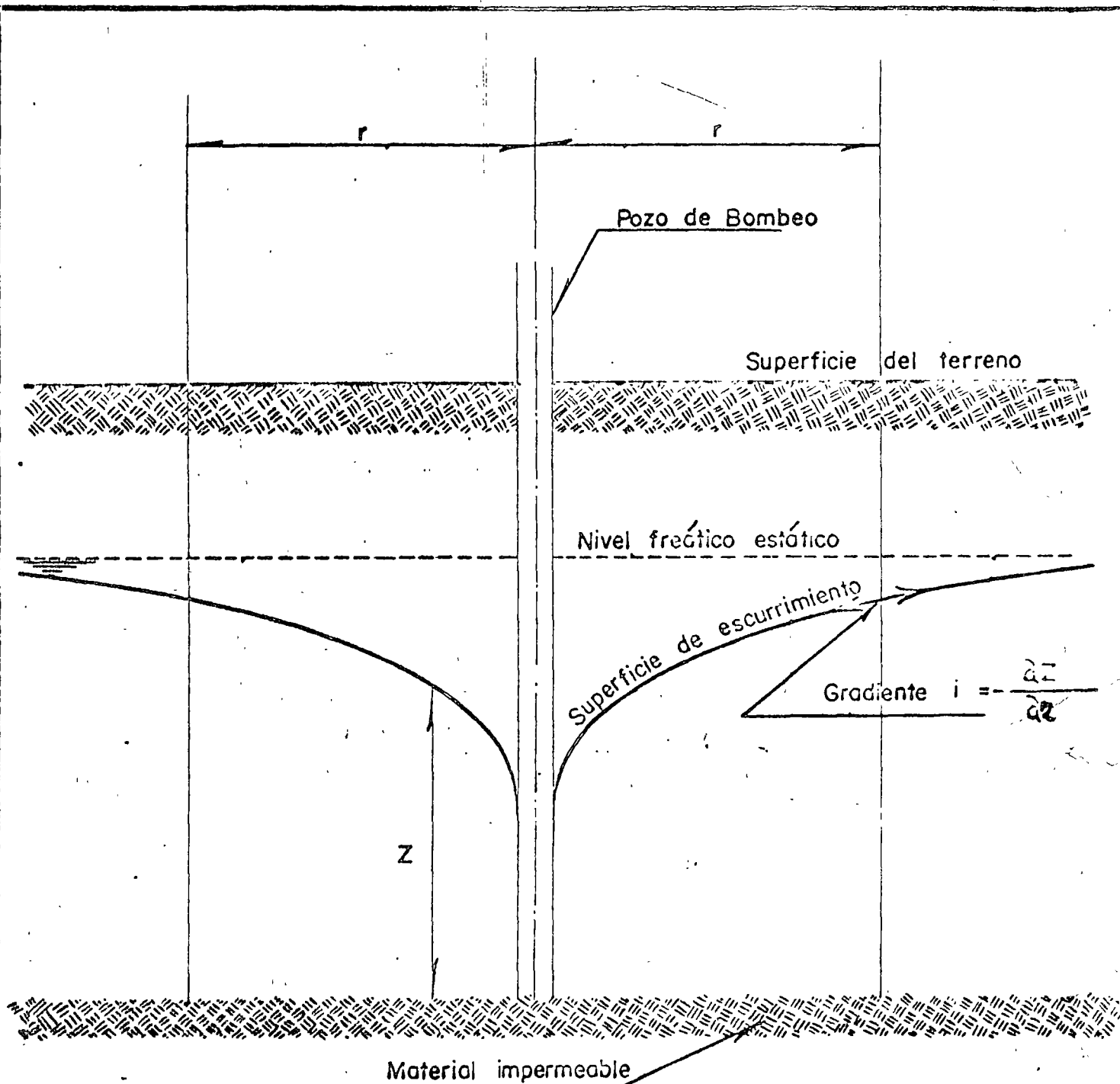
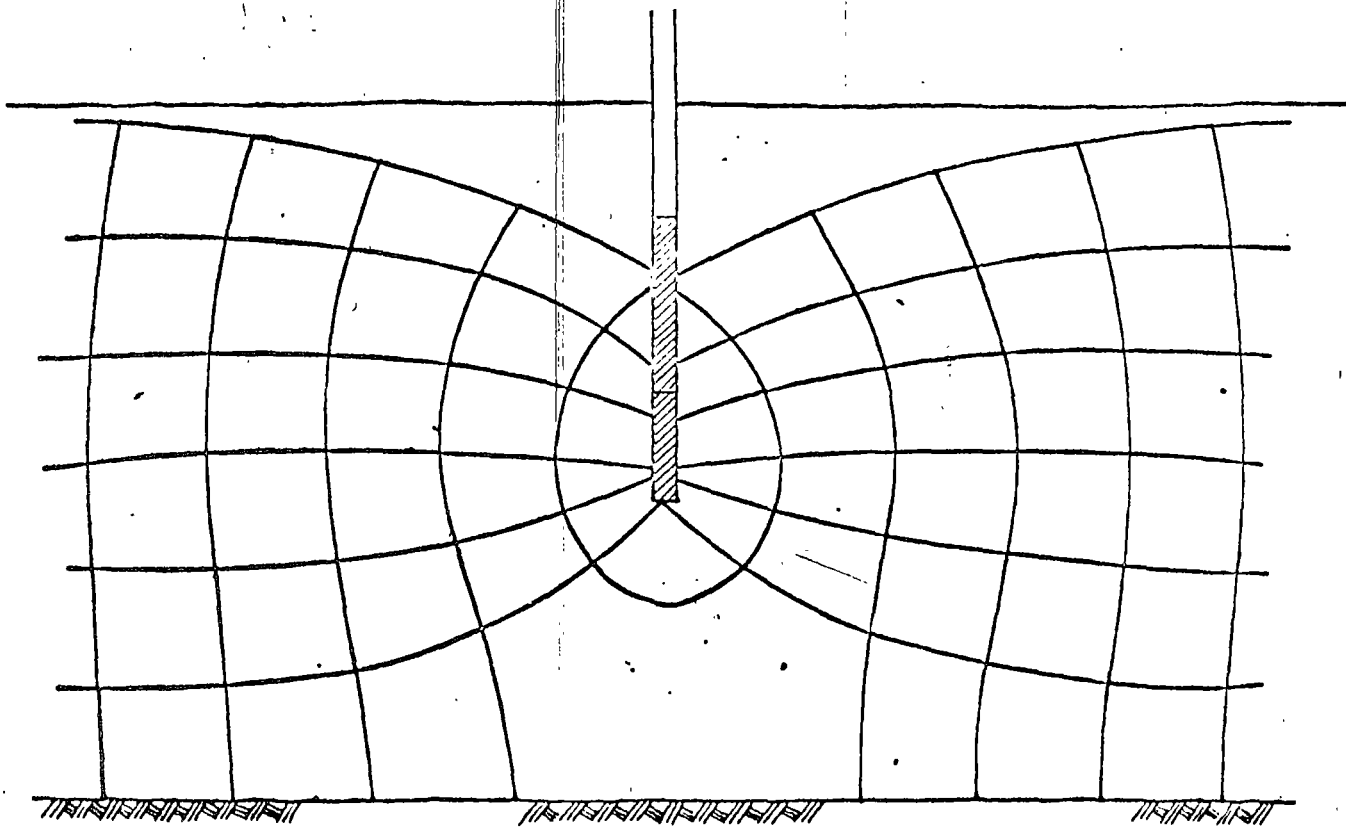


Fig. 16.- CASO ESTUDIADO POR DUPUIT - THIEM

~~SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS~~
~~geotecnia~~ ~~México, D.F.~~ ~~GRUPO DE LOCALIZACION~~ ~~Fig.~~



Red de flujo para un suelo homogéneo y un pozo que no atraviesa la totalidad del manto permeable

REGISTRO DE NIVELES EN POZOS TESTIGO

Obra _____

Fecha _____

Operador _____

Bombeo iniciado a las _____ hr. _____ min.

Medidas tomadas de las _____ hr. _____ min. a las _____ hr. _____ min.

Altura del agua en el vertedor triangular _____ cm.

CAMPO			CALCULO				
Pozo No	Nivel del agua en el pozo	Hora de lectura	K Tiempo en min. desde el inicio del bombeo	Abatimiento del nivel freático en m	R Distancia al pozo de bombeo	R ²	t Tiempo en min. desde la suspensión del bombeo

REGISTRO DE NIVELES PIEZOMETRICOS

Obra _____
 Fecha _____
 Operador _____
 Medidas tomadas de las _____ hr _____ min a las _____ hr _____ min
 Altura del agua en el vertedor triangular _____ cm

Nº	Nivel del agua en el piezómetro

PRUEBAS DE BOMBEO

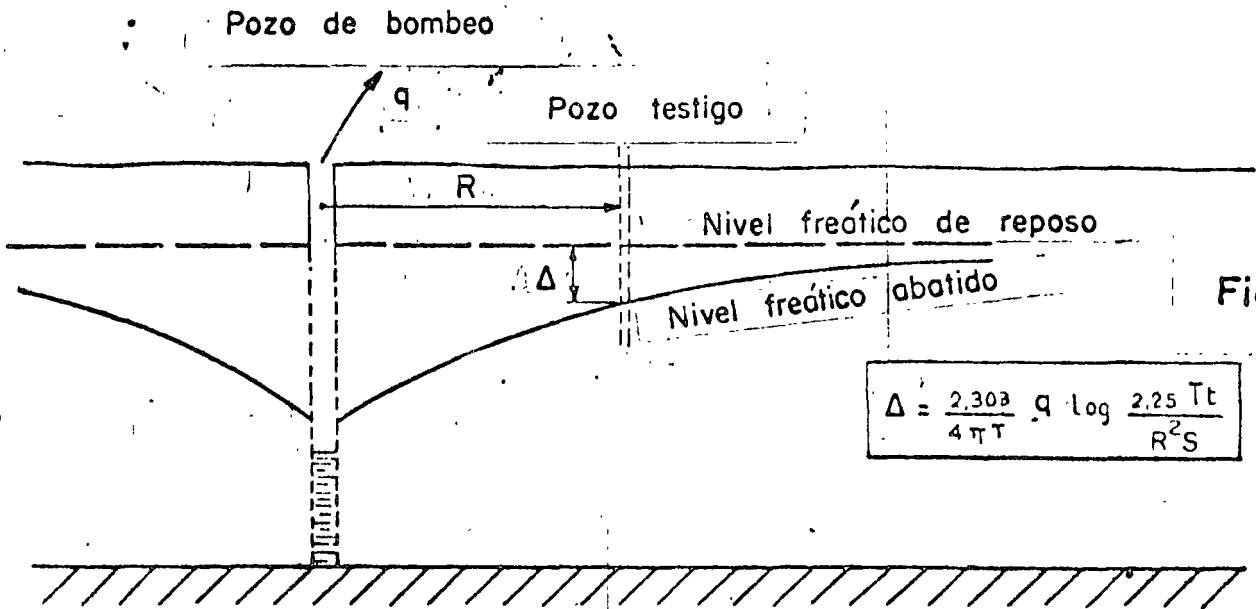


Fig. 20

FLUJO TRANSITORIO (Forma I)

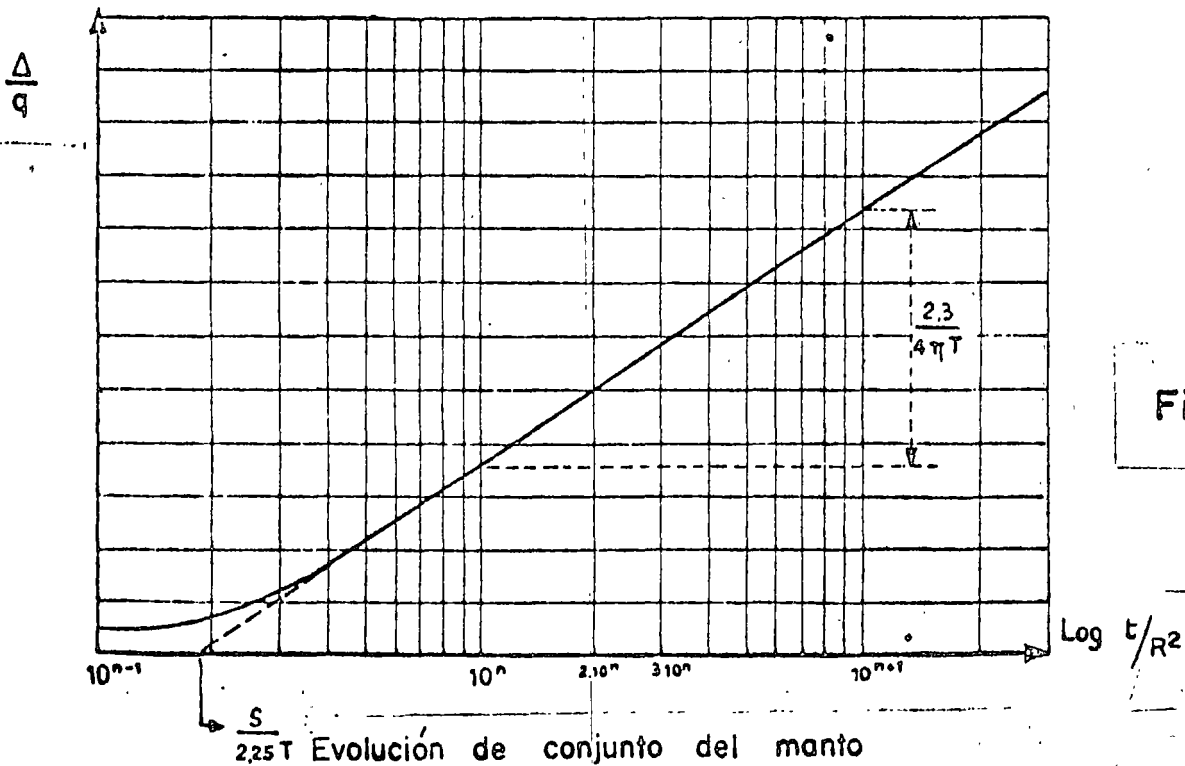
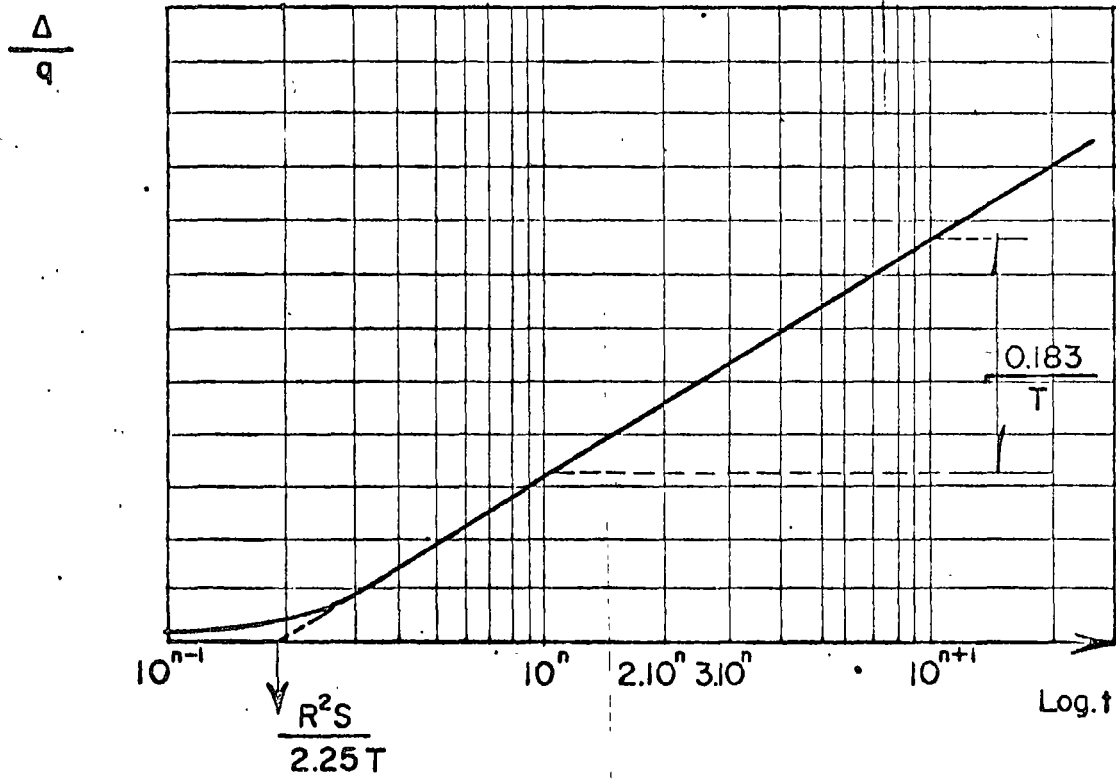


Fig. 21

Evolución de conjunto del manto de agua para un bombeo con gasto constante

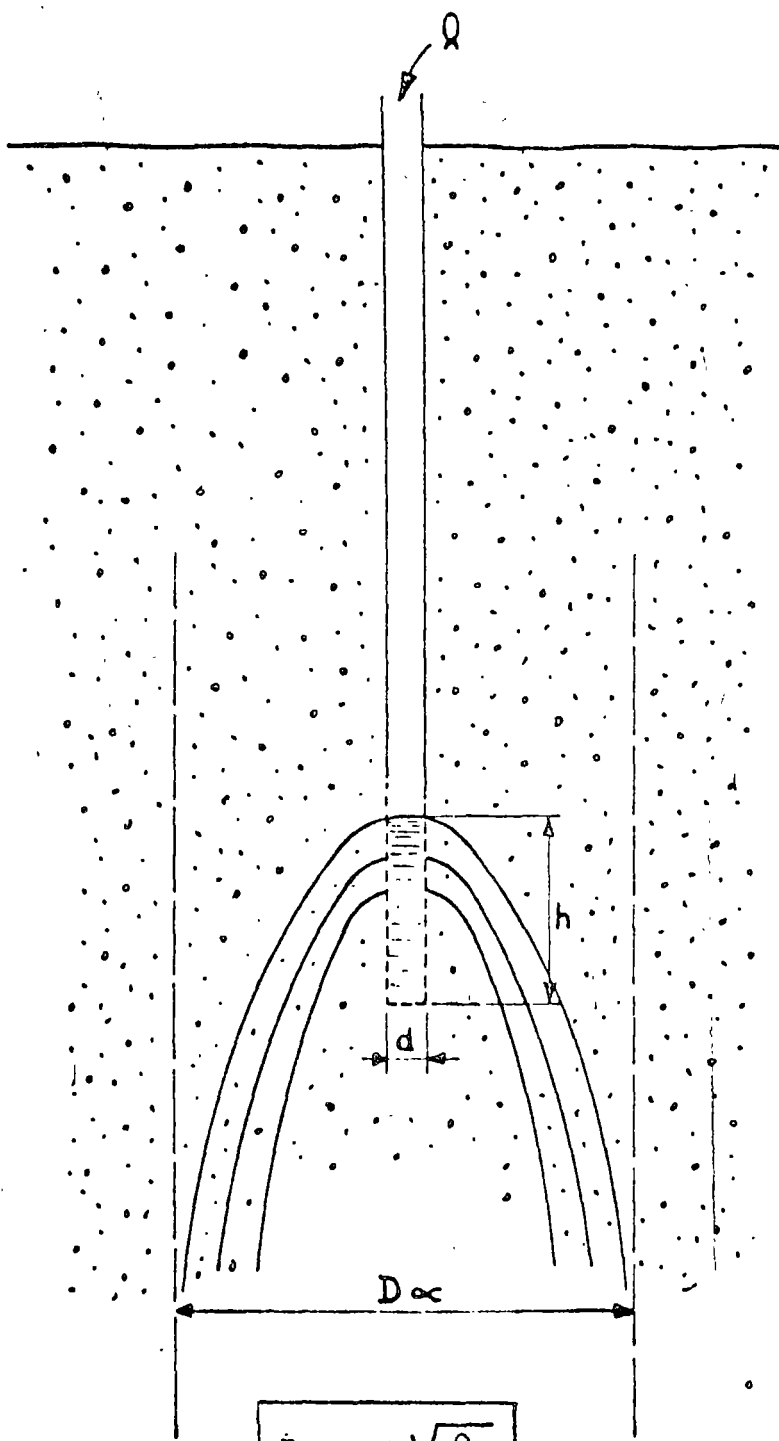
Flujo transitorio (Forma 2)



EVOLUCION DE LOS ABATIMIENTOS EN UN POZO TESTIGO PARA BOMBEO CON GASTO CONSTANTE

Fig. 22

PRUEBAS NASBERG



$$K = \frac{0,423}{h^2} Q \log_{10} \frac{4h}{d}$$

con $25 < \frac{h}{d} < 100$

$$D_{\infty} = 2 \sqrt{\frac{Q}{\pi k}}$$

2,3
Fig. ~~2/17~~

PRUEBAS MATIJO - AKAI

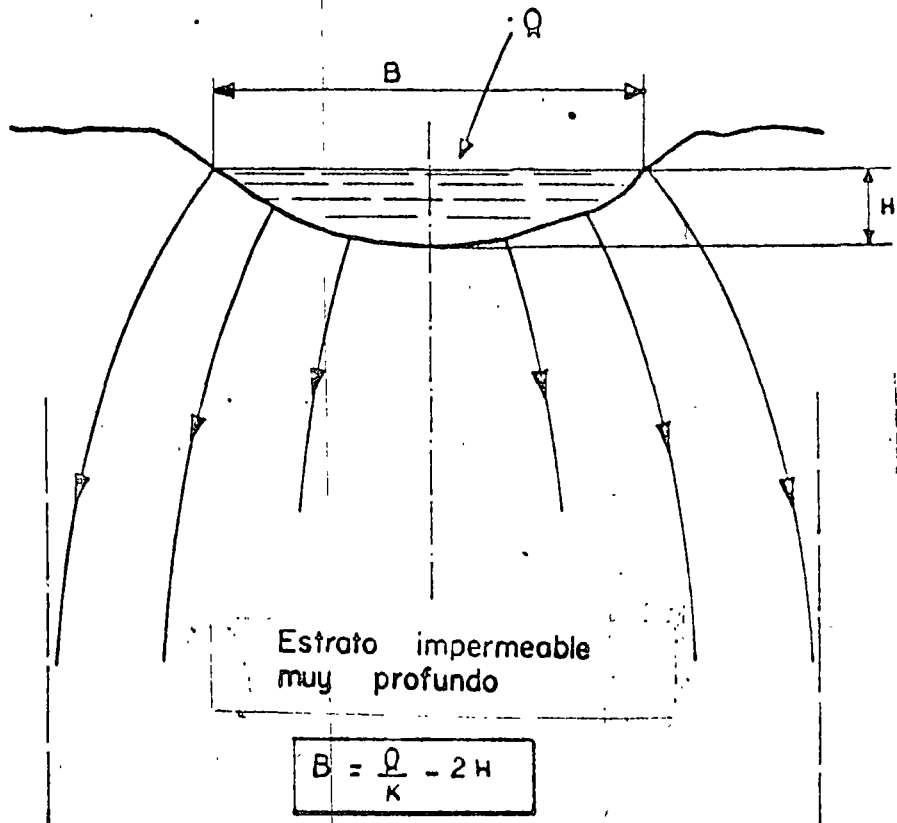
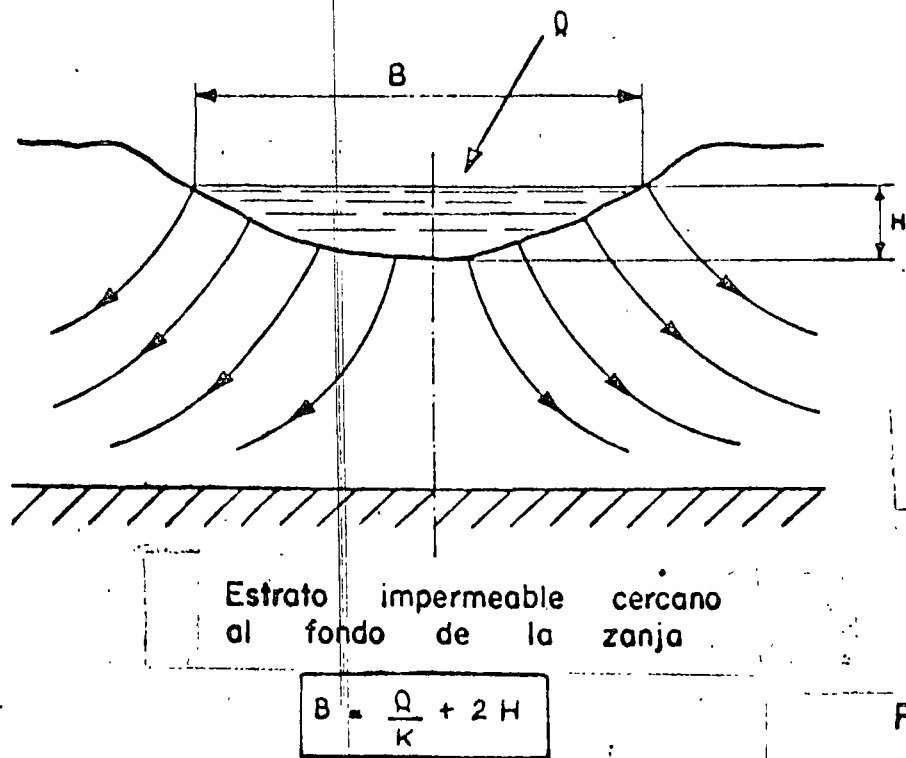


Fig. 23a
24



24
Fig. 24b

Fig. 24
24

INSTRUMENTACION EN
MECANICA DE ROCAS

POR: RAUL CUELLAR BORJA

OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

CONTENIDO

1.- INSTRUMENTACION DE MECANICA DE ROCAS

1.1.Introducción

2.- DISPOSITIVOS DE MEDICION DENTRO DE BARRENOS

2.1.Extensómetros longitudinales

2.1.1. Tipo CFE

2.1.2. Tipo Terrametrics

2.1.3. Extensómetros de barra

2.2.Extensómetros longitudinales de deformación transversal

2.2.1. Inclínómetros

2.2.2. Extensómetros transversales

3.- MEDICIONES SUPERFICIALES

3.1.Extensómetro longitudinal portátil

3.1.1. De cinta o alambre invar con resortes de tensión constante

3.1.2. De cinta con resortes de tensión variable calibrados

3.2.Extensómetro "invar wire" tipo Cambridge

3.3.Mira móvil de colimación

3.4.Telurómetros

3.4.1. Ondas de radio

3.4.2. Rayos infrarrojos

3.5.Rayo Lasser

3.6.Nivelación de precisión con aparato fijo

3.7.Nivel de precisión de manguera

3.8.Vertedores

4. MEDICION DE VIBRACIONES
 - 4.1. Efectos de explosivos en estructuras y cimentaciones
5. MEDICION DE CARGAS EN ANCLAS
 - 5.1. Celdas de presión hidráulica
 - 5.2. Celdas instrumentadas con "strain gages"
6. MEDICION DE FRACTURAMIENTO
 - 6.1. Métodos acústicos
 - 6.2. Refracción microsísmica
7. MEDICIONES REALIZADAS EN LA P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.
 - 7.1. Túneles de Desvío
 - 7.2. Canales Vertedores
 - 7.3. Casa de Máquinas
8. RECONOCIMIENTOS
9. BIBLIOGRAFIA

1. INSTRUMENTACION DE MECANICA DE ROCAS

1.1 Introducción

El objeto de la instalación de instrumentos de medición en los macizos rocosos es el de verificar el comportamiento previsto o calculado, por efecto de la ejecución de obras de ingeniería tales como: cimentaciones, excavaciones subterráneas o a cielo abierto y estabilidad de taludes naturales o artificiales, por otro lado, constituyen elementos de alarma contra posible falla. Para esto es necesario utilizar dispositivos de medición superficiales, así como, instalar aparatos dentro de barrenos para medir desplazamientos longitudinales y transversales.

2. DISPOSITIVOS DE MEDICION DENTRO DE BARRENOS

2.1 Extensómetros longitudinales

2.1.1. Extensómetro tipo Comisión Federal de Electricidad.

Miden desplazamientos relativos entre 4 "puntos fijos" localizados a diferentes niveles dentro de una perforación y el dispositivo de medición colocado en la superficie del terreno. Los desplazamientos son transmitidos por alambres de acero al dispositivo de medición, el cual tiene montados 8 resortes de tensión constante de 4.5 kg de capacidad, montados en cilindros embalados. El alambre pasa enrollándose en una polea cuyo eje está acoplado a un potenciómetro eléctrico radial. Este dispositivo tiene una precisión de ± 0.25 mm.

Los alambres y los puntos fijos se encuentran dentro de tubos de PVC, $\emptyset 2"$. La tubería se llena con aceite diesel para proteger

los alambres de la corrosión.

El tubo de PVC Ø 2" se introduce en barrenos Ø 4" y se cementa a las paredes del barreno con mortero de cemento-arena-bentonita. En la Fig. 1 se presenta esquemáticamente este dispositivo. Requiere calibración.

2.1.2. Extensómetros longitudinales Tipo Terramétrics

Estos extensómetros miden también desplazamientos diferenciales entre "puntos fijos" colocados dentro de barrenos a diferentes niveles y el dispositivo de medición que se encuentra en la superficie. Los "puntos fijos" están constituidos por crucetas de picos que se abren mecánicamente y se encajan en la roca. Los desplazamientos se transmiten a través de alambres que conectan los puntos fijos con los extremos de una soleras que trabajan en voladizo. Estas soleras están instrumentadas con celdas de deformación eléctricas (strain gages). Requiere calibración. Geosistemas; S.A. ha modificado el sistema de medición utilizando extensómetros mecánicos de carátula (micrómetros) para medir los desplazamientos que son amplificadas trabajando la solera de apoyo de los alambres como palanca. En la Fig. 2 puede verse este dispositivo. No se recomienda el uso de este dispositivo cuando tiene los "straingages" y se utiliza en ambiente húmedo pues se pierde el aislamiento eléctrico de las celdas.

2.1.3. Extensómetros de barra

Estos extensómetros miden también desplazamientos relativos entre "punto fijos" dentro de barrenos y la superficie donde se encuentra el dispositivo de medición. Los desplazamientos se

transmiten a través de barras de acero llenas o huecas. El medidor puede ser mecánico o eléctrico. Tiene buena aceptación, pues no tiene el problema de fluencia que se presenta en los extensómetros a base de alambres. En la Fig. 3 puede verse esquemáticamente un extensómetro con 4 barras independientes. Existen diseños de este dispositivo que permite alojar 2 barras dentro de un barreno.

2.2.- Extensómetros longitudinales de deformación transversal

2.2.1. Inclinómetros

Los inclinómetros están constituidos por tubos de aluminio o de PVC, que tienen 4 ranuras a 90° . Se utilizan para medir desplazamientos verticales y horizontales dependiendo del tipo de sonda utilizada.

En rocas se utilizan únicamente para medir desplazamientos horizontales utilizando sondas de alta precisión.

Tipos de sondas:

Sonda Slope Indicator de péndulo y potenciómetro eléctrico

Sonda Slope Indicator de acelerómetros

Sonda Geosistemas de péndulo instrumentada con strain gages

Sondas de medición magnéticas

Las sondas se calibran en un goniómetro obteniéndose de esta manera el número de unidades por grado de inclinación. Conocida esta constante los desplazamientos horizontales pueden integrarse a lo largo del tubo del inclinómetro.

En la Fig. 4 se presenta esquemáticamente este dispositivo.

2.2.2. Extensómetro transversal

Estos extensómetros están diseñados por Slope Indicator, para medir desplazamientos sobre un plano perpendicular al eje del instrumento, de 3 a 6 puntos localizados a diferentes elevaciones dentro de una perforación.

Los puntos de medición (elementos sensibles) están constituidos por un potenciómetro longitudinal montado en un péndulo accionado por una muelle de horquilla que obliga a mantener en contacto al potenciómetro con un alambre revestido de plata, que se mantiene tensado entre dos "puntos fijos" que se ubican fuera de la zona de influencia de los desplazamientos ocasionados por las excavaciones. Los desplazamientos de los elementos sensibles son relativos a estos puntos fijos, y se miden indirectamente por la posición que guarde la resistencia respecto al alambre plateado.

Tanto el alambre plateado como los elementos sensibles quedan introducidos en tubos de PVC de 4" de diámetro, el cual se llena con aceite dieléctrico de transformador para mejorar el aislamiento eléctrico del potenciómetro. Este aparato requiere calibración y tiene una precisión aproximadamente de 0.1 mm. En la Fig. 4-a se presenta esquemáticamente este dispositivo.

3. MEDICIONES SUPERFICIALES

3.1. Extensómetro longitudinal portátil

3.1.1. Extensómetro de cinta o alambre invar, portátil

Este dispositivo se utiliza para realizar mediciones de desplazamientos sobre la superficie de terreno, entre bases metálicas o de concreto fijas al terreno.

Los desplazamientos se miden indirectamente por medio de potenciómetros eléctricos. La cinta o el alambre invar son mantenidos en tensión por resortes de tensión constante (tipo cuerda de reloj). Requiere calibración previa. El tamaño máximo de la cinta o alambre es del orden de 10 m. La precisión es de 0.1 mm a 0.2mm. En la Fig. 5 se presenta esquemáticamente este dispositivo.

3.1.2. Extensómetro de cinta con resorte de tensión variable

Este extensómetro es muy sencillo y mide desplazamientos entre bases fijas al terreno. Se utiliza una cinta graduada de 20 m, calibrada por tensión y temperatura. La tensión es proporcionada por un resorte helicoidal de tensión variable también calibrado. La lectura se realiza visualmente en la cinta al pasar por una marca, de manera que puede leerse con precisión 0.5 mm. En la Fig. 6 se presenta esquemáticamente este dispositivo.

3.2. Extensómetro "invar wire" tipo Cambridge

Este extensómetro ha sido desarrollado por la Universidad de Cambridge para la medición superficial dentro de galerías de desplazamientos horizontales que ocurren en la corteza terrestre por efecto de atracción lunar (marea terrestre).

El dispositivo mide desplazamientos entre dos puntos fijos en la superficie de roca, ligados por un alambre invar de $\phi=0.5$ mm tensionado constantemente por una pesa, los desplazamientos son amplificados por un sistema de palanca articulada, midiéndose los desplazamientos por medio de un LVDT. Cuando el desplazamiento es tal que el LVDT está operando fuera de su intervalo lineal, opera

un servomotor que hace girar un tornillo sin fin que desplaza un contrapeso para aumentar o disminuir la tensión en el alambre, hasta que el LVDT registra nuevamente en el intervalo lineal.

En la Fig. 7 se presenta esquemáticamente este dispositivo. Es de alta precisión, del orden de 0.05 mm y después del rayo Laser es el dispositivo más económico.

3.3. Mira móvil de colimación

Esta mira se utiliza para medir desplazamientos superficiales horizontales entre bases sujetas al terreno. La medición se utiliza empleando colimadores o tránsitos que definen una línea entre las bases extremas de referencia. En las bases intermedias se coloca esta mira constituida por una regla graduada de acero inoxidable y buena calidad sobre la que se desplaza una mira usual de telemetría de tipo "mariposa". Haciendo coincidir la línea de colimación con la marca de la "mariposa", las lecturas de la posición relativa de la "mariposa" se leen en la regla graduada en forma visual. Su precisión es del orden de 0.2 mm.

En la Fig. 8 se presenta un dibujo de este dispositivo.

3.4. Telurómetros

Los telurómetros se utilizan para la medición de puntos localizados en la superficie del terreno a distancias entre 500 m a 2 km. El sistema utilizado es de trilateración y se utiliza principalmente para el control de estabilidad de taludes en presas o en minas explotadas a cielo abierto. Ver Fig. 8-a.

3.4.1. Telurómetro a base de ondas de radio

Este telurómetro tiene una precisión del orden de 2 mm en 1 km. La medición entre dos puntos se realiza determinando el tiempo que tarda una onda de radio en recorrer la distancia de ida y vuelta entre dos estaciones. Requiere calibración por temperatura y altitud.

3.4.2. Telurómetro a base de rayos infrarrojos

Este telurómetro tiene una precisión también del orden de 2 mm en 1 km, funciona también midiendo el tiempo de ida y vuelta del rayo entre dos puntos fijos. Requiere corrección por temperatura y densidad del aire, pero esta operación la realiza automáticamente con una computadora electrónica. Es el aparato comercial de mayor precisión para medición de grandes distancias después del rayo Lasser.

3.5. Rayo Lasser

El rayo Lasser se emplea también en la medición superficial entre bases fijas al terreno para distancias superiores a 500 m, es el dispositivo de mayor precisión existente en la actualidad pues no es afectado por temperatura y densidad del aire. Aun no está desarrollado comercialmente y por eso ha tenido poco uso. Se le ha utilizado en mediciones de desplazamientos de la corteza terrestre por efecto de atracción lunar en California, U.S.A. En la Fig. 9 se presenta este dispositivo.

3.6. Nivelación de precisión con aparato fijo

También es usual el uso de niveles de precisión para medición de desplazamientos verticales superficiales tanto en excavaciones

subterráneas como a cielo abierto. Para control de taludes de canales de presas y tajos de explotación minera a cielo abierto. Estos aparatos deben tener por lo menos una precisión de 0.1 mm, los hay de 0.01 mm pero por consiguiente es más lenta y cara la medición pues requiere hacerse en intervalos cortos de tiempo, pues también la corteza queda afectada por desplazamientos verticales por la acción de mareas terrestres. (Se ha medido que toda la América se desplaza aproximadamente 2 cm en dirección vertical diariamente, lo cual da lugar a desplazamientos horizontales relativos de 0.5 mm en 10 m).

3.7. Nivel de precisión de manguera

Este dispositivo se utiliza fundamentalmente en la medición de asentamientos diferenciales en estructuras para edificios urbanos o industriales. Utiliza el principio de vasos comunicantes y la medición del nivel se realiza con tornillos micrométricos. Su precisión es del orden de 0.1 mm. requiere corrección por temperatura. En la Fig. 10 se presenta esquemáticamente este dispositivo.

3.8. Vertedores

Estos dispositivos se utilizan en la medición de desplazamientos verticales de estructuras de edificios urbanos e industriales, tanques y presas, El sistema opera a base de vasos comunicantes, el vertedor que es un pequeño recipiente cilíndrico con la cara superior vertedora y la inferior conectada a una manguera que en su otro extremo está conectada a un recipiente de agua (bureta) con un indicador de nivel graduado. Este indicador de nivel puede colocarse en una superficie considerada fija, pero si también

es móvil, entonces por medio de nivelación a puntos fijos se puede conocer los desplazamientos relativos y totales entre el punto del vertedor, el punto del medidor y el punto base fijo. La precisión es del orden de 0.2 mm, tiene gran aceptación por ello, por su bajo costo y facilidad de instalación.

En la Fig. 11 se presenta un esquema de su funcionamiento.

4. MEDICION DE VIBRACIONES

4.1. Efectos de explosivos en estructuras y cimentaciones

Con objeto de estudiar los efectos que causan el uso de explosivos sobre estructuras y cimentaciones superficiales y subterráneas se han utilizado vibrógrafos para medir la velocidad, aceleración y desplazamiento de la partícula. Con estos dispositivos puede determinarse los valores límites que deben alcanzar estos parámetros cuando se usan explosivos cercanos a las estructuras mencionadas. De este tipo son el Amplígrafo de Nitro Consult, y el Vibrógrafo SV2 y SV3 de Slope Indicator Co.

En las Figs. 12 y 13, pueden verse estos dispositivos.

5. MEDICION DE CARGAS EN ANCLAS

5.1 Celdas de presión hidráulica

Estas celdas de presión hidráulica se utilizan para la medición de la evolución de cargas en anclas, pueden ser del tipo gato plano Freyssinet con agujero al centro, o de piston perforado como el realizado por Geosistemas, S.A. En la Fig. 14 se presenta la celda Geosistemas. Estas celdas requieren calibración y no son afectadas de manera importante por humedad y temperatura.

5.2. Celdas instrumentadas con "strain gages"

Este tipo de celda es de alta precisión, pero no es buena para utilizarse en ambientes húmedos. Requiere calibración previa. En la Fig. 15 se presenta un dibujo de la misma, marca KYOWA.

6. MEDICION DE FRACTURAMIENTO

6.1 Métodos acústicos

Crandell ha diseñado un dispositivo de medición de ruidos de alta precisión el cual puede colocarse dentro de barrenos realizados en túneles. El aumento de ruido representa avance del fracturamiento, de modo que estadísticamente puede preverse el colapso de la caverna. Se ha observado en ensayos de laboratorio que cuando la carga de compresión alcanza un 80% de la carga de ruptura se produce un cambio importante en aumento de ruido, el cual continúa en forma intermitente hasta la falla. Este dispositivo ha tenido poco uso, pues es muy difícil evitar el ruido normal existente en los túneles por las actividades desarrolladas dentro del mismo.

En la Fig. 16 se presenta este dispositivo.

6.2.- Método de refracción microsísmica

Obert y Duvall han desarrollado un dispositivo de medición de vibraciones proveniente de avance de fracturamiento, son geófonos de alta precisión. Tiene las mismas limitaciones de uso del dispositivo de Crandell.

En la Fig. 17 se presenta este dispositivo.

7.- MEDICIONES REALIZADAS EN LA P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.

La Comisión Federal realizó mediciones de desplazamientos en las estructuras componentes más importantes de la Obra. Se realizaron mediciones superficiales y dentro de perforaciones.

7.1.- Túneles de Desvío

Los túneles de desvío localizados uno en cada margen del Río Grijalva, tienen 14.5 m de diámetro interior y aproximadamente 650 m de longitud.

El diámetro revestido es de 13 m.

En cada túnel se instalaron dos secciones de control consistentes cada una de tres aparatos. Un extensómetro longitudinal de alambres y potenciómetros, localizado en el eje vertical del túnel con 4 puntos de medición y dos extensómetros transversales laterales tipo Slope Indicator de elementos sensibles a base de potenciómetros longitudinales.

La localización de estos aparatos se presenta en la Fig. 19.

Los resultados de las mediciones de los extensómetros longitudinales y transversales se presentan en las Figs. 19 y 20.

En la Fig. 21 se representa de manera diferente las mediciones obtenidas con estos aparatos en el túnel de desvío No. 2 de la margen derecha.

En la Fig. 20 puede verse un desplazamiento diferido con el tiempo en la zona de la clave del túnel el cual se suspendió después de colocar el revestimiento de concreto.

En la Fig. 20, puede apreciarse que en la 1a. etapa de excava-

ción los desplazamientos horizontales de la mitad superior son hacia afuera del túnel y hacia aguas abajo, que es la dirección que traía el avance de la excavación. Los desplazamientos horizontales son registrados en ambos túneles mayores del lado del cantil del río, donde el confinamiento es menor.

7.2. Canales vertedores

La presa tiene dos canales vertedores cuyas dimensiones son: 25 m en la plantilla, 50 m en la corona, 50 m de profundidad y longitud aproximada de 900 m.

Para estudiar los desplazamientos de los taludes se instalaron tres líneas de referencias superficiales paralelas a la traza de uno de los canales. Las mediciones entre bases en dirección perpendicular al corte de los taludes se realizó mediante extensómetro portátil con cinta invar de 5 m de longitud, así como por sistema de colimación y mira móvil. Además se instrumentaron tres secciones de control a lo largo de ambos canales constituidas por 4 extensómetros longitudinales de alambre y potenciómetros eléctricos en ambas paredes de cada canal.

La posición de las referencias superficiales se presenta en la Fig. 21 y los resultados de medición en una de las secciones de control con bases superficiales se presenta en la Fig. 22.

Los resultados de las mediciones con extensómetros e inclinómetros en las tres secciones de control pueden verse en las Figs. 23, 24 y 25.

Superficialmente con el sistema de bases fijas al terreno y extensómetro portátil de cinta no se detectaron despla-

mientos importantes que implicaran falla total del talud. Únicamente se registraron desplazamientos importantes (1.5cm) en zonas de falla local del talud. Los taludes de ambos canales han permanecido estables desde su excavación hace aproximadamente 5 años hasta la fecha.

Los resultados comparativos entre los desplazamientos horizontales de la pared del talud en las secciones de control, medidos con extensómetros longitudinales e inclinómetros son congruentes, habiéndose registrado desplazamientos de las paredes de los canales hacia adentro del canal, del orden de 2.5 cm. En estas mediciones puede observarse claramente el efecto de los explosivos durante la excavación, pues en ocasiones los desplazamientos de las paredes de la roca son hacia el macizo rocoso por el efecto de cargas de precorte y cargas de fondo en los barrenos. Tampoco en estas secciones de control se presentó ni se ha presentado tendencia a falla total del talud.

7.3.- Casa de máquinas

La casa de máquinas de la P.H. La Angostura está alojada en una caverna de las siguientes dimensiones: 20 m de ancho, 40 m de alto y 120 m de largo. El comportamiento de bóveda y paredes fue estudiado mediante la instalación de extensómetros longitudinales con potenciómetro eléctrico sobre la bóveda y con extensómetros transversales tipo Slope Indicator e inclinómetros en paredes y tímpano del lado del río.

Los instrumentos se colocaron en tres secciones transversales al eje de la caverna utilizando galerías excavadas exprofeso y ubicadas a 11 m por arriba de la bóveda de la caverna.

Cada galería contenía 5 extensómetros longitudinales hacia abajo del piso de las galerías y 5 extensómetros longitudinales hacia arriba del techo de la galería. Cada extensómetro constaba de 5 puntos fijos y sus longitudes hacia arriba eran variables entre 50 m y 110 m. En cada extremo de estas galerías se colocaron inclinómetros paralelos a los paredes de la excavación y en los extremos de dos ellas se instalaron extensómetros transversales para verificar los desplazamientos obtenidos con los inclinómetros.

En la Fig. 19 puede verse la localización de los instrumentos en la casa de máquinas.

De acuerdo con los resultados de la medición del estado de esfuerzos interno de la roca se verificó la existencia de un esfuerzo tectónico horizontal paralelo al río de 80 kg/cm^2 , o sea perpendicular a las paredes de la casa de máquinas, ello obligó a utilizar un anclaje sistemático en ambas paredes a base de anclas de tensión de concha expansora tensadas a 10 ton.

En la Fig. 26 se presentan los desplazamientos verticales medidos sobre la bóveda, en la galería 2, en la que puede verse que los desplazamientos hacia abajo fueron muy pequeños, del orden de 1 mm, y que se presentan algunos desplazamientos hacia arriba.

En las Figs. 27, 28 y 29, se presentan los desplazamientos horizontales medidos en las tres galerías con los inclinómetros y extensómetros transversales, para la última etapa de excavación, en las que puede observarse una buena concordancia de las medi-

ciones realizadas con ambos aparatos. Los desplazamientos máximos observados se presentan en la parte inferior y son del orden de 6 mm y corresponden más bien a los desplazamientos calculados por el método del elemento finito por el Instituto de Ingeniería para esfuerzos horizontales de peso propio, mientras que los desplazamientos verticales observados corresponden a los teóricos calculados si existiera un esfuerzo tectónico horizontal de 80 kg/cm^2 .

El autor interpreta que ello puede deberse a que en todo lo alto de las paredes el esfuerzo tectónico horizontal no se transmite en toda su intensidad por las discontinuidades ocasionadas por los túnes de presión del lado aguas arriba y por los pozos de oscilación del lado de aguas abajo, mientras que sobre la bóveda la roca presenta continuidad horizontal y por tanto buena transmisión del esfuerzo tectónico que origina desplazamientos verticales hacia arriba en la bóveda de la caverna.

En la Fig. 30 se presenta la comparación de los desplazamientos de las paredes calculados y medidos, presentada por Jesús Alberro del Instituto de Ingeniería, al Congreso Internacional de Denver, 1974.

8.- RECONOCIMIENTOS

Los trabajos de instalación de instrumentos y procesamiento de datos de los trabajos realizados por la Comisión Federal de Electricidad en Angostura, fueron realizados por los Ings. Javier Hernández Utrilla, Carlos Bernal Montemayor, Raúl Ramírez Aranda y Mario Fernández Sifuentes.

9. BIBLIOGRAFIA

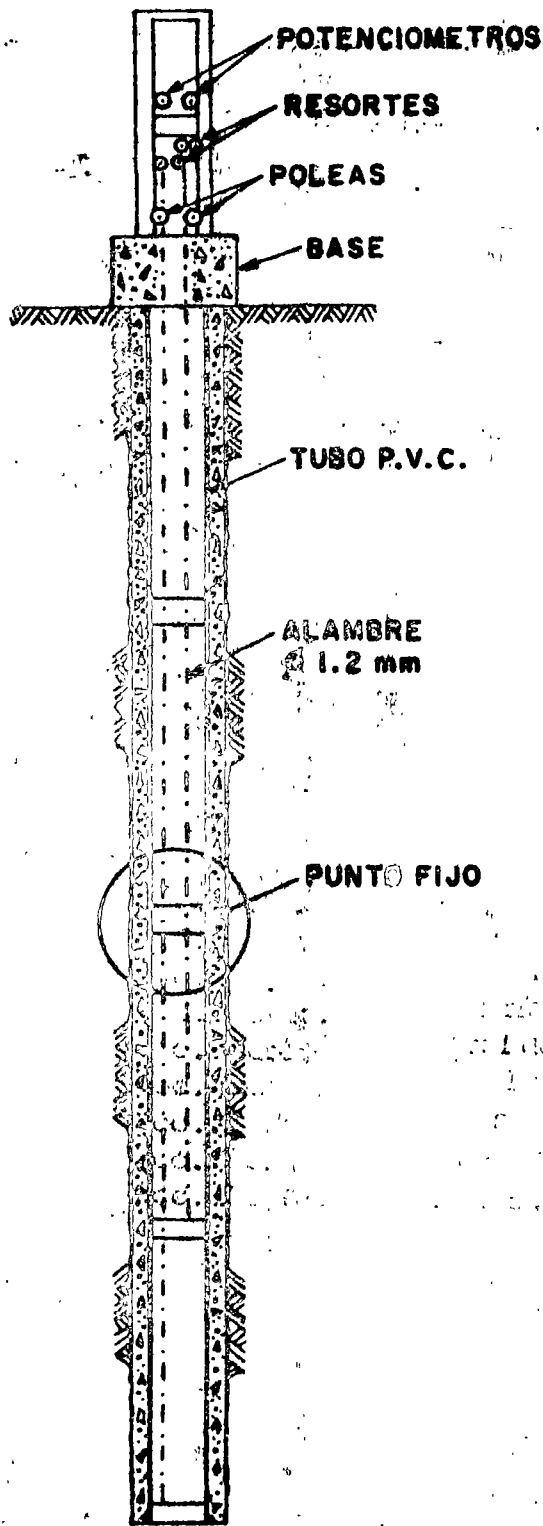
Catálogo Terrametrics

Catálogo Slope Indicator

Catálogo Kyowa

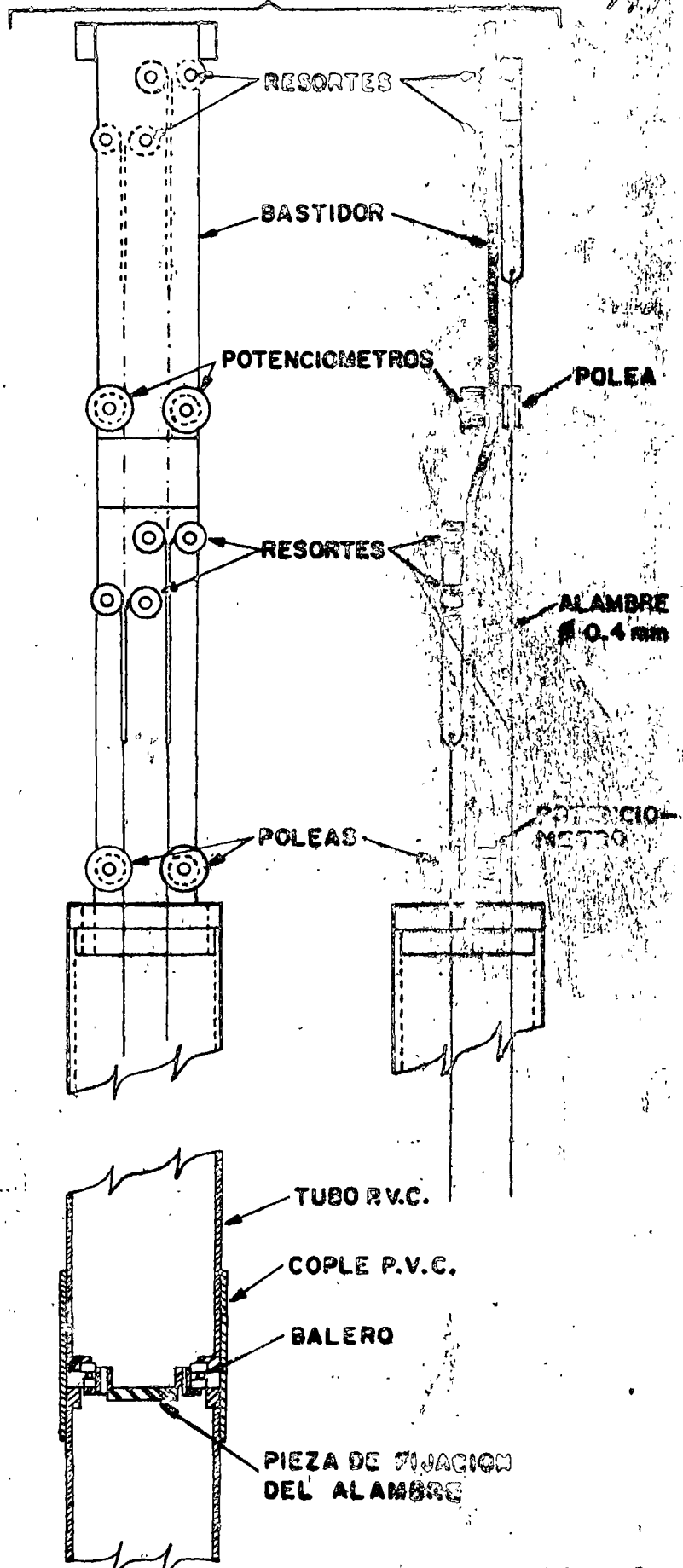
Catálogo Geosistemas

Rock Mechanics and the design of structures in rock.-Obert
y Duvall



EXT. LONGITUDINAL

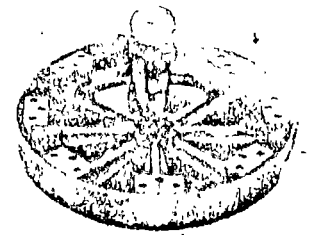
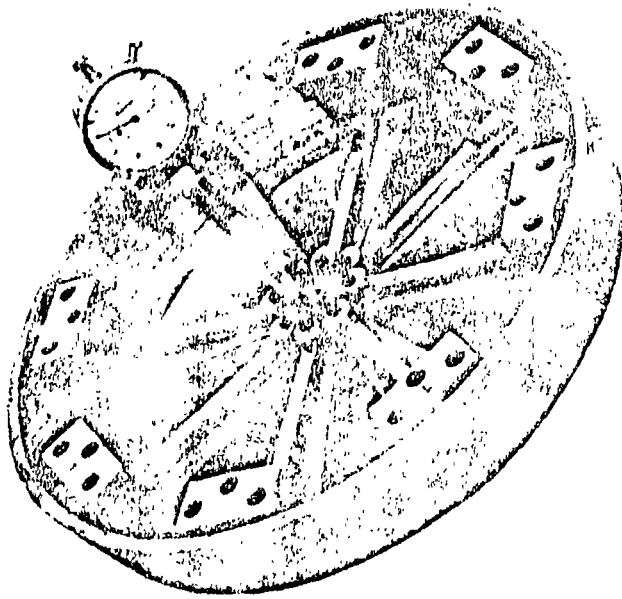
DISPOSITIVO DE MEDICION



PUNTO FIJO

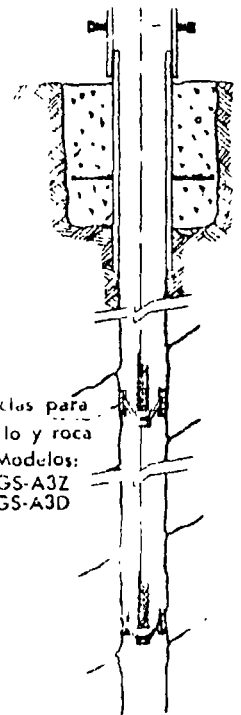
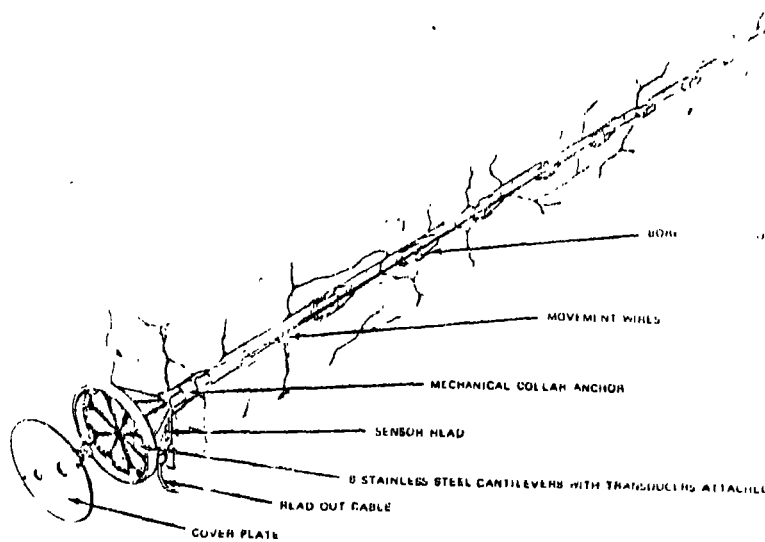
EXTENSOMETRO LONGITUDINAL

Fig. 1



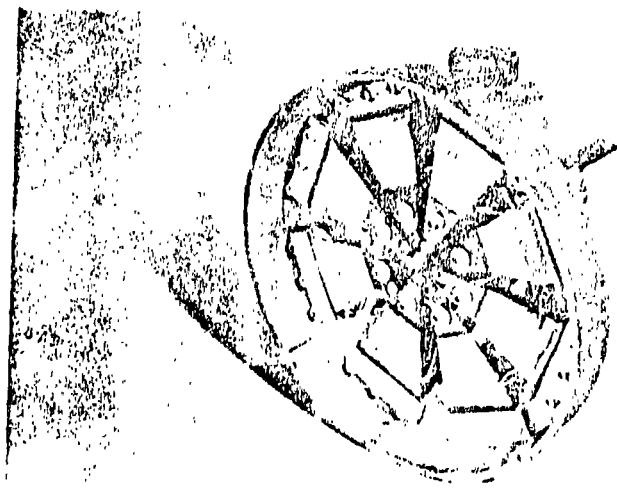
Bocina del extensómetro
mecánico de posición múltiple.
Mod GS-EMB

EXTENSOMETROS LINEALES Y DE POSICION MULTIPLE



Anclas para
suelo y roca
Modelos:
GS-A3Z
GS-A3D

Detalle de la fijación del
ancla en la boca del ba-
rreno



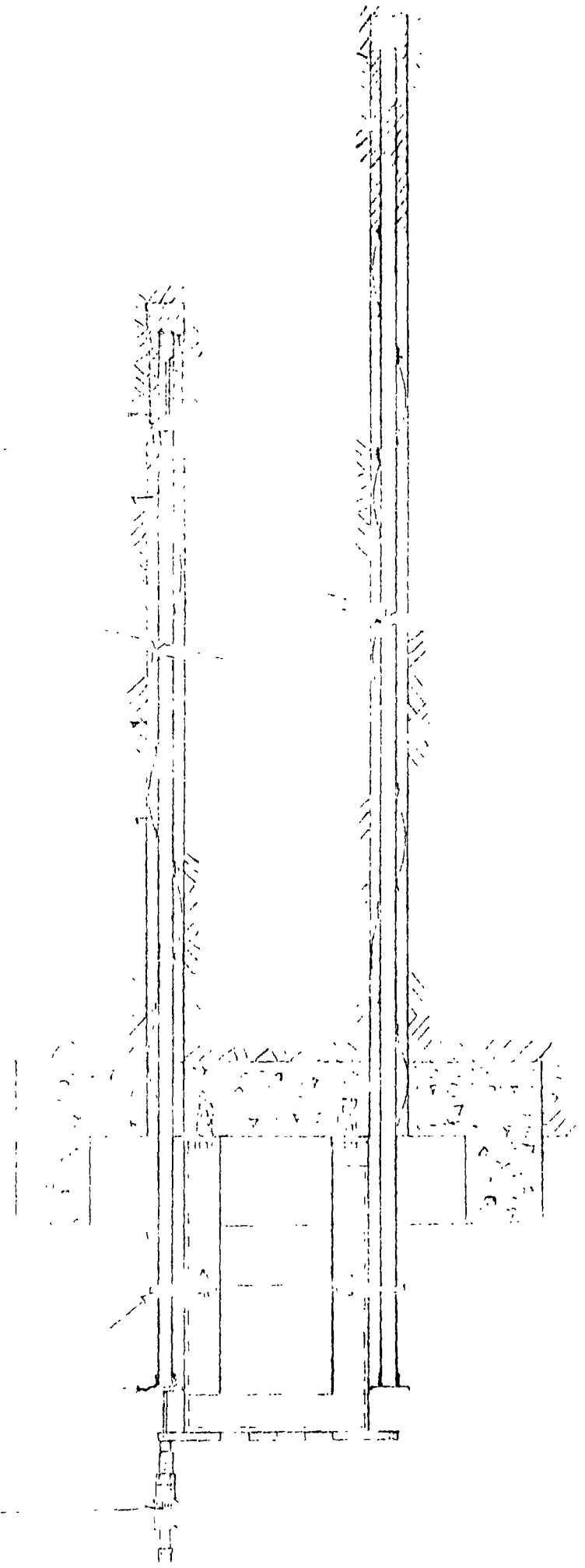
176

THE

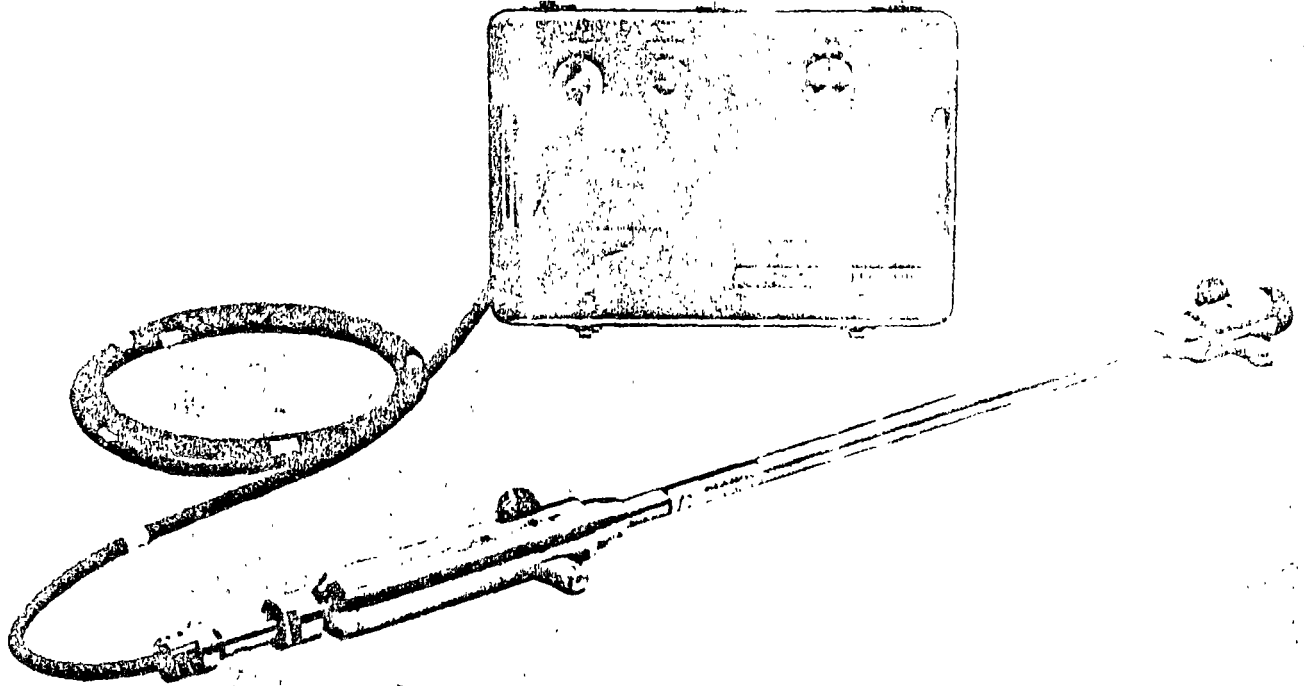
OF

AND

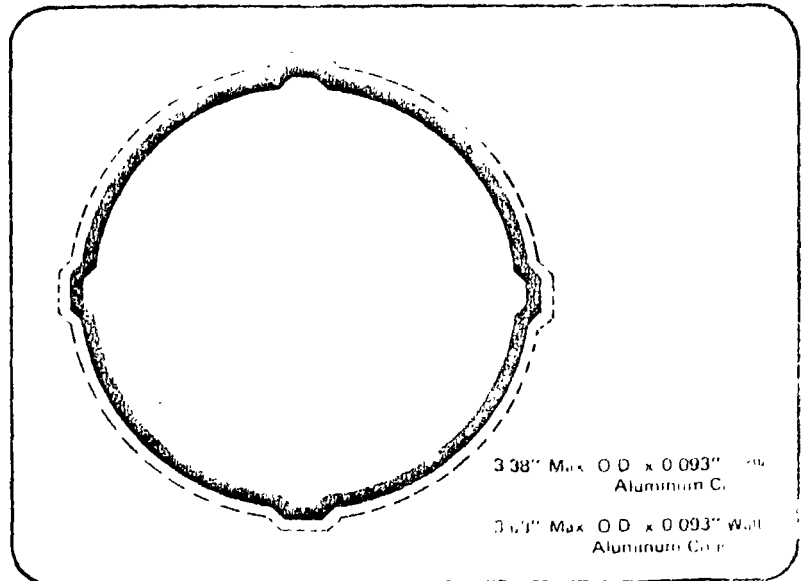
AND



DIGITAL INCLINOMETER



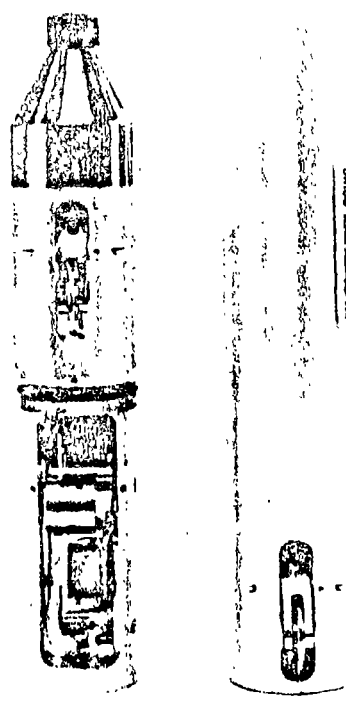
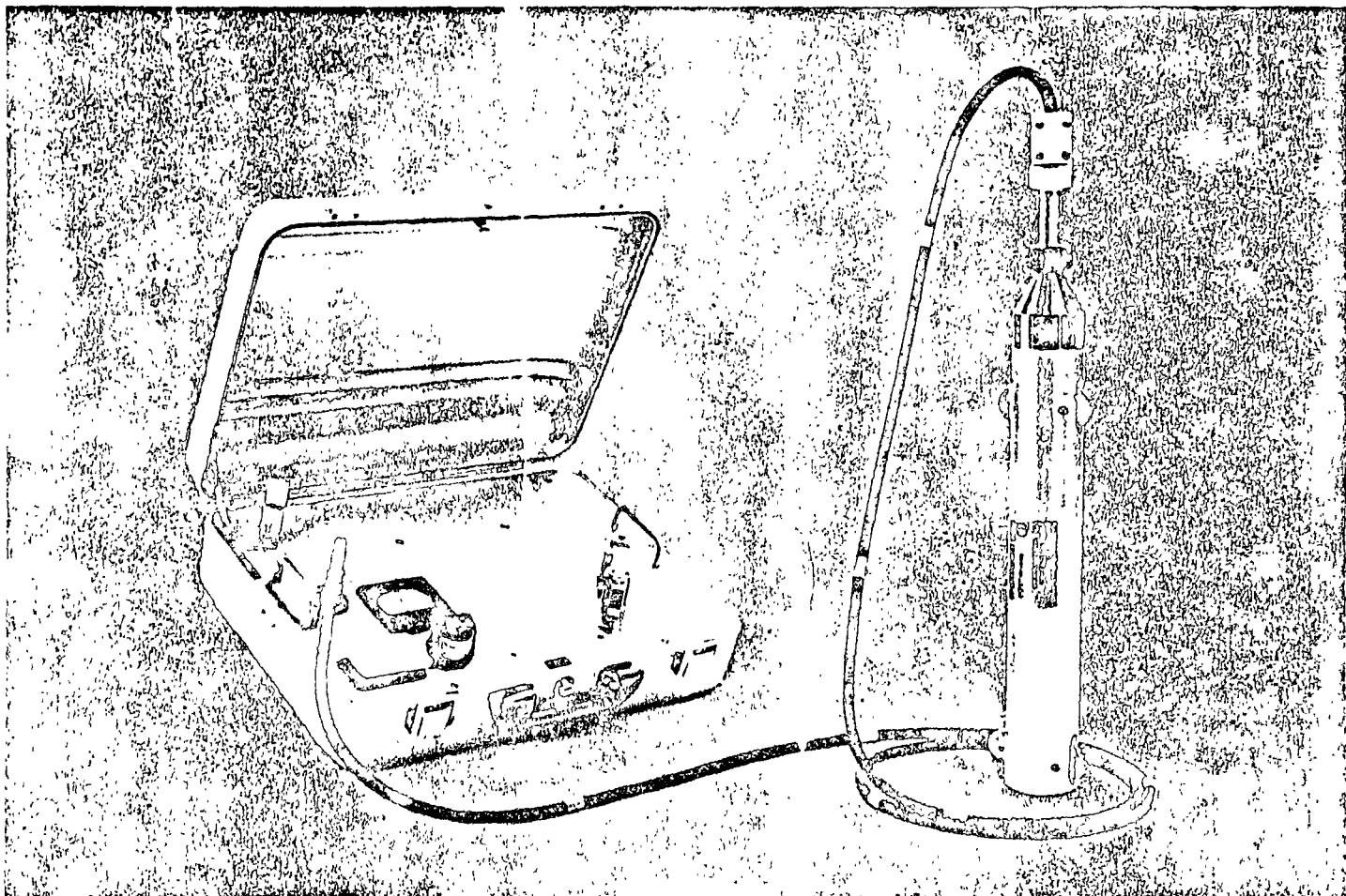
Aluminum Casing



3.38" Max. O.D. x 0.093" Wall
Aluminum Casing
3.67" Max. O.D. x 0.093" Wall
Aluminum Casing

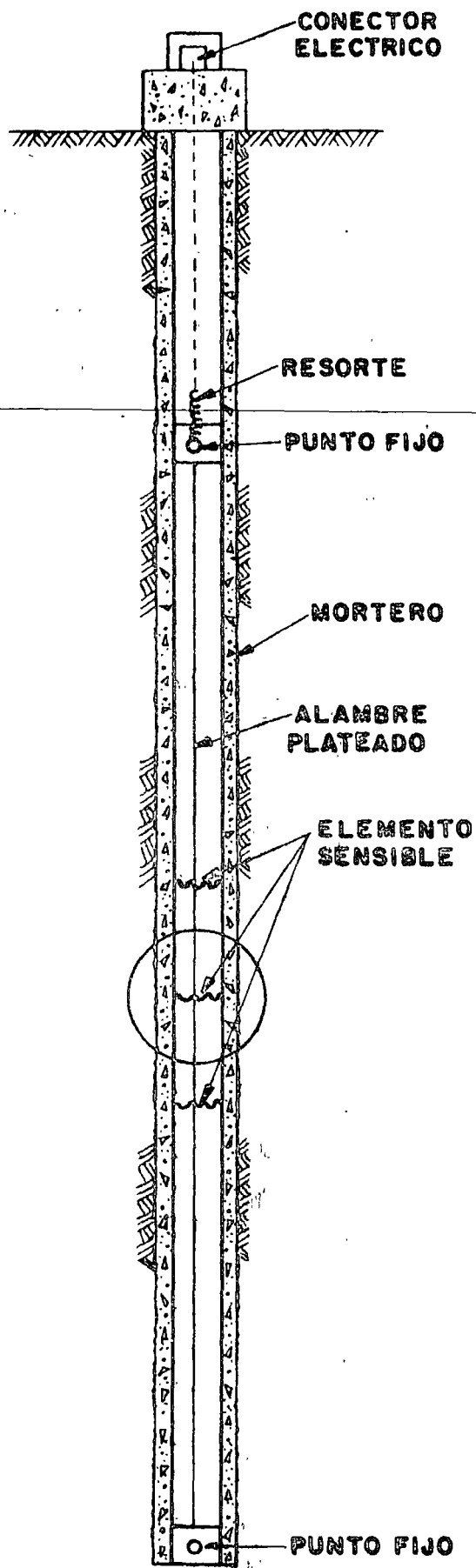
Fig 4

INCLINOMETER

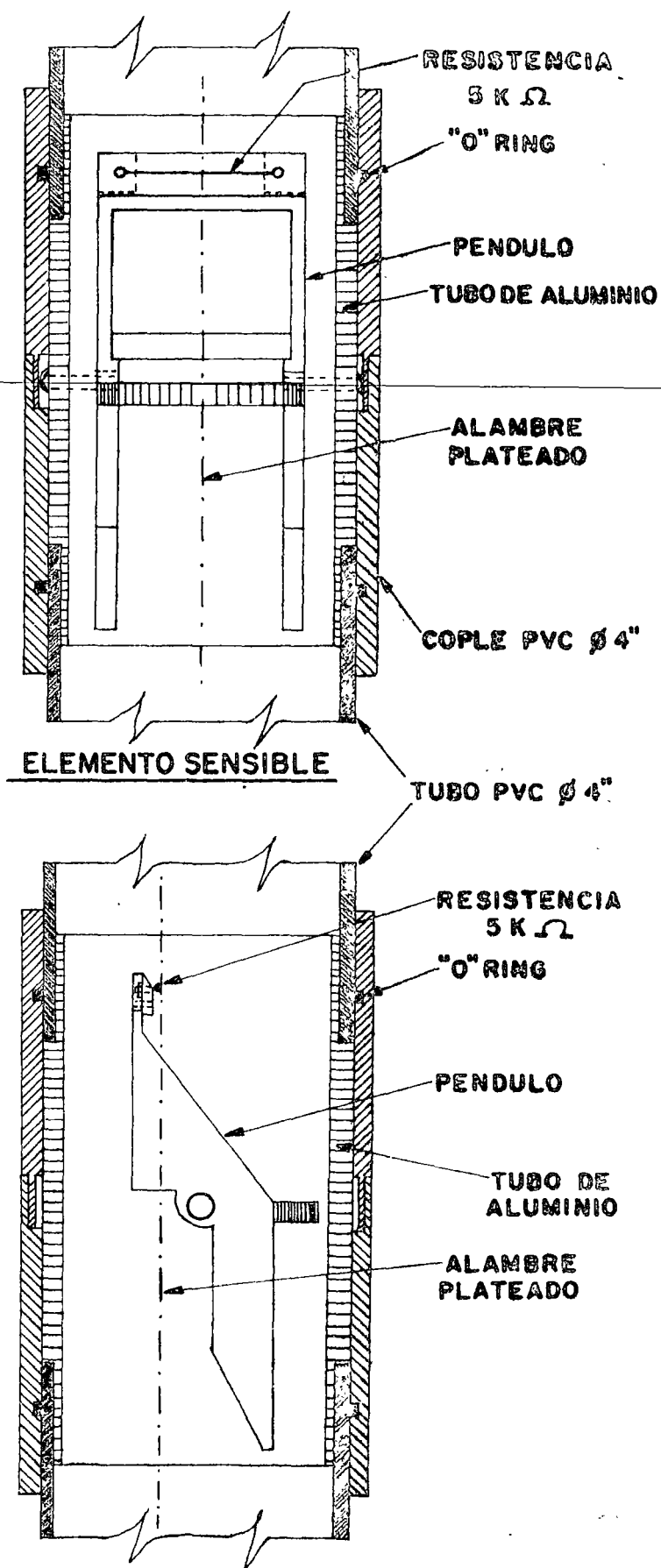


Series 200B Inclinometer Sensor

03 - 4°



EXT. TRANSVERSAL

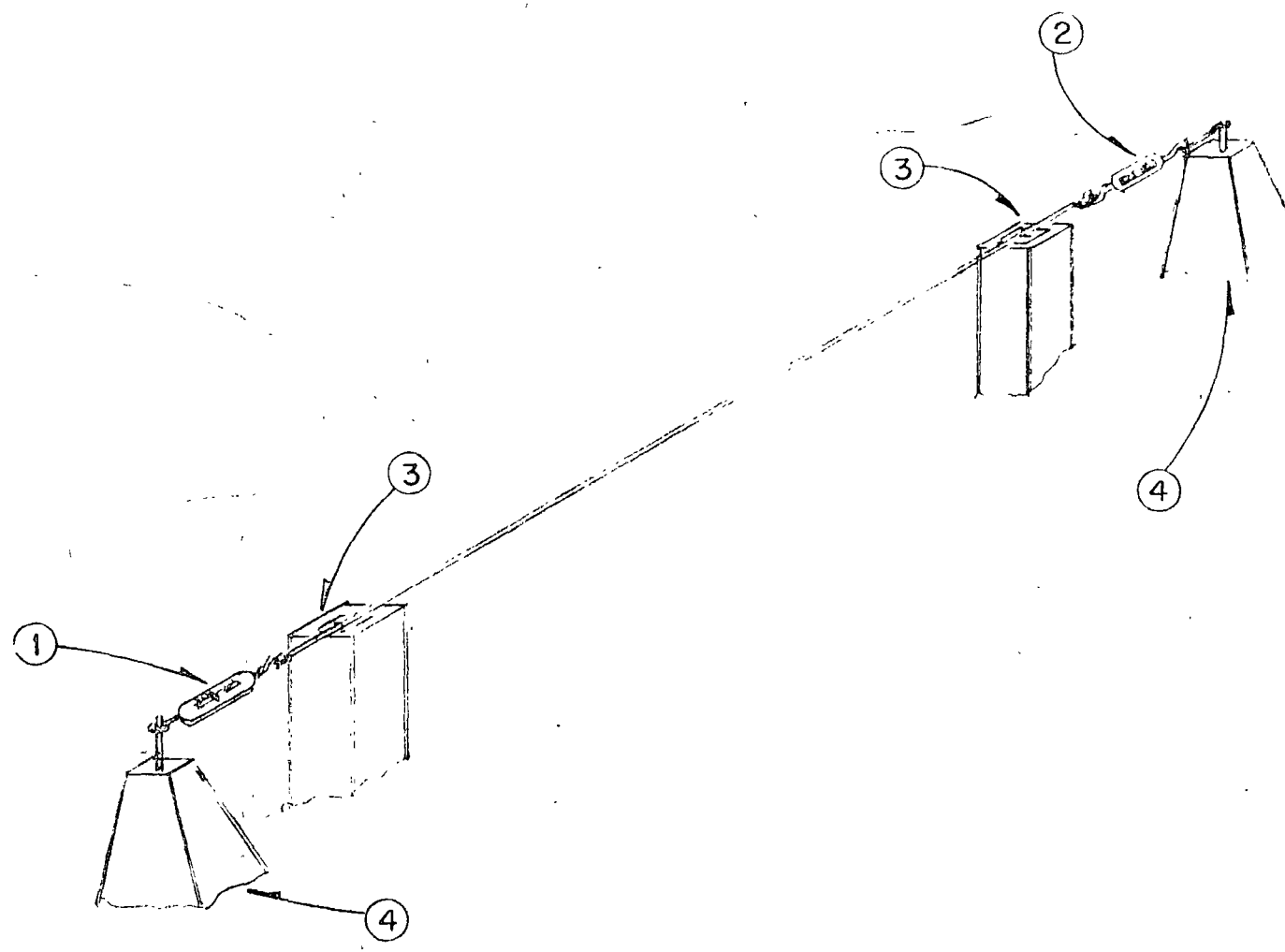


EXTENSOMETRO TRANSVERSAL

Fig 4 a



Fig. 5



- 1- Resorte de tensión variable, calibrado
- 2- Tensor
- 3- Indices de medición
- 4- Bases de apoyo

EXTENSOMETRO DE CINTA CON RESORTE DE TENSION VARIABLE

Fig. 6

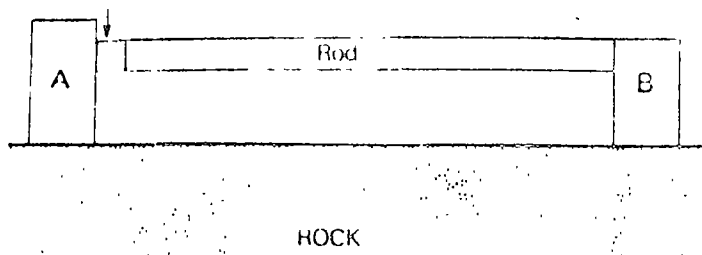


Fig. 2. The rod strain-meter, with rod of steel or fused quartz

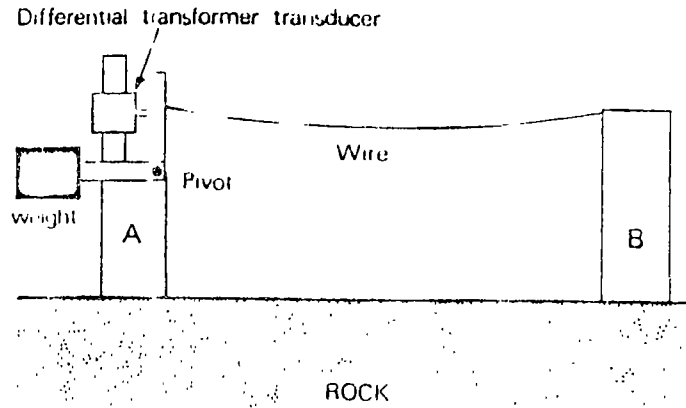
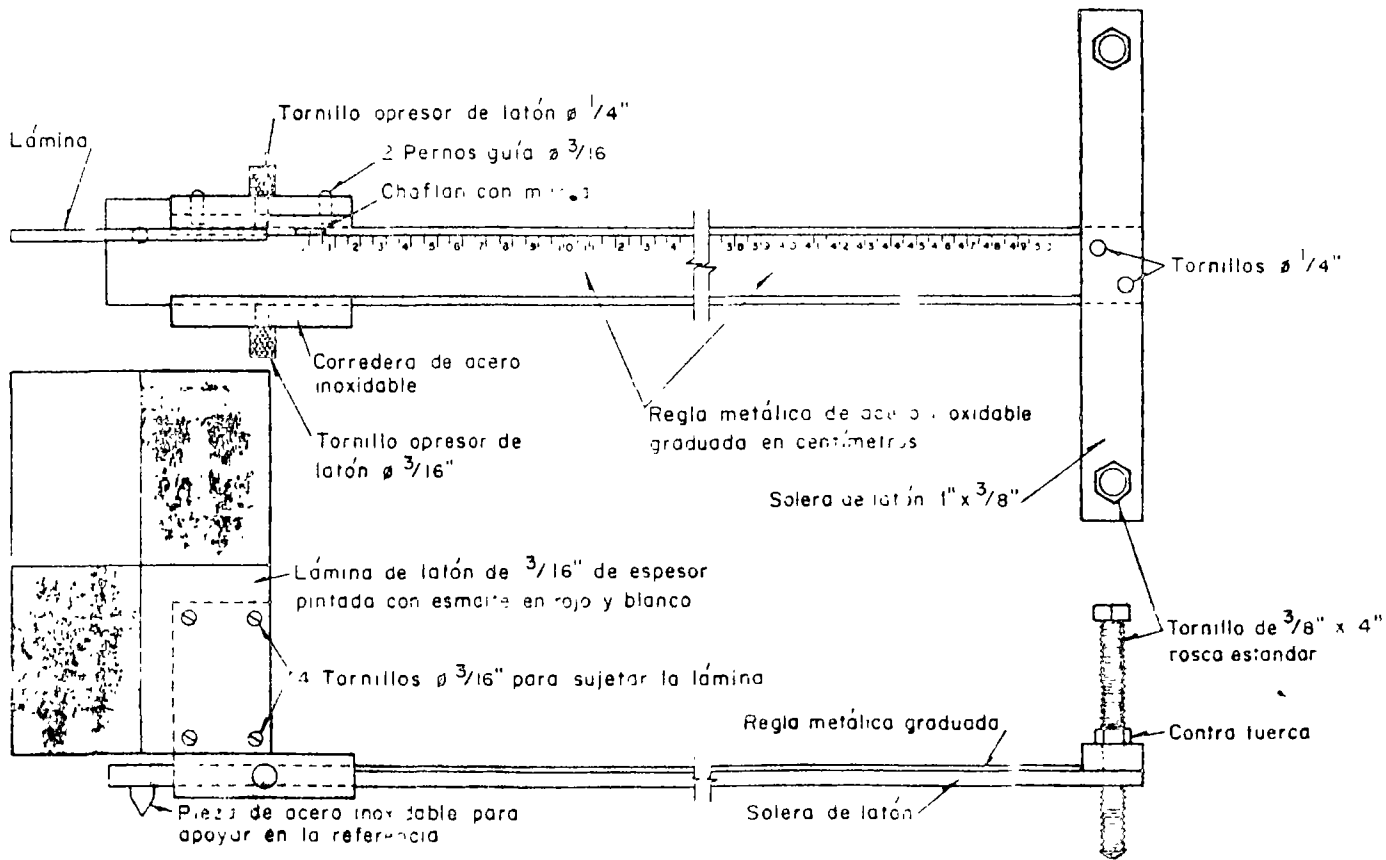


Fig. 7



M I R A D E S L I Z A N T E

Fig. 8

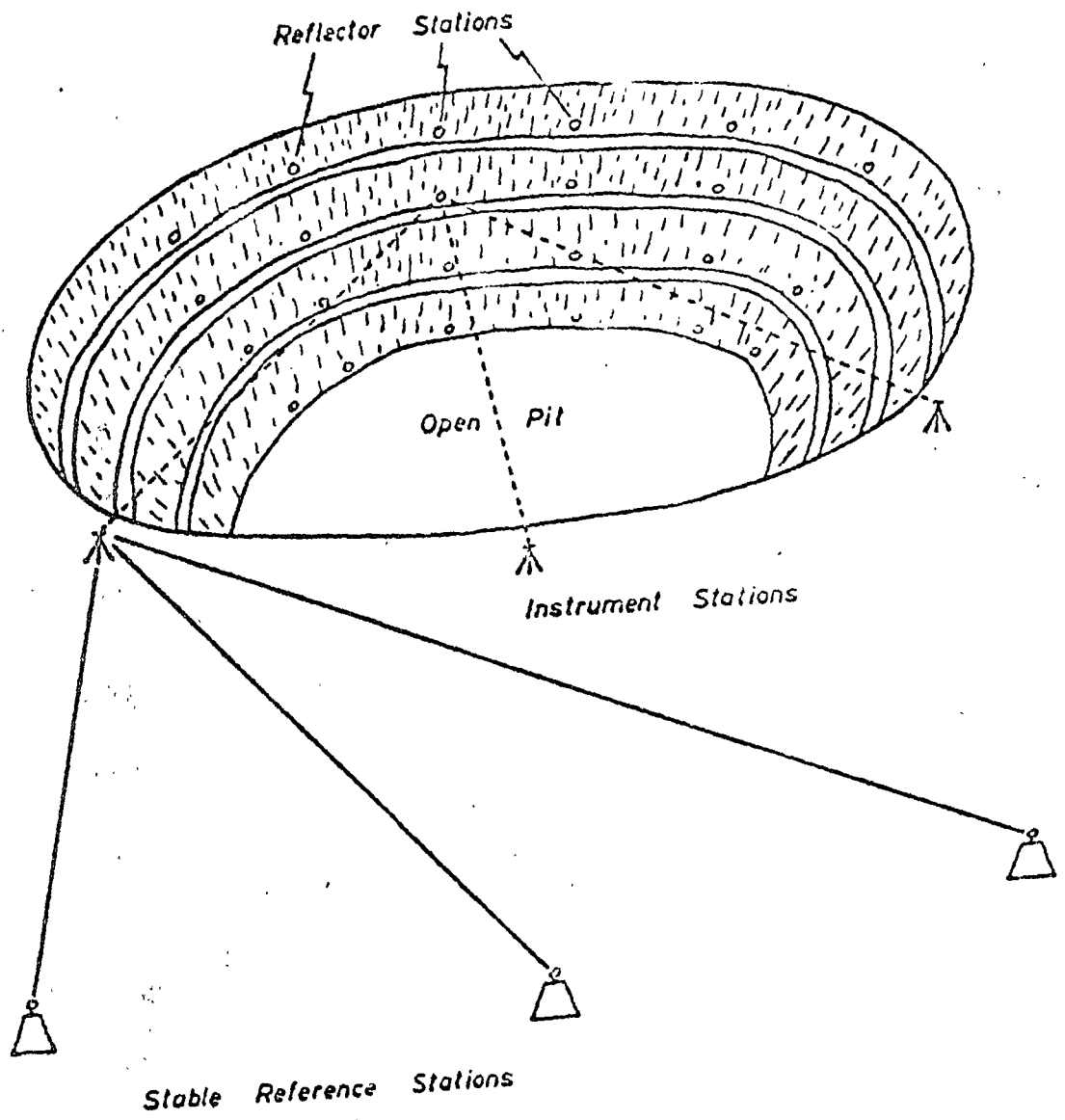
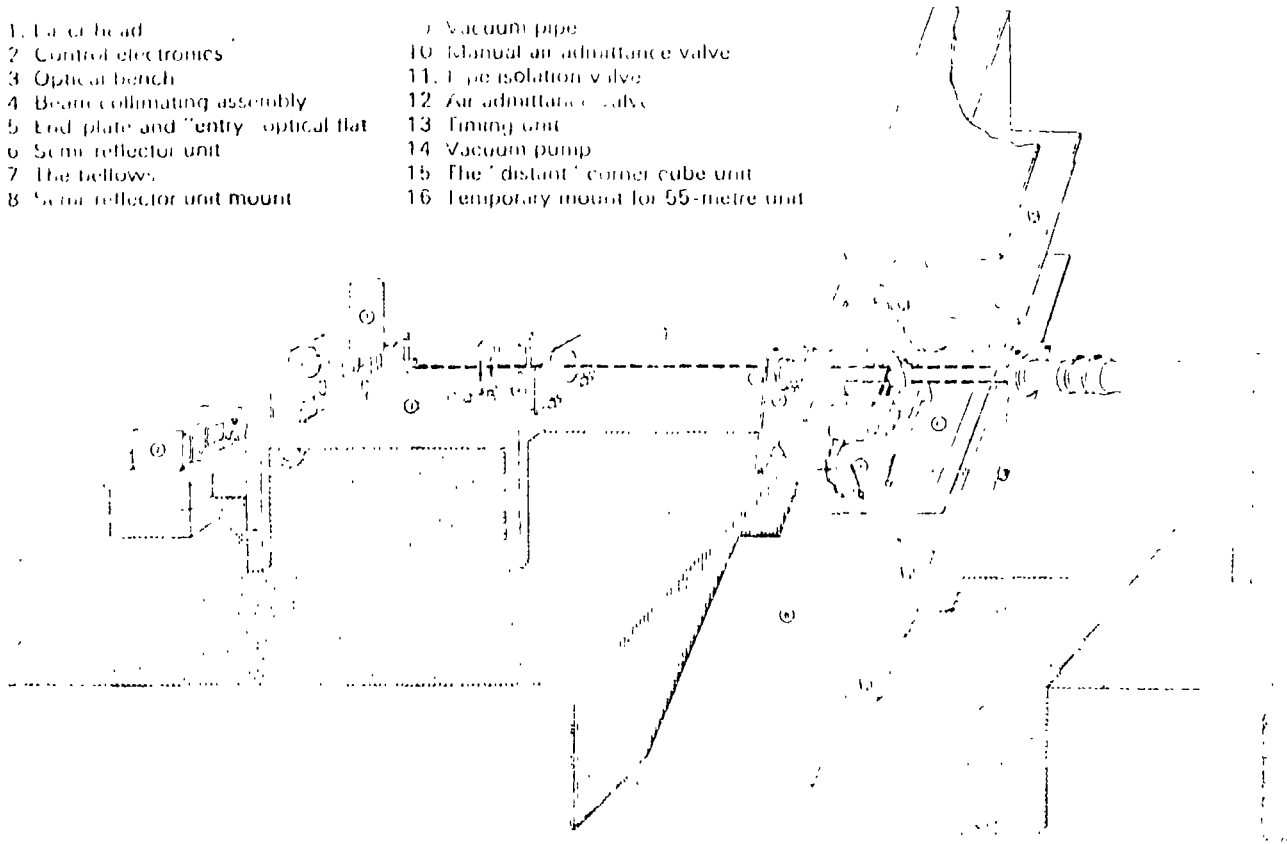


Fig. 8a.

- | | |
|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1. Laser head | 9. Vacuum pipe |
| 2. Control electronics | 10. Manual air admittance valve |
| 3. Optical bench | 11. 1 µsec isolation valve |
| 4. Beam collimating assembly | 12. Air admittance valve |
| 5. End plate and "entry" optical flat | 13. Timing unit |
| 6. Semi-reflector unit | 14. Vacuum pump |
| 7. The bellows | 15. The "distant" corner cube unit |
| 8. Semi-reflector unit mount | 16. Temporary mount for 55-metre unit |



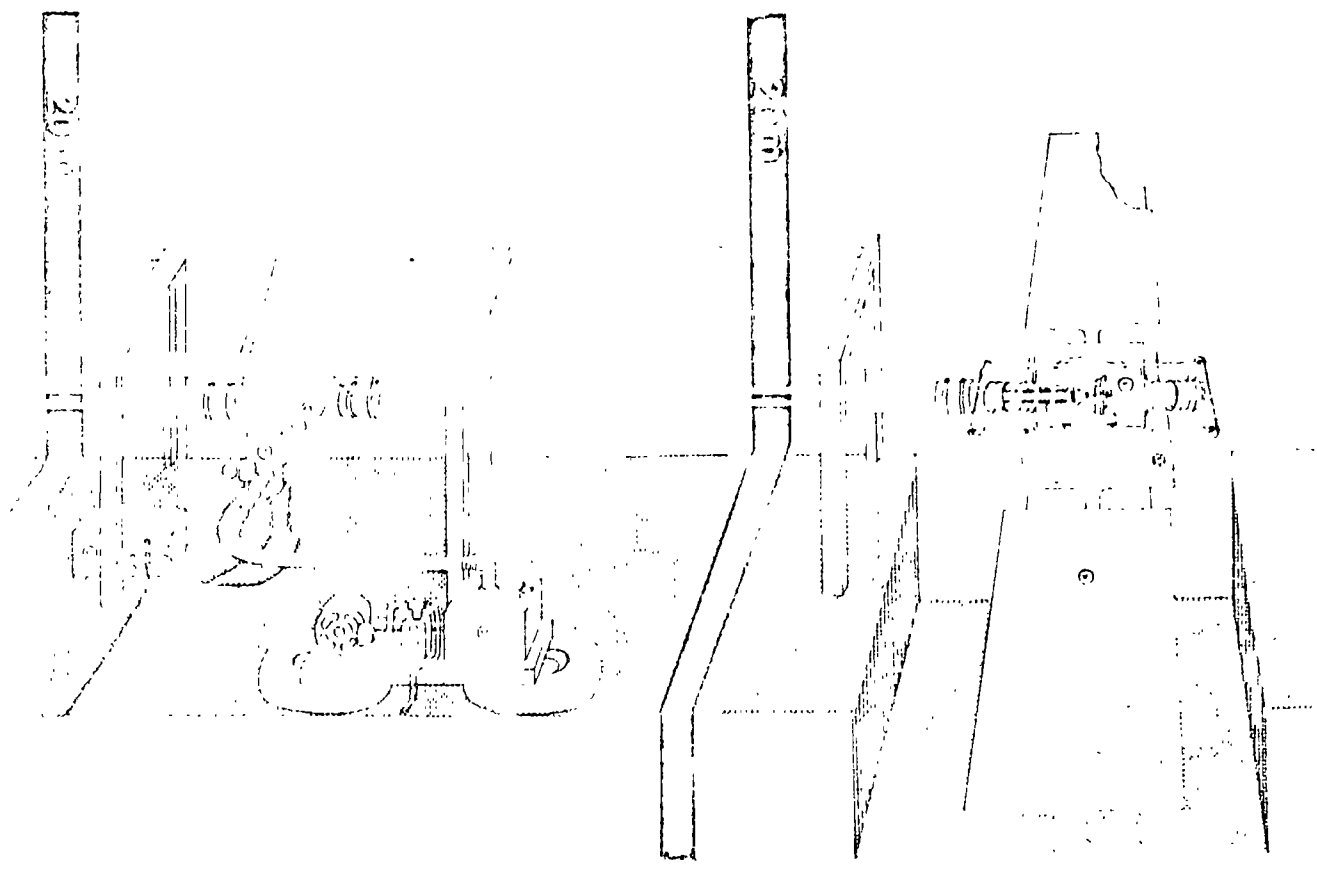


Fig. 9

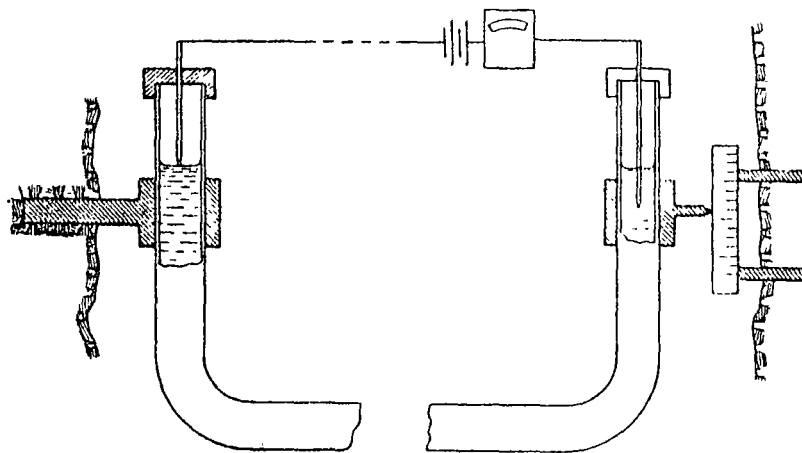
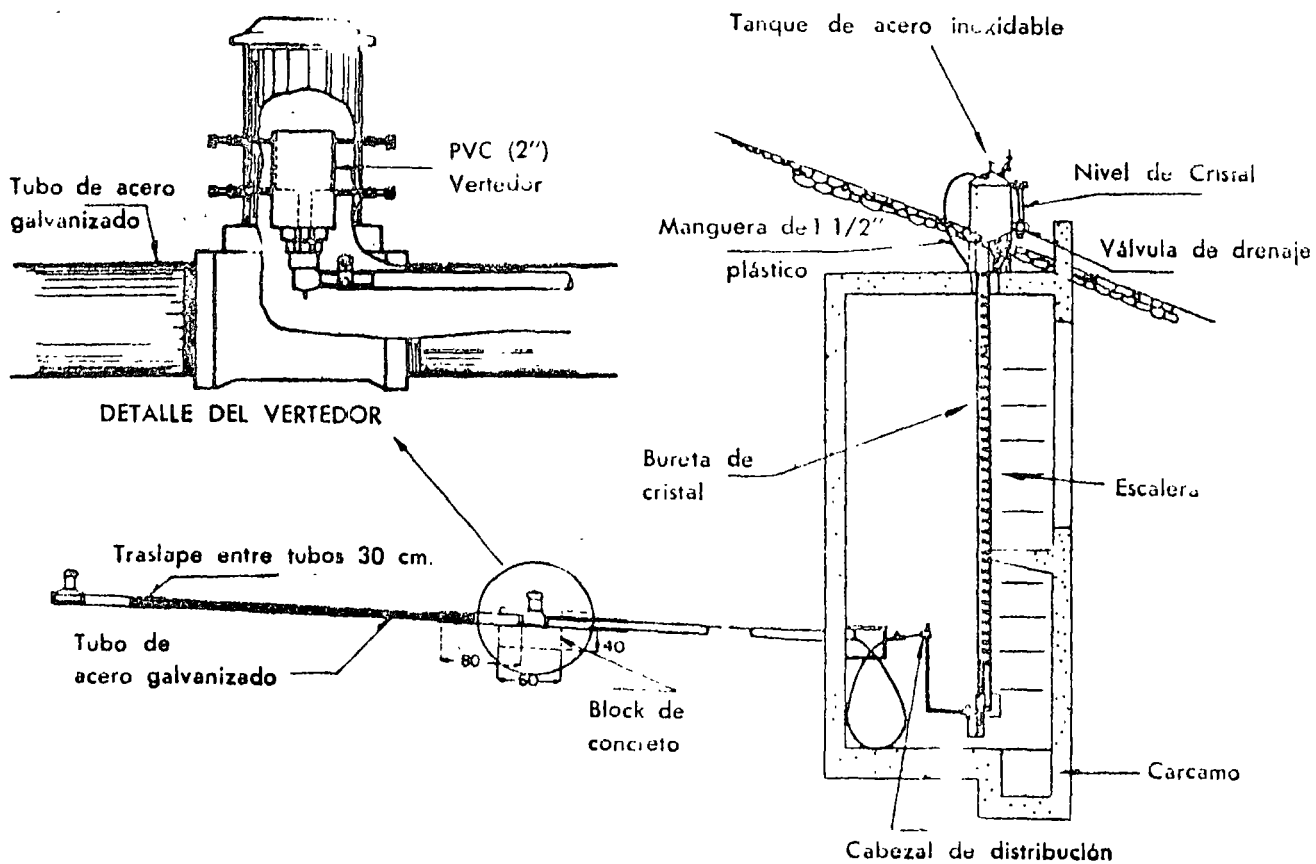


Fig. 10



El Nivel Hidráulico, fue diseñado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para la C.F.E. y se fabrica bajo licencia por Gesistemas, S. A.

Fig. 11

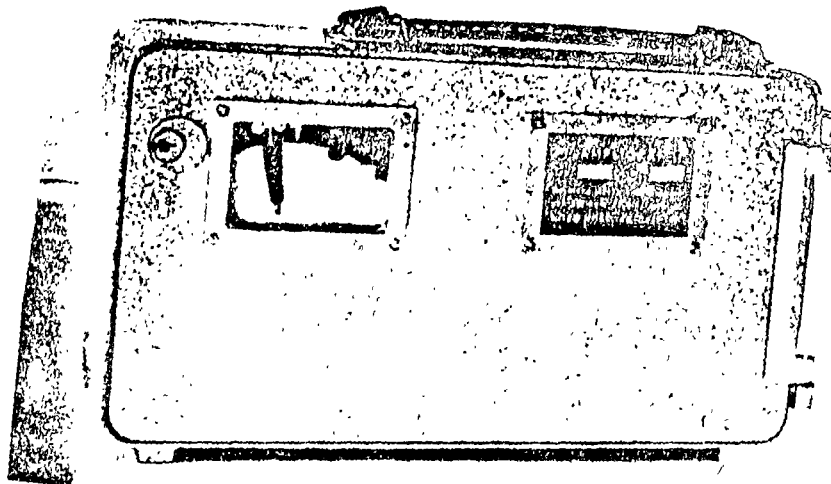
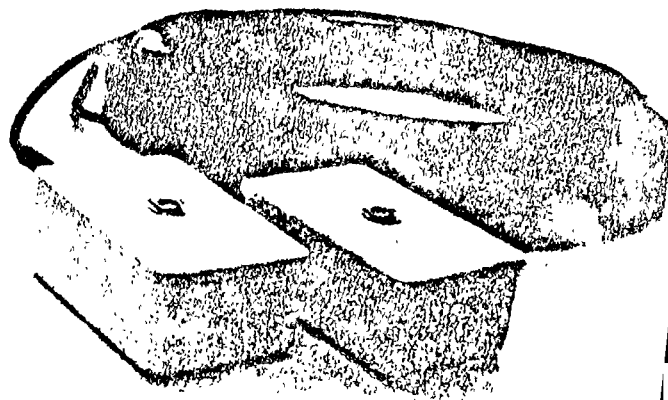
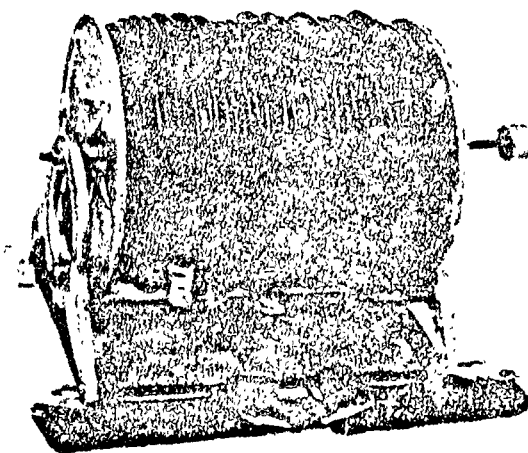
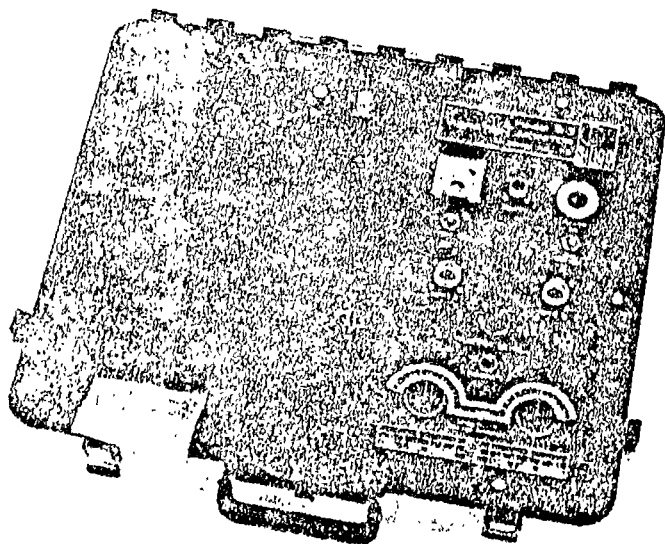


Fig. 12



above: control unit for the S-3 System
above right: optional 1000-foot transducer cable
with breast reel
right: two transducer packages

Fig. 13

PANEL DE MEDICION PARA CELDAS DE PRESION MOD. GS - TNC



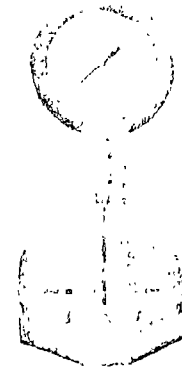
El Panel de medición Mod. GS - TNC, consiste un tanque neumático colocado en un caja portátil de madera o de metal. En esta caja están instalados un par de manómetros con rangos de 0-4 Kg./cm² y 0-15 Kg./cm². Además de los manómetros está provisto de llaves de control y conexiones para las tuberías de entrada y salida en las celdas.

Este panel puede ser usado para leer de una a 25 celdas, auxiliándose con un interruptor múltiple de paso.

Modelo	Dimensiones	Presión Máxima
GS-GF40 ²	40x40cm (16"x16")	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF40	40 cm ϕ (16" ϕ .)	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF20 ²	20x20cm (8"x8")	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF20	20 cm ϕ (8" ϕ .)	150 Kg/cm ² (2000 psi)

Sobre pedidos especiales se pueden fabricar gatos planos con mayores rangos o dimensiones.

CELDAS DE CARGA HIDRAULICA PARA TUNELES SERIE CCH

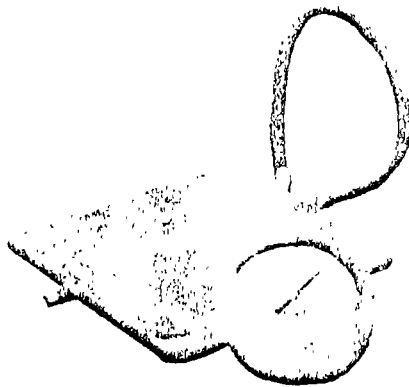


Este tipo de celda está diseñado para usar con los ademes metálicos de túneles y puede resistir cambios de humedad y temperatura, así como posibles daños ocasionados por explosiones o condiciones normales de trabajo en la excavación de túneles, minas, galerías, etc.

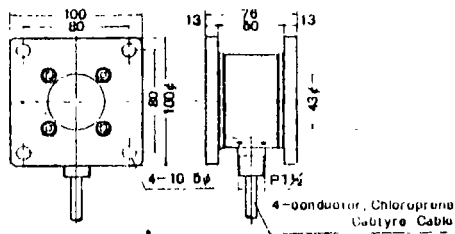
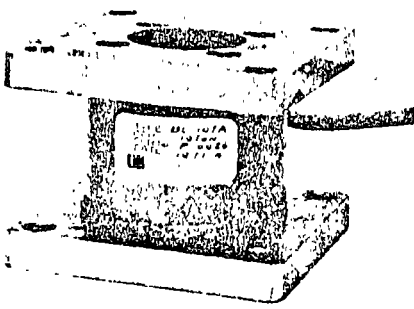
Las lecturas de las celdas son tomadas directamente por medio de un manómetro. Este tipo de celdas se fabrican en los siguientes modelos:

Modelo	Carga	Aproximación
GS-CCH 25	0-25 Ton.	0.1%
GS-CCH 50	0-50 Ton.	0.5%
GS-CCH 100	0-100 Ton.	1.0%
GS-CCH 150	0-150 Ton.	2.0%

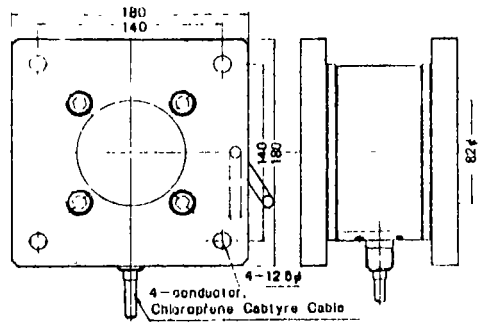
GATO HIDRAULICO PLANO SERIE GS-GF



El gato plano serie GS-GF, se utiliza para medir esfuerzos de relajación en la roca o para medir presiones aplicadas durante las pruebas de carga en pilotes.



Type BL-5.10 TA



Type BL-20.50 TA

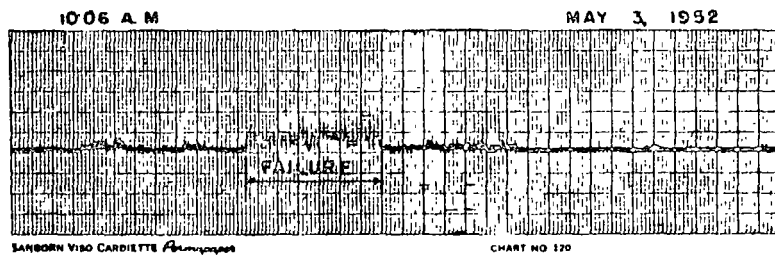
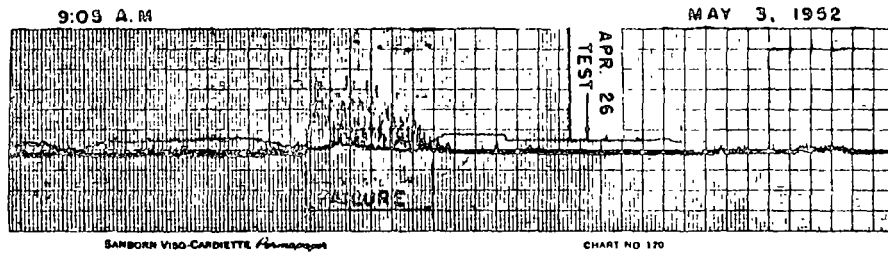
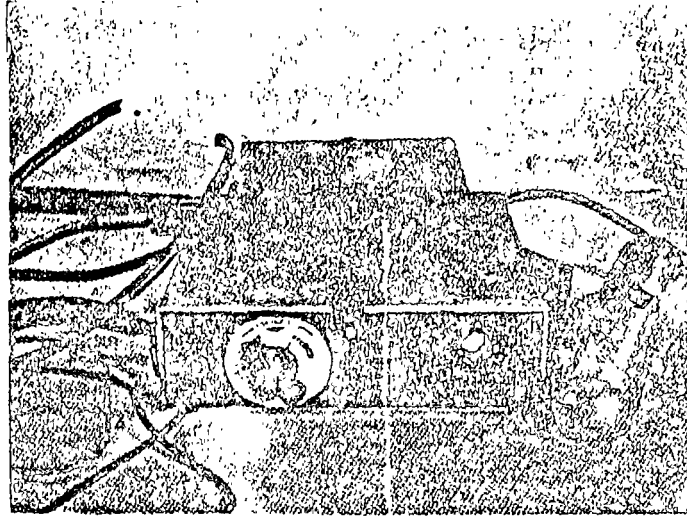


Fig. 16

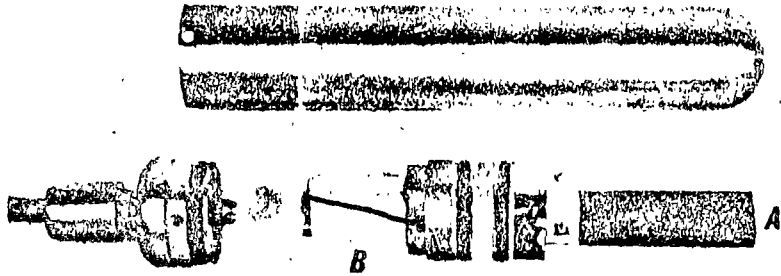
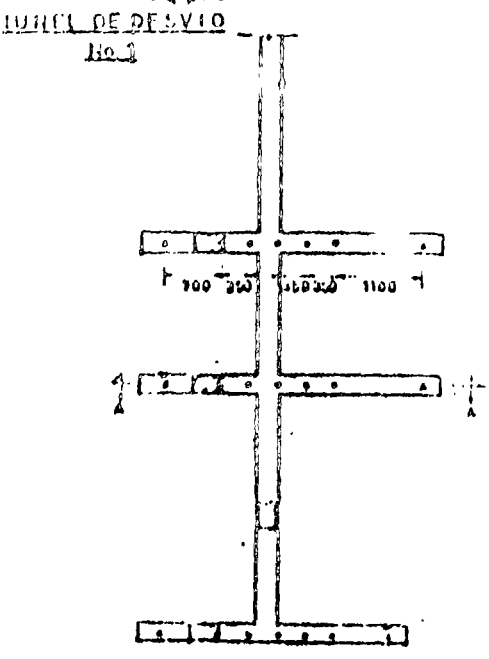
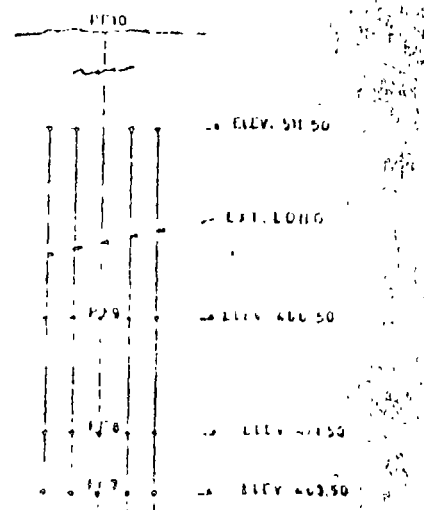
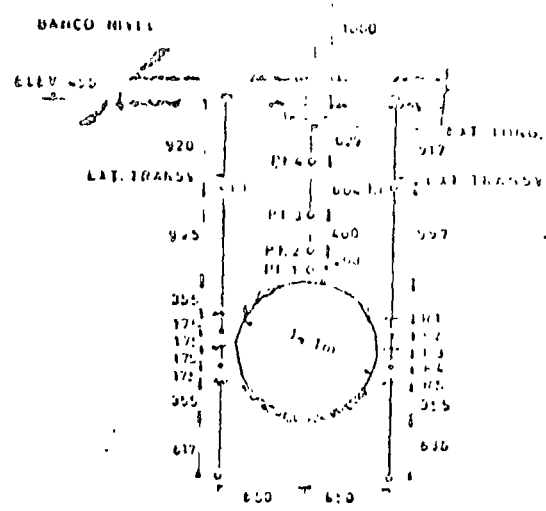
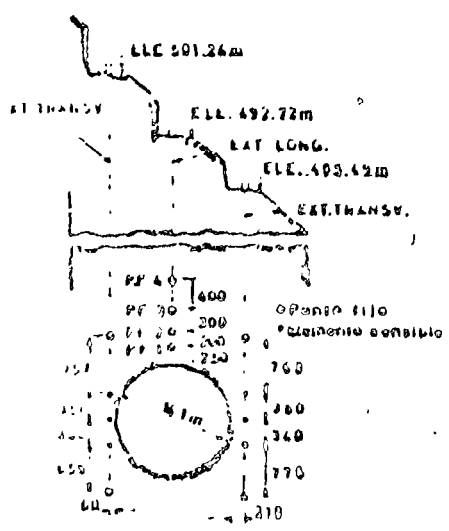
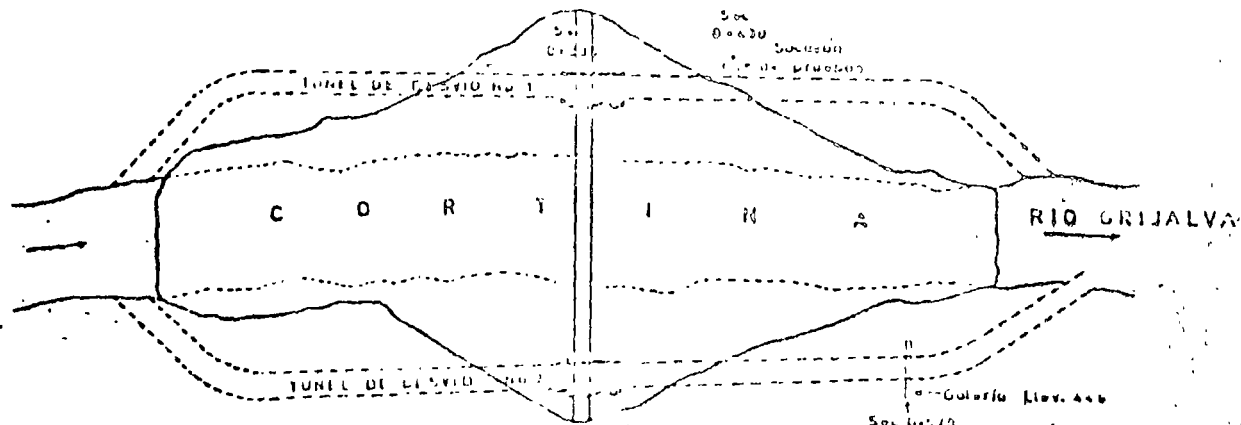
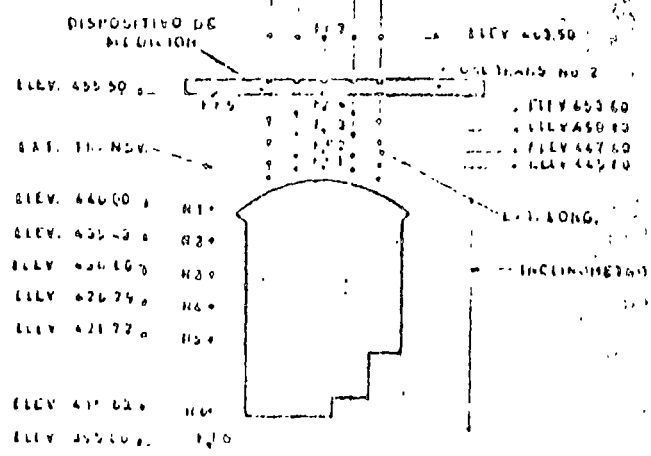


Fig. 17

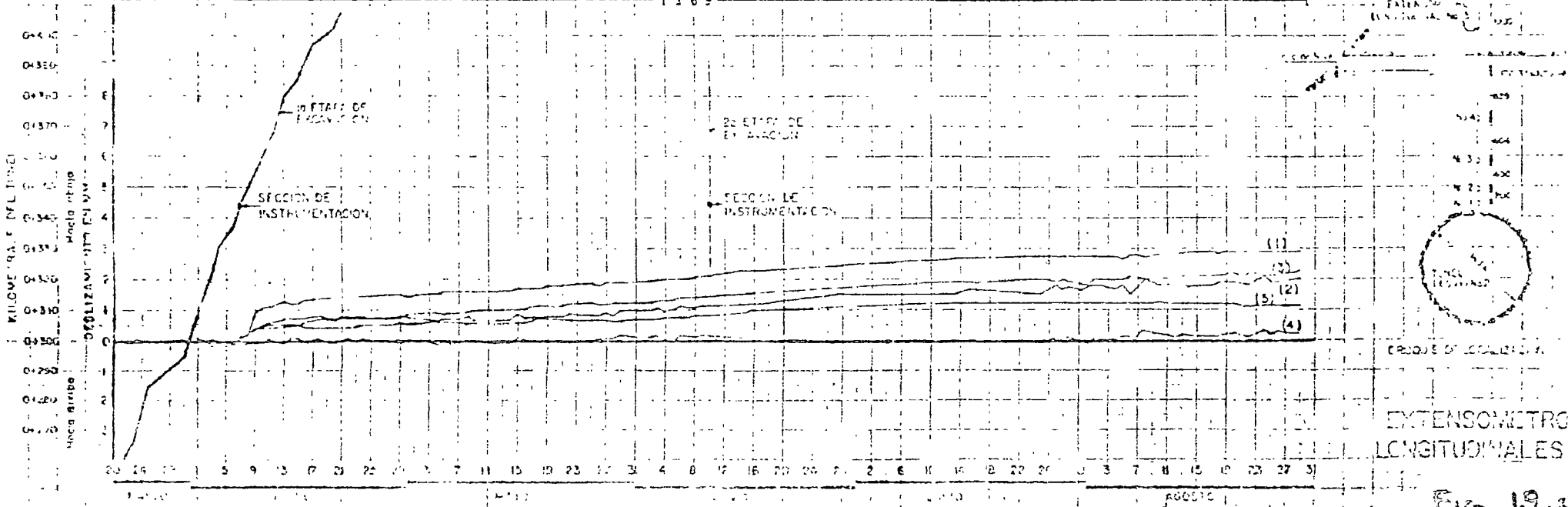
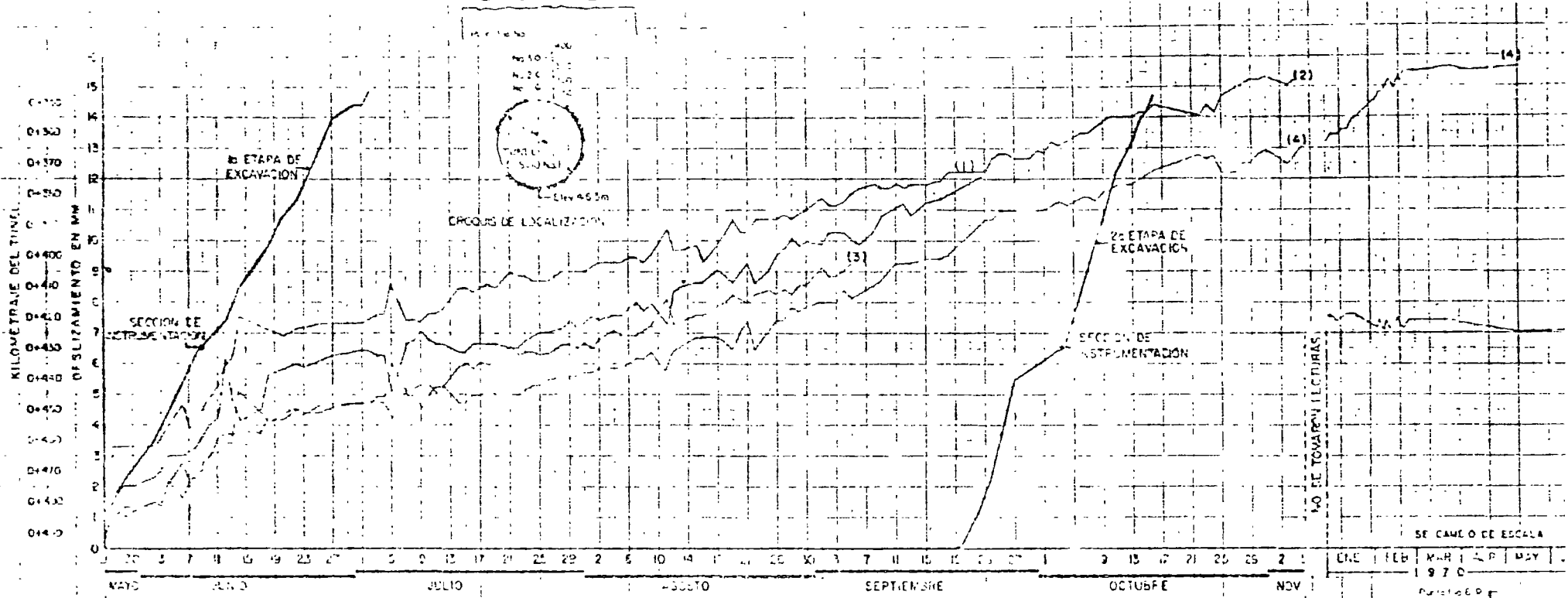


TUNEL DE DESVIO No. 2



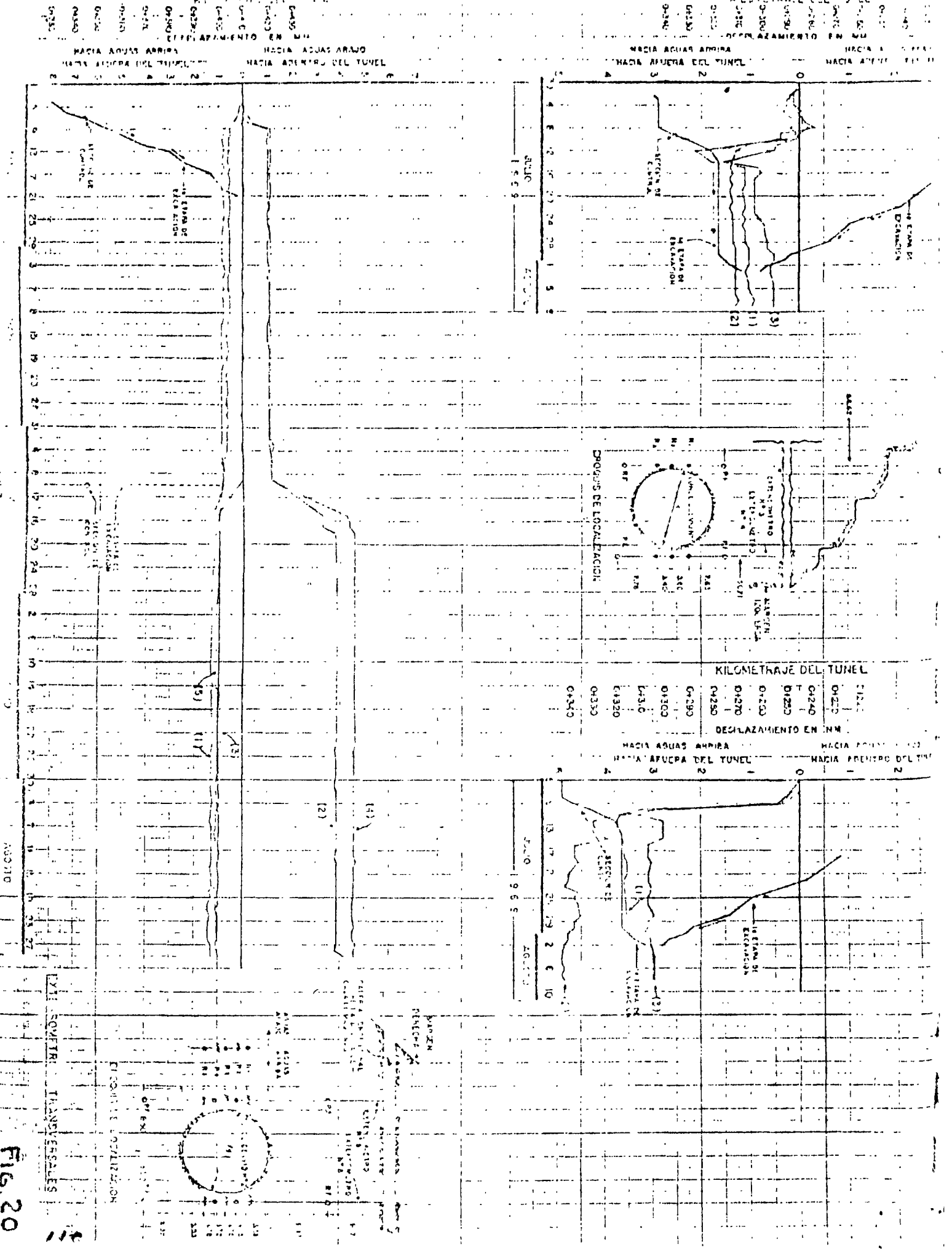
A-INCLINOMETRO
 O-EXT. LONGITUDINAL
 M-EXT. TRANSVERSAL
 D-SITIO DE PRUEBAS
 LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 CASA DE MAQUINAS

CORTE A-A
 LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 Y SITIOS DE PRUEBAS AL SITIO



EXTENSOMETRO LONGITUDINALES

Fig. 19



KILOMETRAJE DEL TUNEL

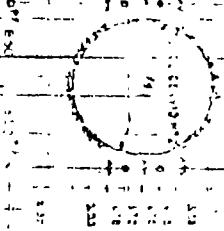
0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340
DESPLAZAMIENTO EN MM							

HACIA AGUAS ARRIBA
HACIA AFUERA DEL TUNEL
HACIA ADELANTE DEL TUNEL

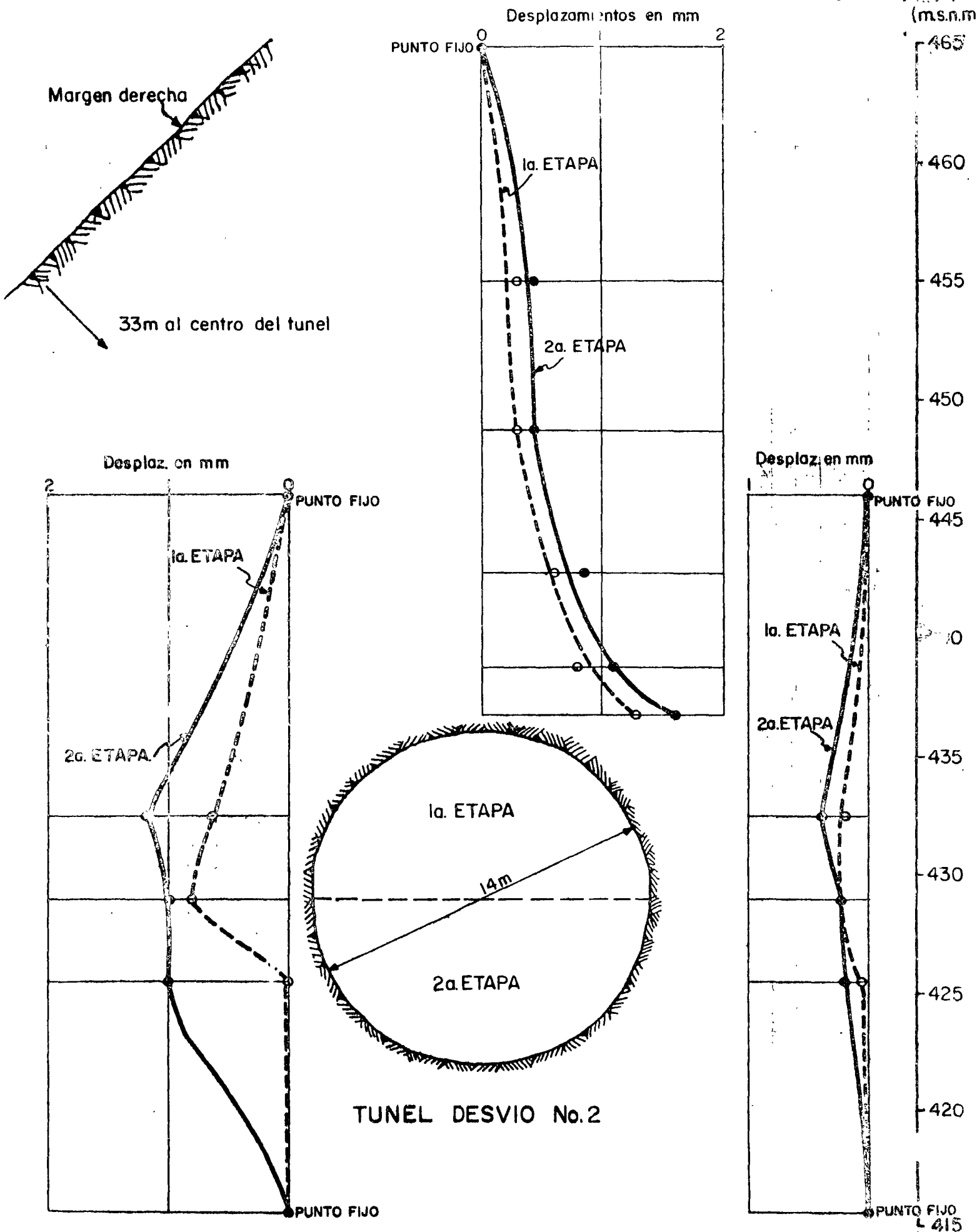
Fig. 20

LYLLI SOUTHERN TRANSEVERSALES

FIGURE 20 LOCALIZATION

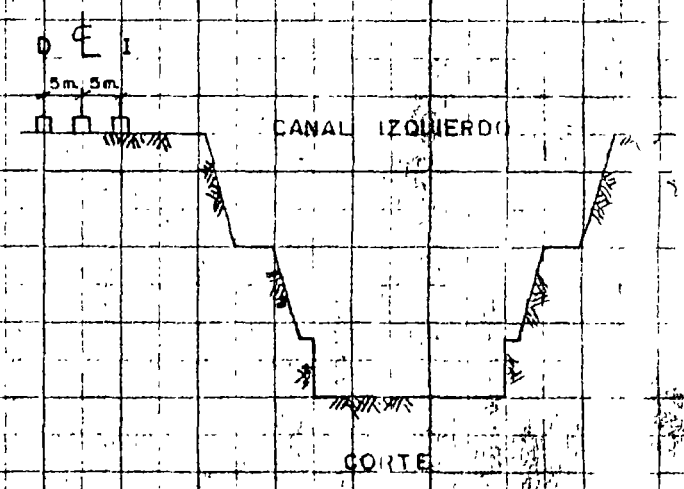
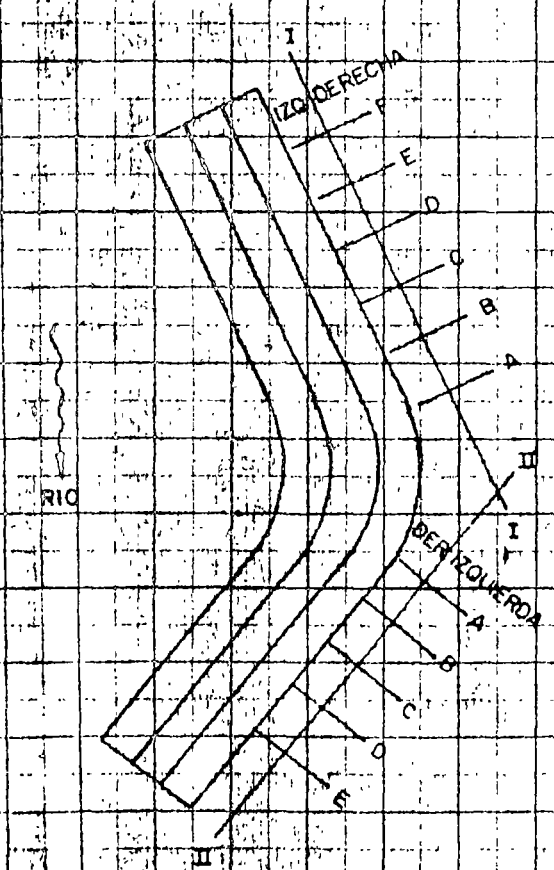


ESTACION DE RESECCION
ESTACION DE EXCAVACION
ESTACION DE CONTROL
ESTACION DE RESECCION
ESTACION DE EXCAVACION
ESTACION DE CONTROL



DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y TRANSVERSALES FIG. 2

FECHA	8 - ENE - 71	4 - FEB - 71	11 - MAR - 71	6 - ABR - 71	6 - MAY - 71	12 - JUN - 71	6 - JUL - 71	3 - AGO - 71	18 - SEP - 71	16 - OCT - 71	16 - NOV - 71	11 - DIC - 71	5 - ENE - 72	16 - FEB - 72	19 - MAR - 72	22 - ABR - 72
	(-4)	(-3)	(-4)	(-4)	(-3)	(-5)	(-4)	(-9)	(-3)	(-2)	(-4)	(-23)	(-1)	(-5)	(-1)	(-4)
	(-1)	(-4)	(-6)	(-3)	(-5)	(-5)	(+5)	(+2)	(+9)	(+2)	(-2)	(-5)	(-3)	+2	(-6)	(-6)



NOTA: VALORES DENTRO DE LOS CIRCULOS INDICAN DESPLAZAMIENTOS EN m. ACORTAMIENTOS (-) ALARGAMIENTOS (+)

P.H. LANGOSTURA CHIS
 VERTEDR
 DESPLAZAMIENTOS SUPERFICIALES
 (Con Estaciónmetro portátil)
 LINEA I
 SECCION A
 EST. 0 + 521

CROQUIS DE LOCALIZACION

SE 11

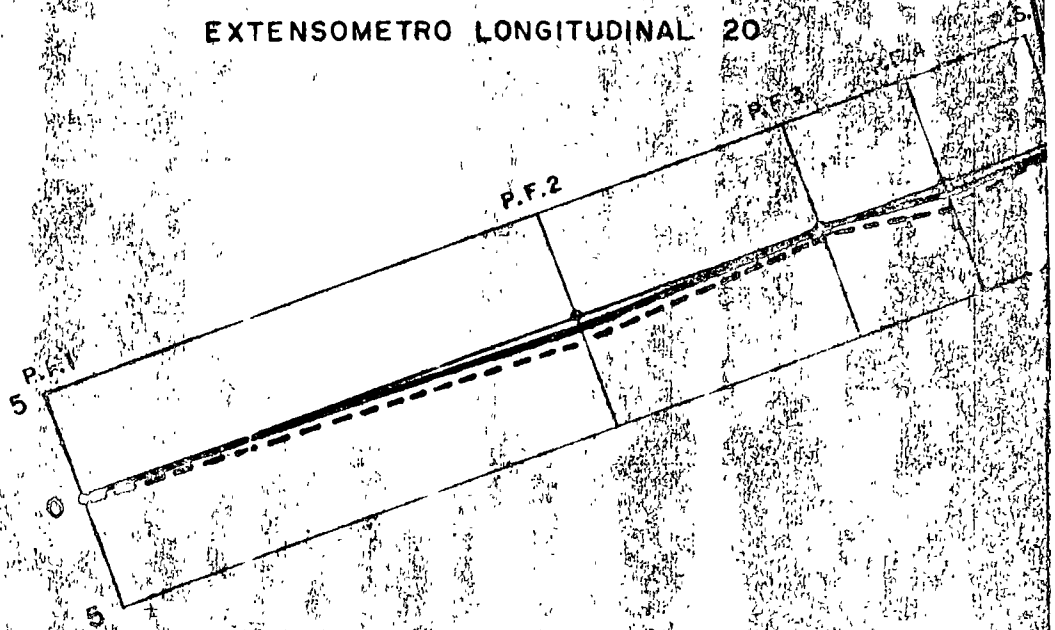
1 (+3) (+3) (+4) (+2) (+2) (+5) (+2) (-5) (-5) (-7) (-8) (-10) (-9)

1 (-7) (-6)

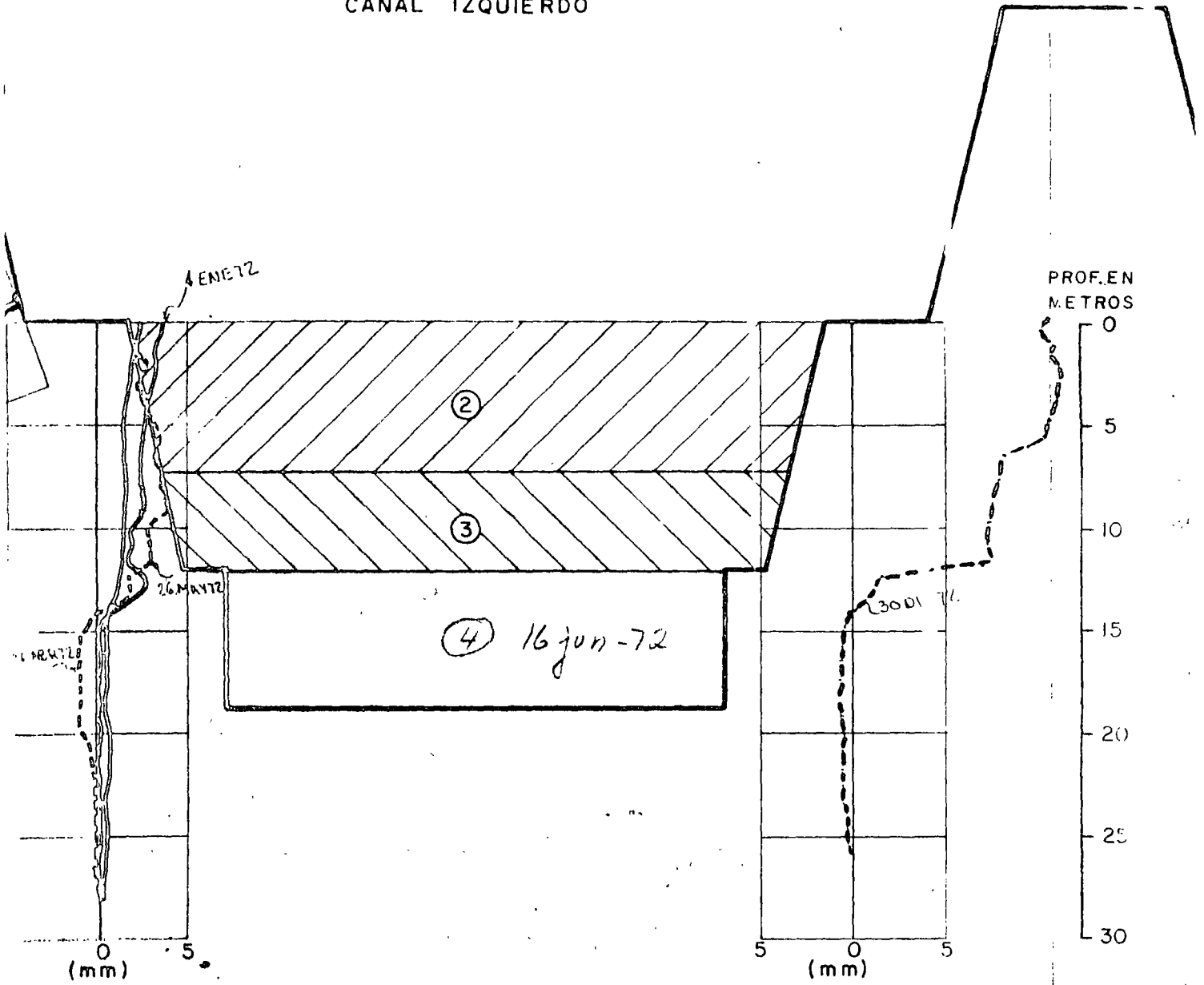
27-MAY-72
14-JUN-72
12-JUL-72
19-AUG-72
20-SEP-72
21-OCT-72
17-NOV-72
16-DEC-72
10-ENE-73
14-FEB-73
10-MAR-73
11-APR-73
3-MAY-73

FIG. 2

EXTENSOMETRO LONGITUDINAL 20



CANAL IZQUIERDO



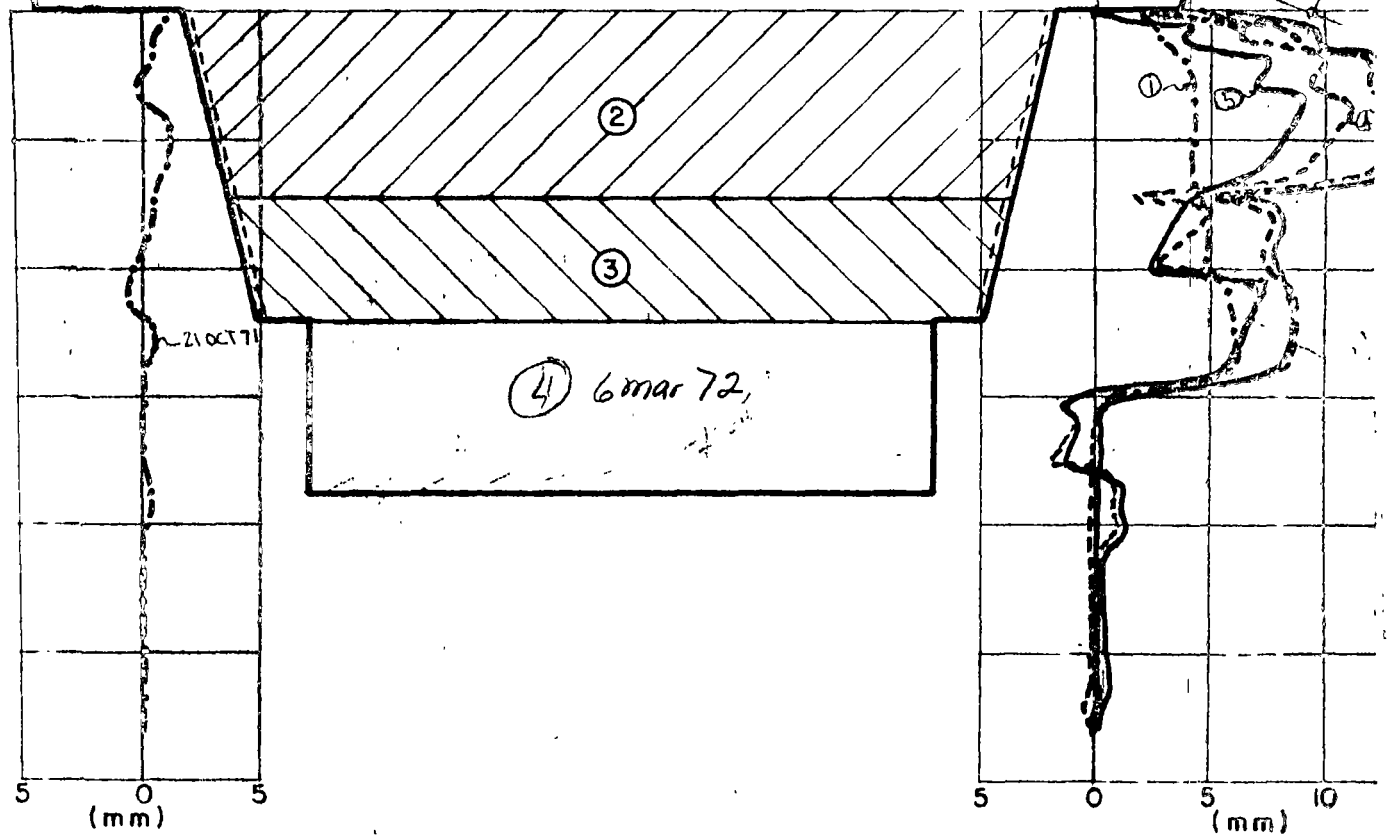
INCLINOMETRO 12

INCLINOMETRO 13

- DESPUES DE PRECORTE
- DESPUES DE BANQUEO ZONA ②
- DESPUES DE BANQUEO ZONA ③

P. H. VERT
 INCLINOM
 EST. 0+

CANAL DERECHO



INCLINOMETRO 14

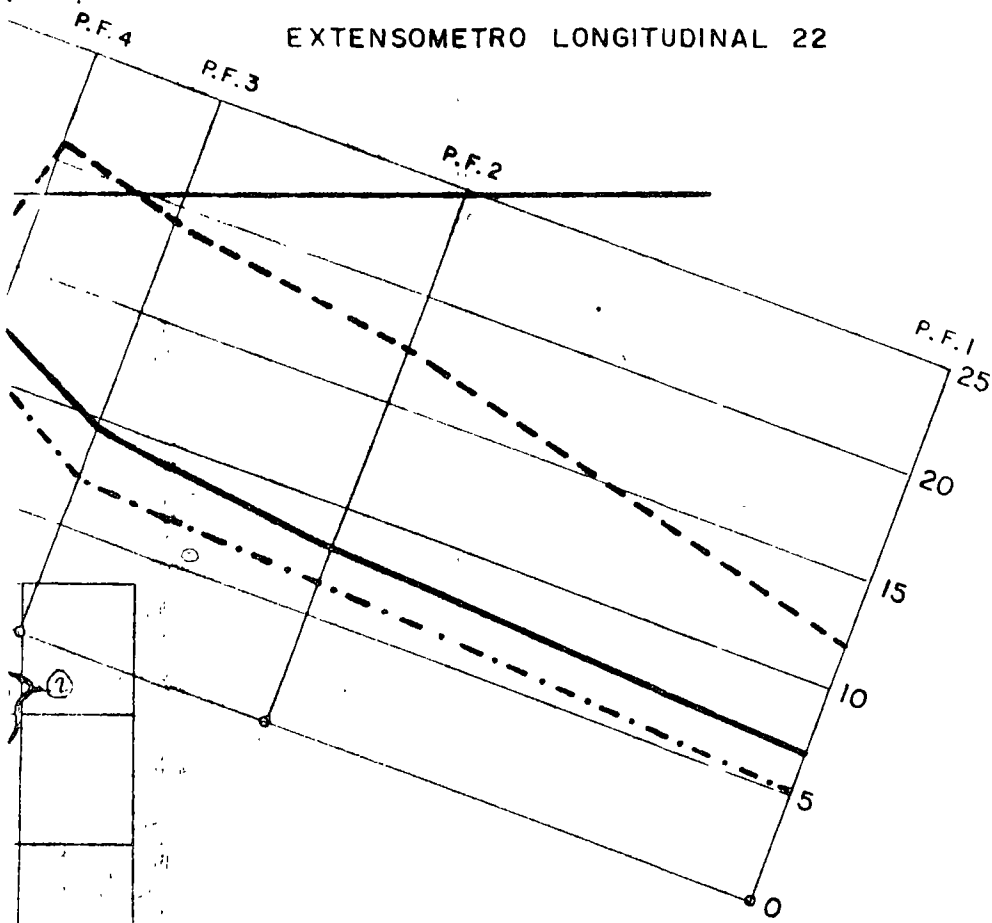
INCLINOMETRO

T. p. = 110
 12-1
 9 MAR 72
 217

ANGOSTURA, CHIS.

DOR
 ETROS 14 y 15
 050

EXTENSOMETRO LONGITUDINAL 22



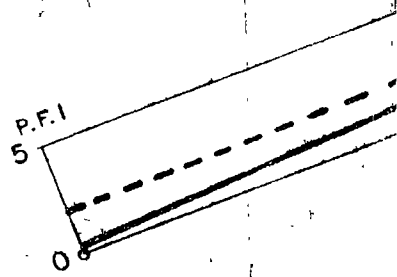
- ① 16 SEPT 71
- ② 29 NOV 71
- ③ 6 ENE 72
- ④ 9 MAR 72
- ⑤ 25 MAY 72

5 20

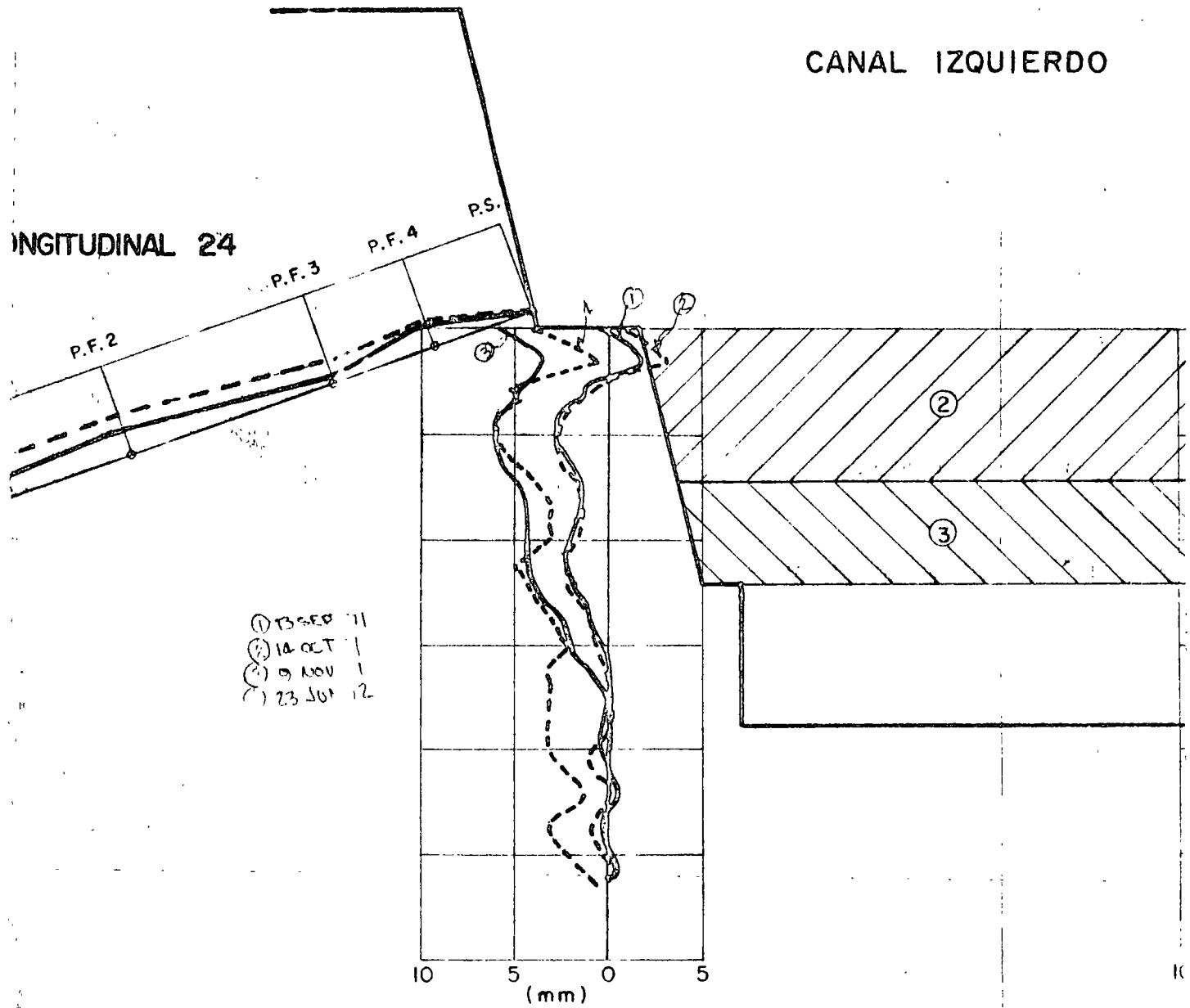
FECHA DE VOLADURAS

CANAL	ZONA	PRECORTE		BANCA
		PARED IZQ.	PARED DER.	
IZQUIERDO	②			25-NOV-71
	③			2-MAR-72
DERECHO	②	20-OCT-71	9-SEP-71	5-MAR-72
	③	20-OCT-71	9-SEP-71	25-MAY-72

EXTENSOMETRO L



CANAL IZQUIERDO

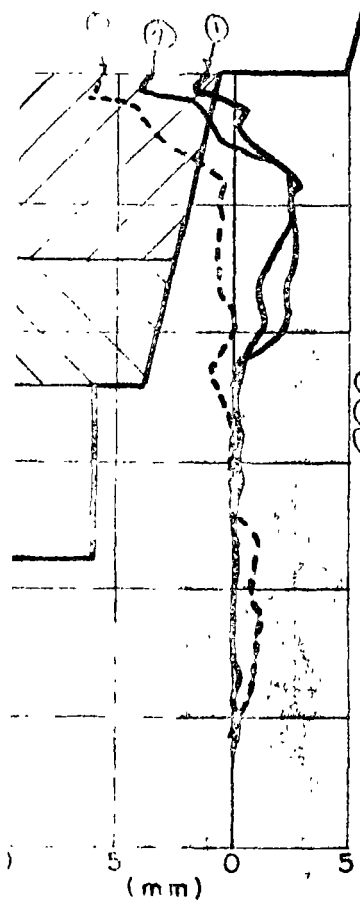


- DESPUES DEL CORTE
- DESPUES DE BANQUEO ZONA 2
- - - - - DESPUES DE BANQUEO ZONA 3

CANAL DERECHO

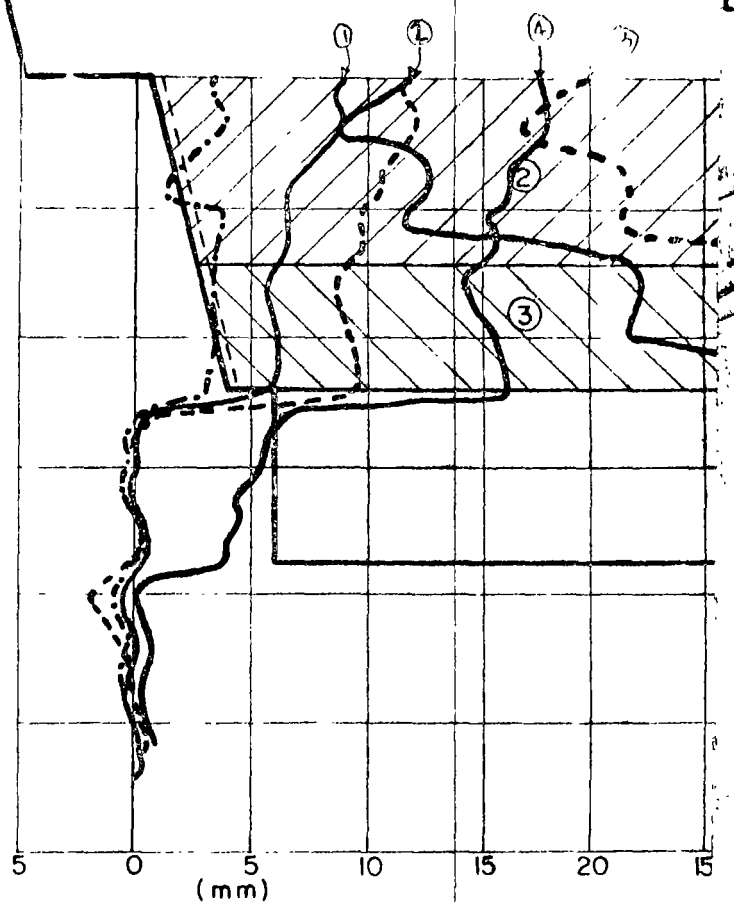
1) 1 AGO 71
2) 10 SEPT 71
3) 14 ABRIL 72

PROF. EN METROS



1) 13 SEPT 71
2) 12 OCT 71
3) 14 ENE 72

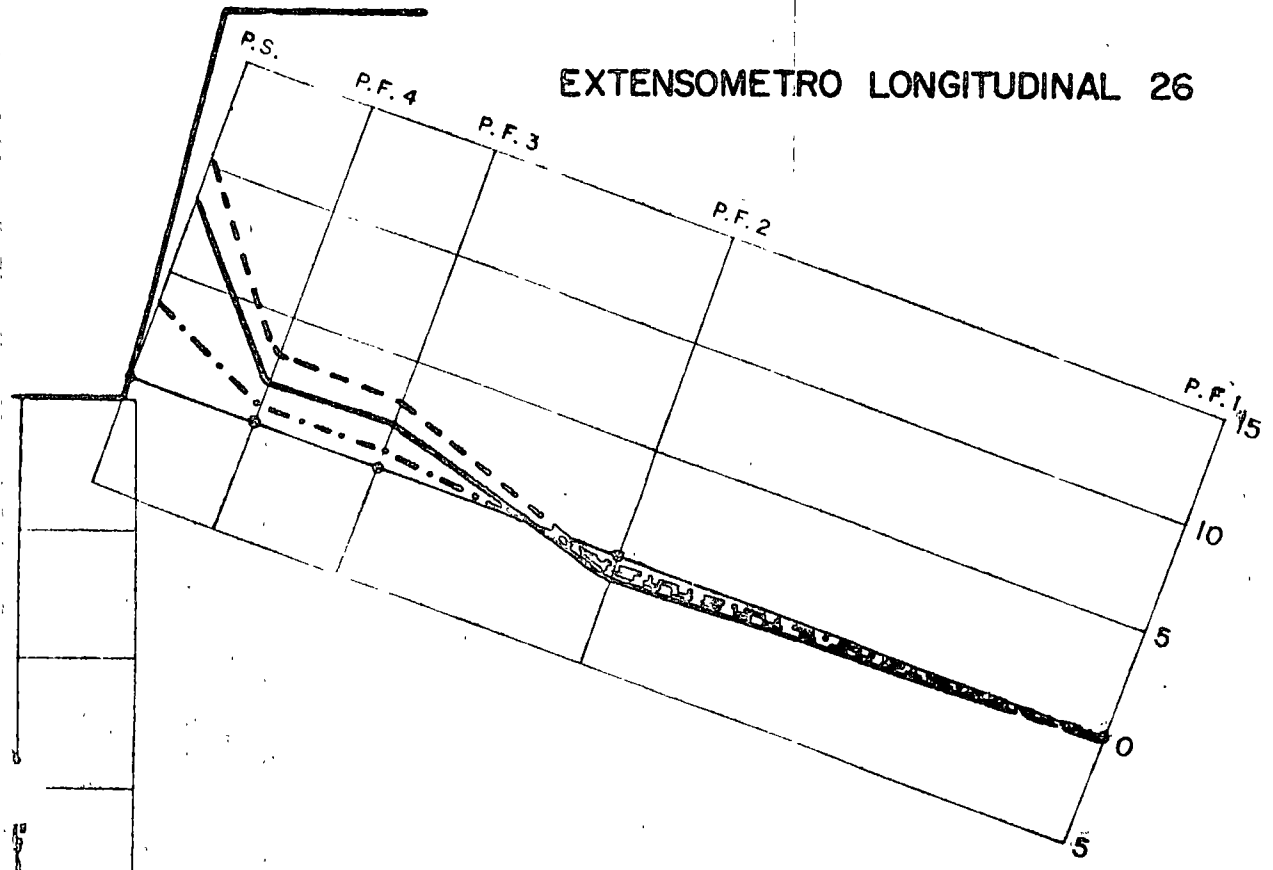
INCLINOMETRO 17



INCLINOMETRO 18

P. H. LANGOSTURA, CHIS.
VERTEDOR
EST. 0+400

EXTENSOMETRO LONGITUDINAL 26

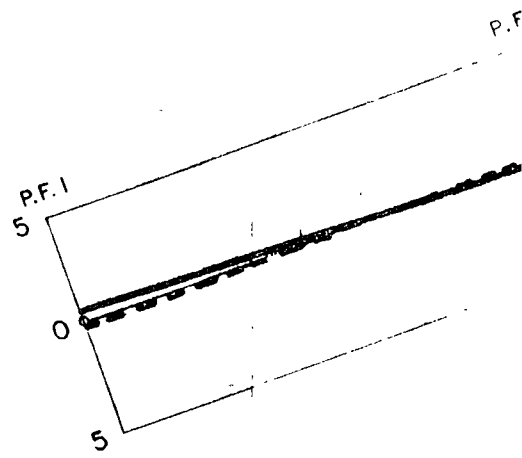


FECHA DE VOLADURAS

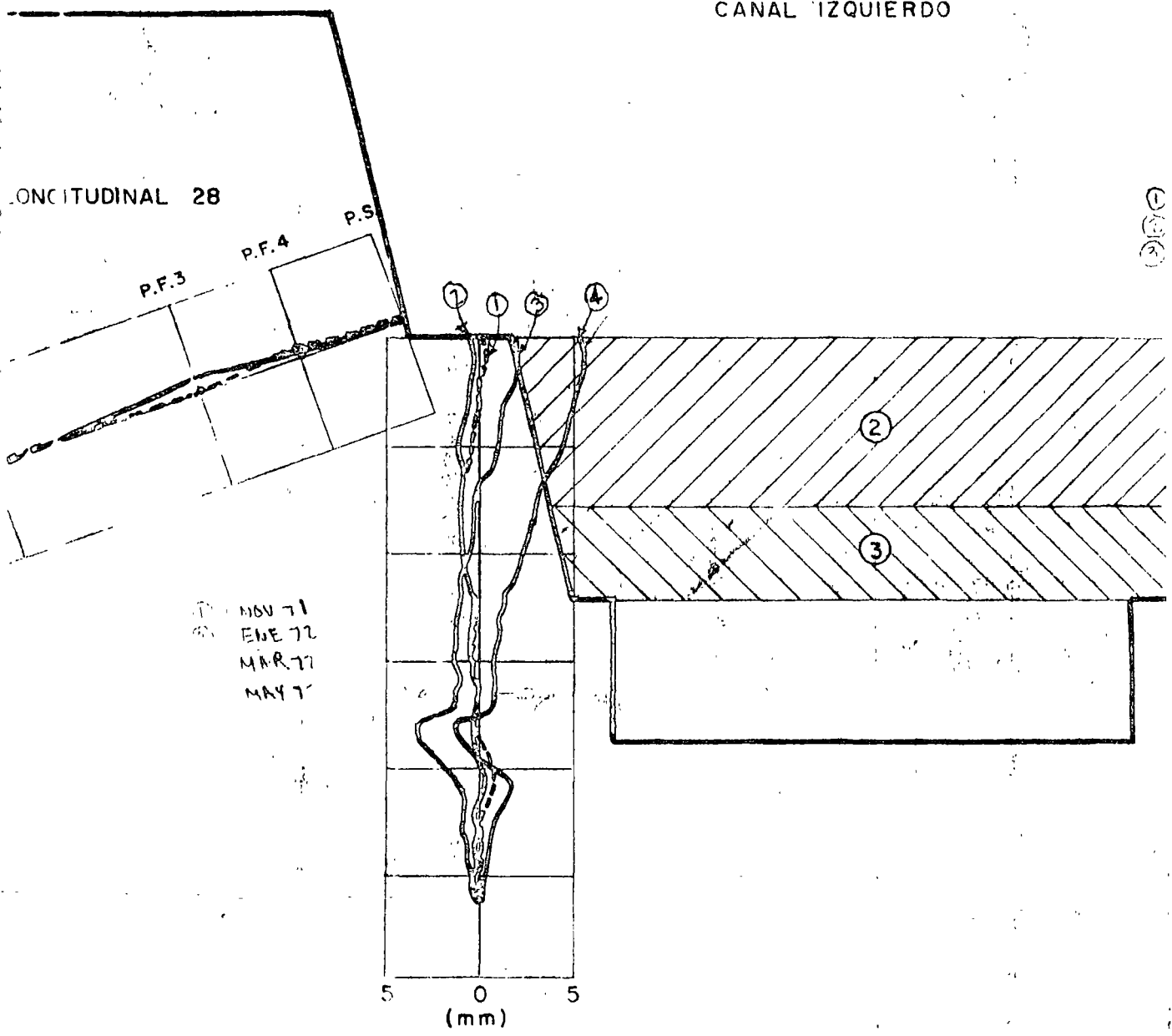
CANAL	ZONA	PRECORTE		BANQUEO	
		PARED IZO.	PARED DER.	PARED IZO.	PARED DER.
IZQUIERDO	②			10-SEP-71	10-SEP-71
	③			27-OCT-71	27-OCT-71
DERECHO	②	24-JUL-71	21-JUL-71	31-JUL-71	31-JUL-71
	③	24-JUL-71	21-JUL-71	20-SEP-71	20-SEP-71

Fig. 24

EXTENSOMETR

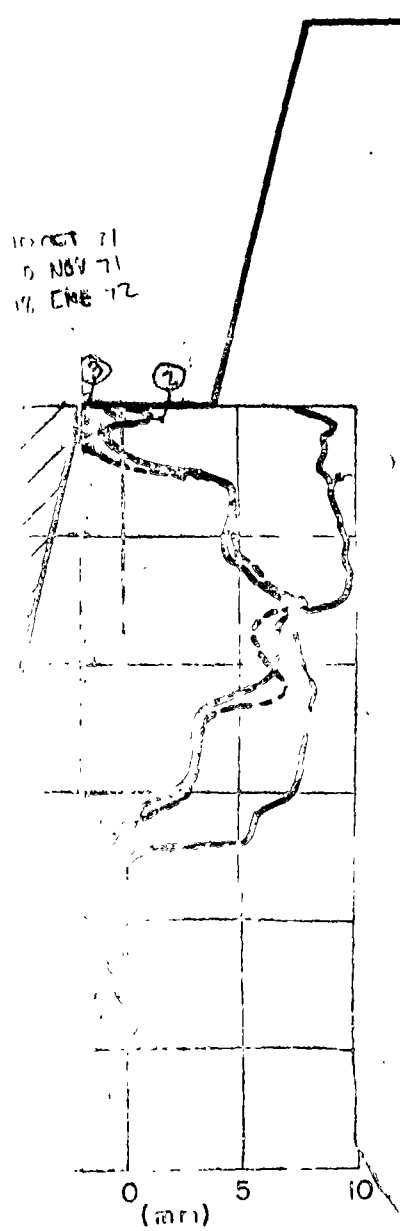


CANAL IZQUIERDO

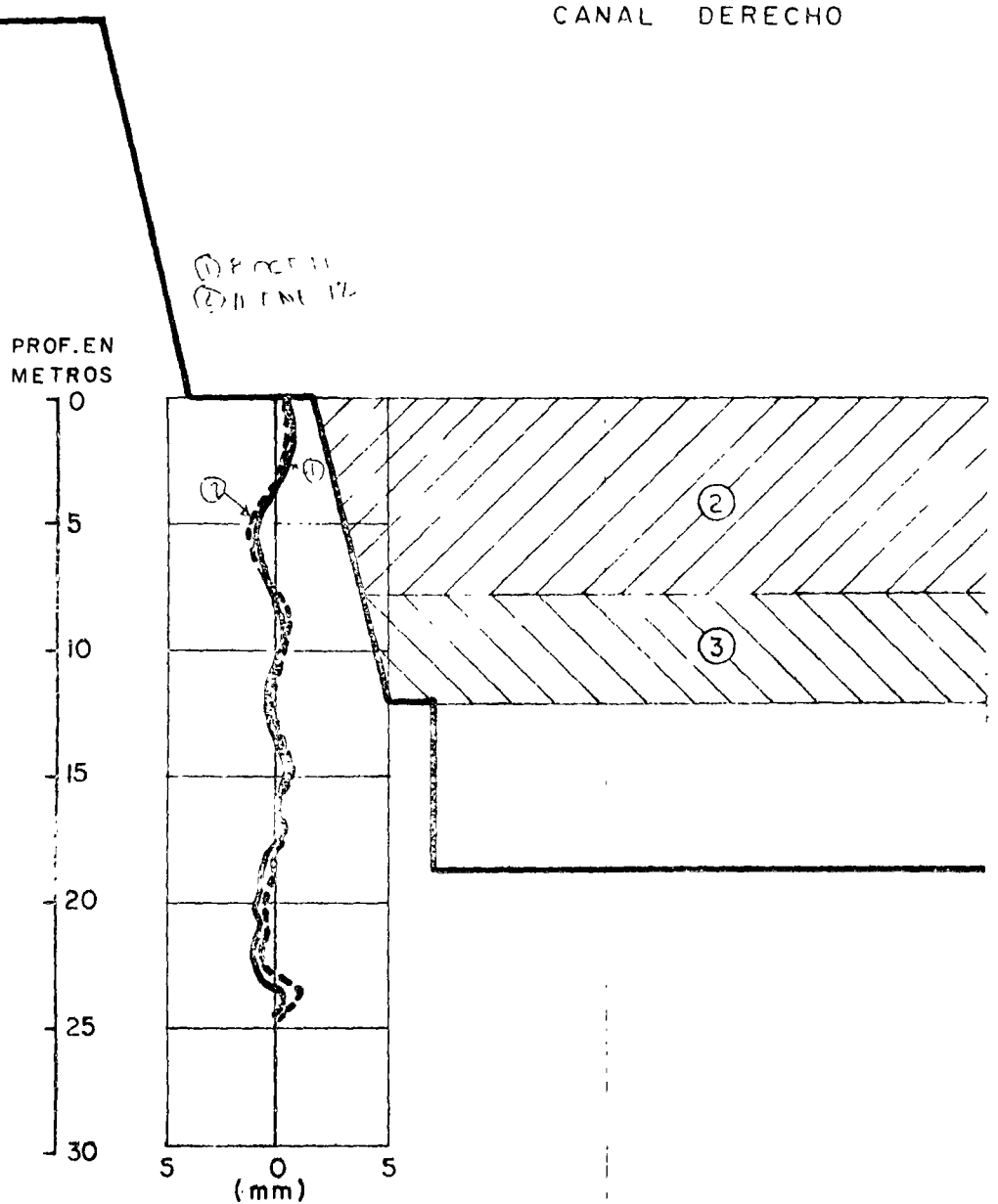


- - - DESPUES DE BANQUEO ZONA ②
- - - DESPUES DE BANQUEO ZONA ③

CANAL DERECHO

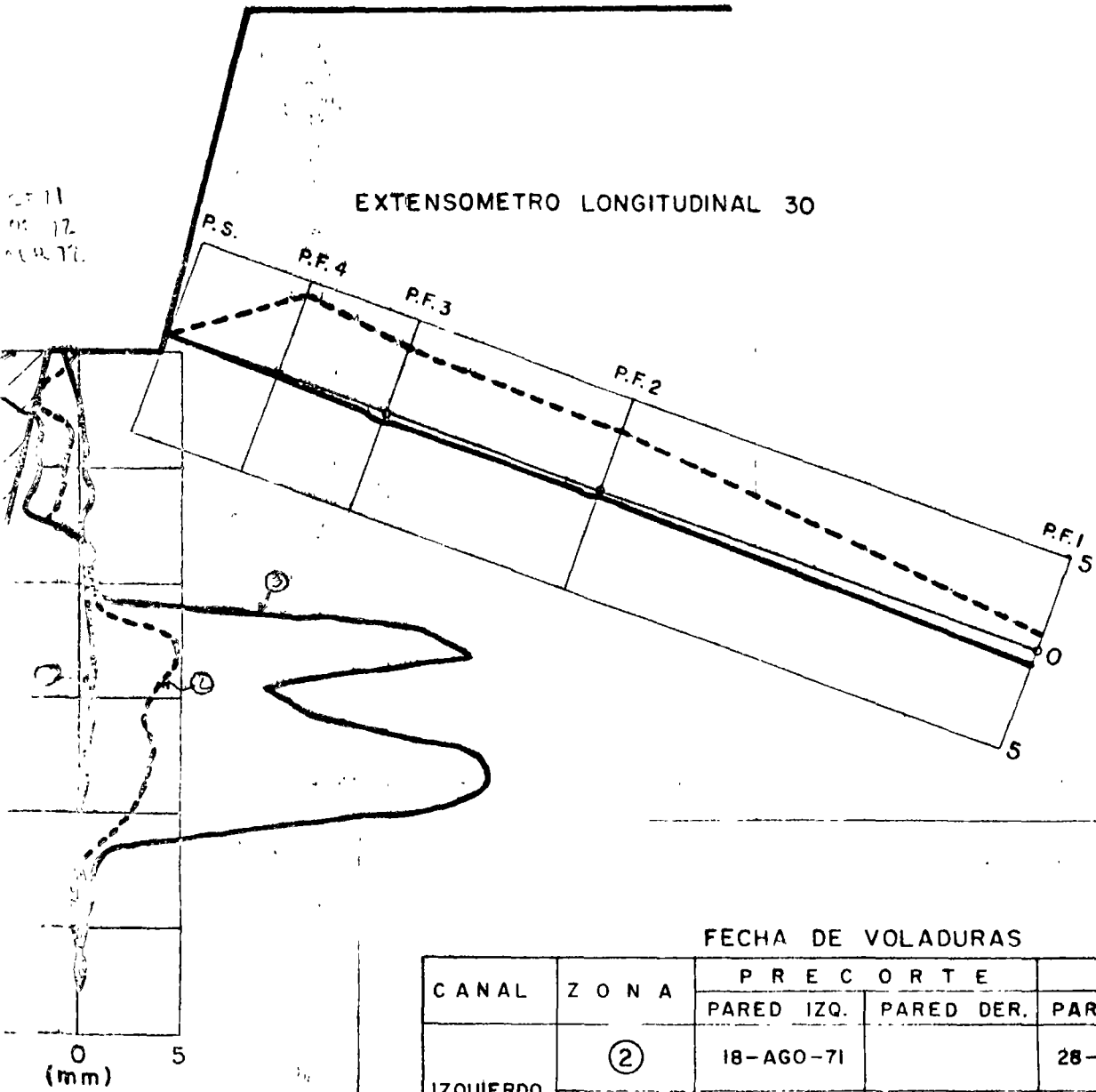


INCLINOMETRO 21



INCLINOMETRO 22

P. H. ANGOSTURA, CHIS.
 VERTEADOR
 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL EN DIRECCION NORMAL
 AL EJE DE LOS CANALES.



FECHA DE VOLADURAS

CANAL	Z O N A	P R E C O R T E		B A N Q U E O	
		PARED IZQ.	PARED DER.	PARED IZQ.	PARED DER.
IZQUIERDO	②	18-AGO-71		28-AGO-71	28-AGO-71
	③	18-AGO-71		9-OCT-71	9-OCT-71
DERECHO	②	2-JUN-71		24-AGO-71	24-AGO-71
	③	2-JUN-71		20-OCT-71	20-OCT-71

Fig. 25

ELEV. 511.50 ————— 14 13 12 11 10
 0.0 0.0 -0.5 +0.4 +0.2

207

PI: ANCOSTURURA, CHIS.
 CASA DE MAQUINAS

Desplazamientos obtenidos con
 Ex. Longitudinales hasta la fe-
 cha 8 mayo-13 en que, la excava-
 ción alcanzó la elevación total

NO. MENCL. TURA

Los valores de los despla-
 zamientos están en mm.
 El signo (+) indica despla-
 zamiento hacia arriba y el sig-
 no (-) desplazamientos hacia
 abajo.

ELEV. 486.50 ————— 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 +1.2 +2.1 +0.7 -1.8 +0.6

ELEV. 471.50 ————— 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 -0.1 +1.3 +0.1 -2.8 0.0

ELEV. 465.50 ————— 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 +0.7 -0.3 +0.5 -0.5 +0.5

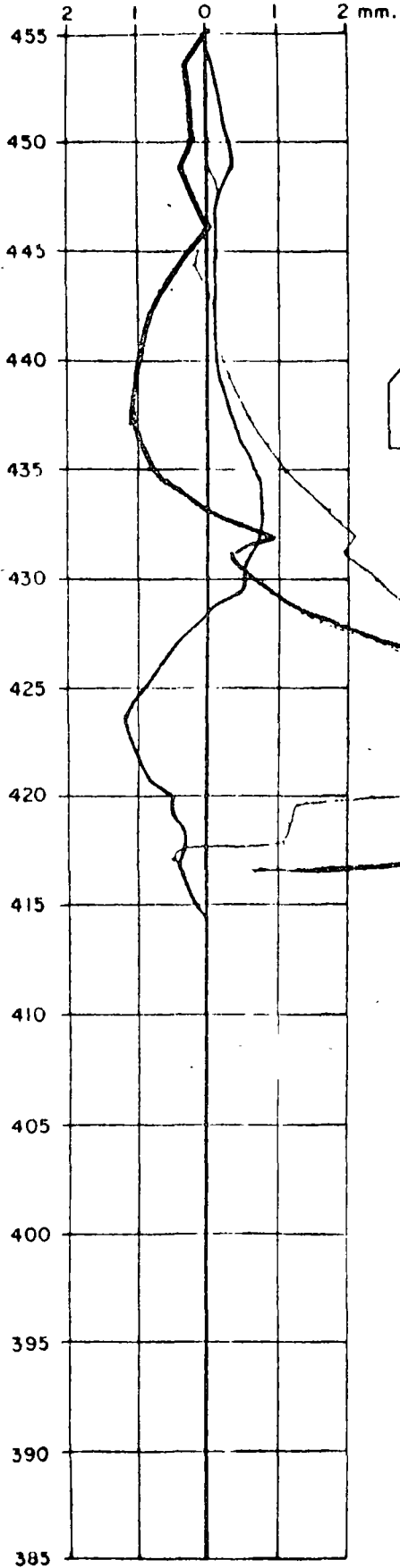
ELEV. 458.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ELEV. 455.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	+0.4	+0.6	+1.0	+0.5	-0.1
	-0.3	-1.2	+0.6	+0.4	-0.6
		+1.6	+2.7	+0.5	
	+1.0				-0.4

GALERIA 2

INCLINOMETRO 5

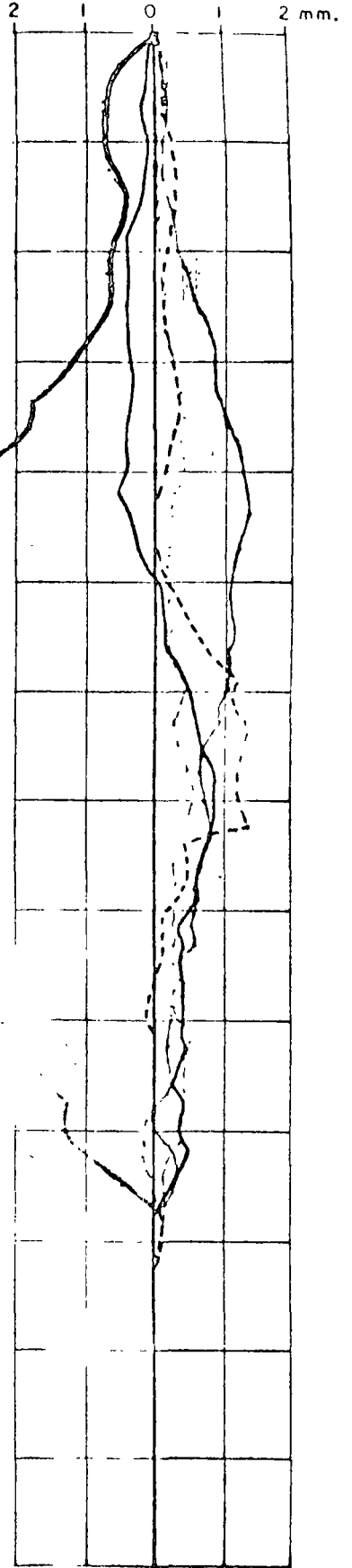
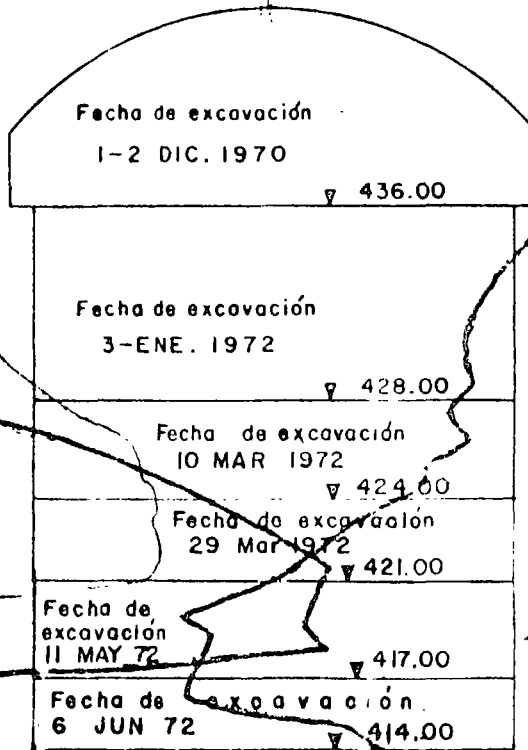
P.H. ANGOSTURA, CHIS.
CASA DE MAQUINAS

INCLINOMETRO 25
INCLINOMETRO 6



Aguas Arriba

Aguas Abajo



— Desplazamientos observado con inclinómetros 5 y 6 a la Elev. 428.00

- - - Desplazamientos observado con inclinómetro 25

GALERIA I

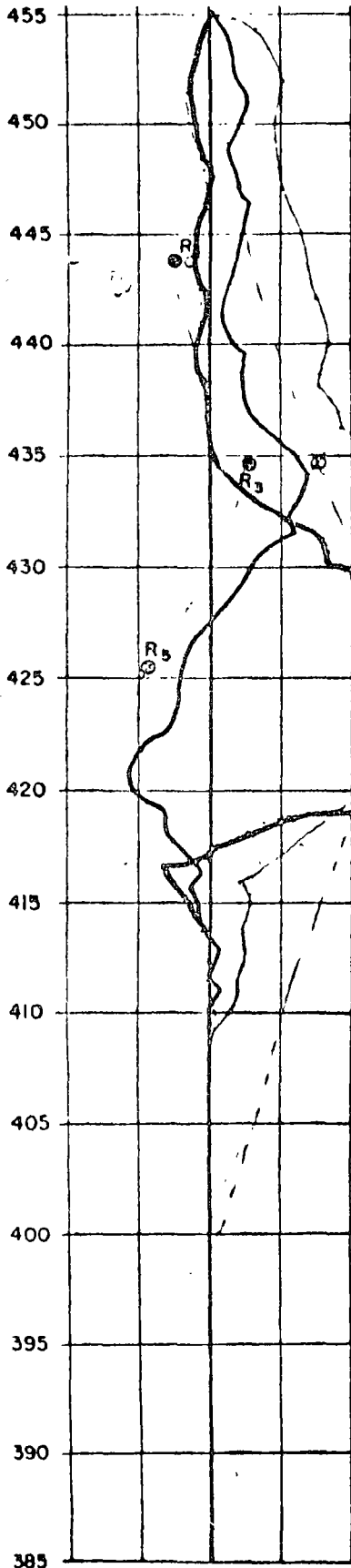
Desplazamientos observados después de excavación elevación 428.00

Fig. 27

EXTENSOMETRO TRANSVERSAL 7
INCLINOMETRO 7

P. H. ANGOSTURA, CHIS.
CASA DE MAQUINAS

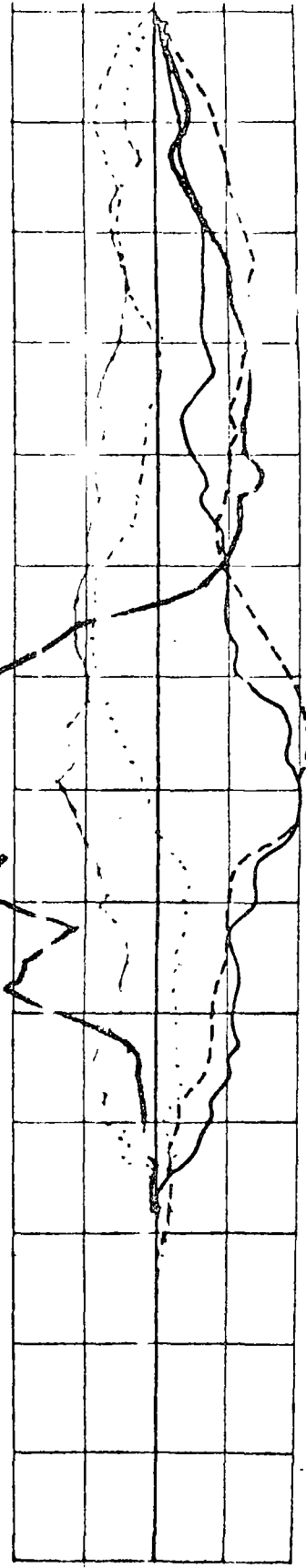
INCLINOMETRO 26
INCLINOMETRO 8



Aguas
Arriba

Aguas
Abajo

Fecha de excavación 26-DIC-1970		▽ 436.00
Fecha de excavación 28-DIC-1971		▽ 428.00
Fecha de excavación 7 MAR 1972		▽ 424.00
Fecha de excavación 25 MAR 1972		▽ 421.00
Fecha de excavación 2 JUN 1972		▽ 417.00
Fecha de excavación 14 JUN 1972		▽ 414.00



- Desplazamientos observados con extensómetro transversal 7
- Desplazamientos observados con inclinómetros 7 y 8
- - - Desplazamientos observados con inclinómetro 26

GALERIA 2

Desplazamientos observados después de excavar a la elevación 428.00

FIG. 28

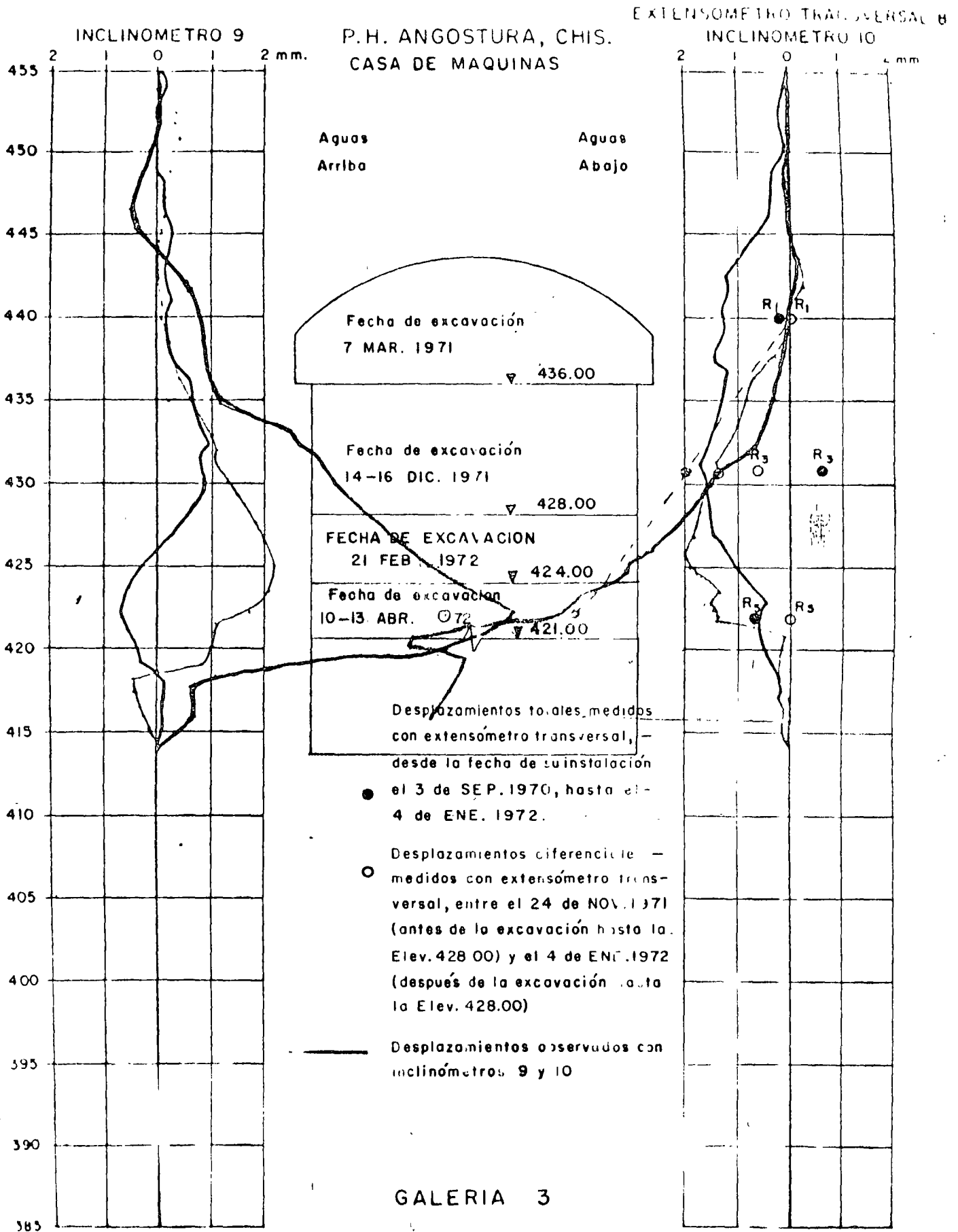
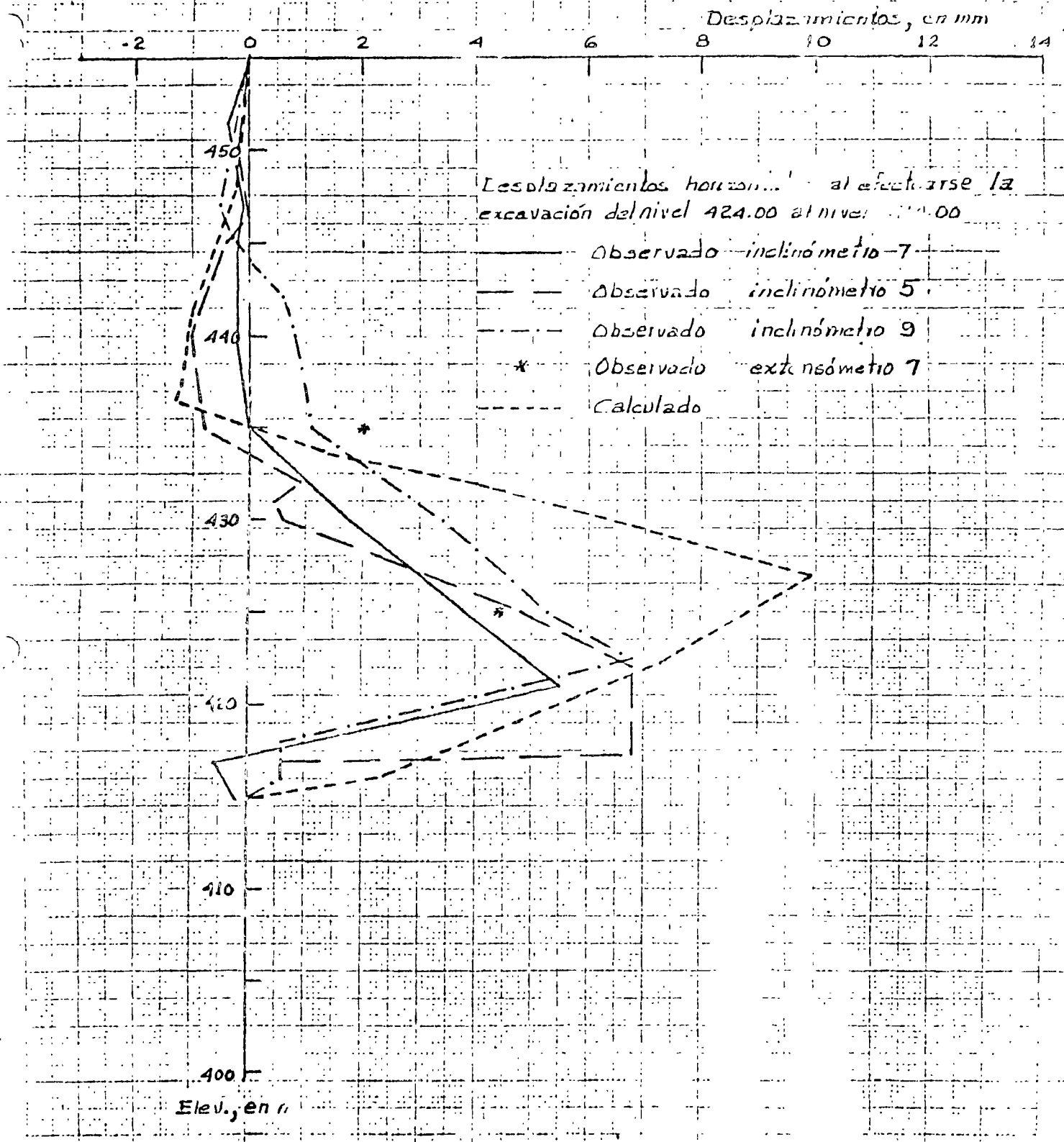


FIG. 29



Desplazamientos horizontales observados y calculados con el modelo elástico lineal en la tercera etapa de excavación. Inclinómetros 5, 7 y 9; extensómetro 7.

2.3.4. Clasificación de los macizos rocosos

Existen métodos para clasificación de macizos rocosos como el de Barton y el de Bieniawski que considerando el fracturamiento del macizo, su orientación y frecuencia. Las condiciones hidráulicas y de esfuerzos a que está sometido, etc., permiten clasificar el macizo en una forma más o menos objetiva, con fines de diseño de soporte en túneles. A continuación se presentan ejemplos de aplicación de los métodos mencionados con datos tomados del proyecto hidroeléctrico de El Caracol, Gro., actualmente en construcción.

DISEÑO DE SISTEMAS DE SOPORTE DE TUNELES BASADO EN LA CLASIFICACION INGENIERIL DE LA MASA DE ROCA

Por: Raúl Cuéllar Borja *
Jorge E. Castilla Camacho **

10 de diciembre, 1977

RESUMEN

El diseño de sistemas de soporte de túneles basado en la clasificación ingenieril de la masa de roca fue desarrollado por Barton, Lien y Lunde en 1974 y consiste en la evaluación de la calidad de la masa de roca (Q) en función de tres parámetros fundamentales:

- a) Tamaño de los bloques (dependiente del R.Q.D. y No. de juntas)
- b) Resistencia al corte entre bloques (dependiente de la rugosidad o ángulo de fricción de las paredes de los bloques)
- c) Estado de esfuerzos actuante (dependiente de la presión hidrostática y la relación entre la resistencia de la roca y los esfuerzos principales)

El método está fundamentado en el estudio del soporte, utilizado en 200 túneles, con información confiable sobre los parámetros mencionados.

Se presenta como ejemplo el diseño del soporte realizado para los túneles de desvío de la P.H. El Caracol, Gro., en bóveda y paredes, para portales, tramo central e intersección con túneles de desfogue.

Se considera este método de gran utilidad, cuando no puede establecerse con certeza el diseño del soporte bajo la consideración de losas autosoportantes o cuñas inestables como es el caso en cuestión ya que se trata de rocas estratificadas inclinadas 30° con la horizontal con espesores de estratos que varían entre 5 cm y 7 m. Existen además 4 familias de fracturas de espaciamiento frecuente (30 cm a 100 cm) que en general se encuentran soldadas por relle-

* Jefe de la Oficina de Mecánica de Rocas
** Auxiliar de la Oficina de Mecánica de Rocas

nos de calcita o cuarzo presentándose aproximadamente a cada 3 m abierta alguna fractura perteneciente a cualquiera de las familias de fracturas existentes.

El método conduce a un diseño práctico bien fundamentado técnicamente y deberá ser en adelante una herramienta muy importante para los ingenieros proyectistas de túneles.

1- ANTECEDENTES

1.1 Calidad de la masa de roca

Según Barton, Lieu y Lunde la calidad de la masa de roca (Q) se obtiene mediante la siguiente expresión que relaciona 6 parámetros como sigue:

$$Q = \frac{R.Q.D.}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \dots\dots\dots(1)$$

en donde:

- Q, calidad de la masa de roca
- RQD, índice de calidad de la roca, según Deere, 1963
- J_n, factor que toma en cuenta el número de juntas (estratos, fracturas y fallas)
- J_r, factor que toma en cuenta la rugosidad de las juntas
- J_a, factor que toma en cuenta el grado de alteración y/o relleno de las juntas, representa el ángulo de fricción de las juntas en función de su rugosidad, alteración o relleno
- J_w, factor que toma en cuenta las condiciones hidráulicas de la masa de roca en la vecindad de la excavación
- SRF, factor que toma en cuenta la relación entre la resistencia de la roca y el estado de esfuerzos en la vecindad de la excavación
- $\frac{RQD}{J_n}$ define a grosso modo el tamaño de los bloques
- $\frac{J_r}{J_a}$ define la resistencia al corte entre bloques
- $\frac{J_w}{SRF}$ define el estado de esfuerzos en la vecindad del túnel

El valor numérico de Q varía desde 0.001 (para una calidad excepcionalmente pobre o sea terreno que puede ser extruido) a 1000 (para roca excepcionalmente buena que corresponde prácticamente a roca masiva o sea sin juntas).

En general, túneles excavados en roca con RQD > 85% no requieren ningún soporte o únicamente en zonas de conjugación de fracturas, sin embargo parece ser que los dos requisitos más importantes son el número de alteración de juntas que es función de la resistencia al esfuerzo cortante $J_a < 1$ y excavaciones secas $J_w = 1$ para túneles sin soporte. Existen muy pocas excepciones sobre estas dos últimas observaciones.

1.2 Características de la masa de roca

A continuación describiremos de manera general las características de la estructura de la masa de roca del sitio en cuestión:

Se trata de rocas sedimentarias con metamorfismo incipiente de presión y temperatura, constituidas por una secuencia rítmica de estratos de pizarras, areniscas y conglomerados con dureza Mohs = 4. Existen en menor grado, rocas ígneas en estratos continuos y en forma de diques y sills rellenando juntas (fracturas y estratos). Existen 4 familias de fracturas de origen tectónico con espaciamiento de medianamente cercanas a cercanas. (Don U. Deere, 1973)

3 cm a 100 cm . Generalmente todas las fracturas se encuentran rellenas por calcita, cuarzo o pirita, encontrándose aproximadamente a cada 3 m abierta una fractura perteneciente a cualquiera de las cuatro familias de fracturas. Estas fracturas son subverticales (echados entre 67° y 85°) cuya superficie es de rugosa ondulada a rugosa plana.

Los túneles se excavarán en la unidad litológica que tiene predominancia de areniscas, conglomerados y rocas ígneas sobre las pizarras. Los estratos tienen espesores variables entre 5 cm y 7 m y en general tienen superficie rugosa plana, en ocasiones están foliados y a veces se encuentra material fino ligeramente arcilloso entre estos de varios milímetros de espesor, que debe ser producto de la ja

te por desplazamiento relativo entre estratos.

Los túneles se excavarán aproximadamente a rumbo de estratos, con echado variable entre 10° y 30° .

El índice de calidad de la roca, RQD, promedio, determinado en campo en barrenos próximos al sitio en que se excavarán los túneles es de 80%.

La resistencia a la compresión simple promedio determinada en laboratorio es de 740 kg/cm^2 y la resistencia en tensión de 72 kg/cm^2 .

El flujo de agua en la excavación, durante la construcción se estimó nulo, tomando en cuenta la posición de los niveles freáticos medidos. Se considera que el flujo de agua que se presente será el que ya se ha observado en las galerías de exploración geológica y corresponde a filtraciones a través de fracturas durante las épocas de lluvia.

1.3 Características y funcionamiento de los túneles

Los túneles son de conducción hidráulica, uno de ellos trabajará únicamente para desvío del río durante la construcción de la presa y el otro funcionará inicialmente como túnel de desvío y posteriormente en su tramo final operará como túnel de desfogue único, de las tres turbinas hidráulicas en proyecto.

La longitud promedio de los túneles es de 400 m y su profundidad media será de 100 m, su geometría es de portal con bóveda de arco de medio punto.

A lo largo de los túneles se tendrán 4 secciones tipo de excavación, todos ellos con forma de portal como se dijo antes, variando únicamente sus dimensiones de acuerdo con los espesores de revestimiento previstos en función de la ubicación del túnel en relación al techo y características estructurales de la roca, así como, por el funcionamiento hidráulico.

A continuación describiremos las dimensiones de las diferentes secciones, consideradas a línea A de proyecto. En el tramo de uno de

los túneles que funcionará como desfogue habrá una intersección con el túnel de desfogue que parte de la casa de máquinas.

Sección	ancho (m)	altura (m)	Observaciones
A	13	13	Zona central, sin revestimiento
B	14.4	14.4	Zona de compuertas de cierre con concreto de revestimiento previsto de 70 cm
C	16	16	Portales, con concreto de revestimiento previsto de 1.5 m
D	14.4	19.1	Tramo que funcionará como desfogue, con concreto de revestimiento previsto de 70 cm, en el cual existirá una intersección con otro túnel.

2- DISEÑO DEL SISTEMA DE SOPORTE

A continuación se presenta como ejemplo el diseño del soporte de los túneles en bóveda y paredes para un tramo sin revestir, la zona de portales y la intersección entre túneles de desfogue.

2.1 Calidad de la roca

a) Índice de calidad de la roca

RQD = 80 % (buena) 1D de la Tabla 1

b) Número de fracturas. En virtud, de que las fracturas son discontinuas por efecto del soldado de calcita, cuarzo y pirita, se consideró que la roca está afectada por 3 juntas incluyendo los planos de estratificación.

Jn = 9 2F de la Tabla 1

c) y d) Por la rugosidad y alteración de las juntas

Junta 1- Estratificación con foliación fuertemente desarrollada, rugosa plana a lisa plana, con capa delgada de material fino arcilloso, una fractura por metro.

Jr = 1.5 a 1.0 3E y 3F de la Tabla 1

Ja = 3 a 4 4D y 4E de la Tabla 2

Juntas 2 y 3- Fracturas rugosas planas a rugosas onduladas,
2.5 fracturas por metro

Jr = 3 a 4 3B y 3A de la Tabla 1

Ja = 0.75 a 1 4A y 4B de la Tabla 2

Nota: La mínima relación Jr/Ja es 1/4 que corresponde a la Junta 1 de estratificación lisa plana con relleno de material fino arcilloso

e) Por condiciones hidráulicas de la masa de roca

Jw = 1 5A de la Tabla 2

f) Por estado de esfuerzos en el contorno de la excavación

profundidad del túnel = 100 m

peso volumétrico de la roca = 2.5 ton/m³

esfuerzo principal mayor, $\sigma_1 = \delta h = 250 \text{ ton/m}^2 = 25 \text{ kg/cm}^2$

esfuerzo principal menor, $\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{3} = 8.3 \text{ kg/cm}^2$

resistencia en compresión simple, $\sigma_c = 740 \text{ kg/cm}^2$

resistencia en tensión, $\sigma_t = 72 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{740}{25} = 29.6$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_3} = \frac{72}{8.3} = 8.6$$

SRF = 1

6J de la Tabla 3

Por lo tanto:

$$Q = \frac{80}{9} \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{1} = 2.2 \quad \text{de la expresión 1}$$

Este valor de Q corresponde a una calidad de roca pobre

Para el caso de portales e intersección el valor de Q será:

-para portales; $J_n = 9 \times 2 = 18$ nota ii de 2F, Tabla 1

$$Q_{\text{portal}} = 1.1 \quad ; \quad (\text{calidad de roca pobre})$$

-para intersección; $J_n = 9 \times 3 = 27$ nota i de 2F, Tabla 1

$Q_{\text{intersección}} = 0.73$; (calidad de roca muy pobre)

2.2 Soporte resultante

El tipo de soporte se determina en función de Q y de la dimensión equivalente (D_e) que viene a ser el cociente entre el claro, o el diámetro o la altura de la pared y el valor de la relación de soporte para la excavación (ESR) que depende de las características de operación del túnel y del tipo de soporte (temporal o definitivo).

De acuerdo con la relación $Q - D_e$, los autores han clasificado numéricamente la categoría del soporte recomendado basado en la práctica utilizada en los 200 túneles que estudiaron.

Tomando en cuenta que se trata de túneles para una planta hidroeléctrica y que el soporte será temporal (serán revestidos en su mayor parte), el valor de la relación para el soporte de la excavación (ESR) deberá ser 1.5 veces mayor.

ESR = 1.0 (definitivo) de la Tabla 7
 ESR' = 1.5 ESR = 1.5 para soporte temporal

Por ser un soporte temporal, la calidad de la masa Q , debe aumentarse a $5Q$ y para estimar una "calidad hipotética" de la masa de roca, Q , en las paredes, debe multiplicarse por un factor entre 1 y 5 dependiendo del valor de Q del techo, en vista de que las condiciones de esfuerzos en pared son menores que las del techo como sigue:

"Q" = $5Q$	si	$Q > 10$
"Q" = $2.5Q$	si	$0.1 < Q < 10$
"Q" = Q	si	$Q < 0.1$

a) Categoría del soporte:

Tomando en cuenta lo anterior resulta la siguiente categoría de soporte.

Sección tipo	B m	H m	$De = \frac{B}{ESR}$	$De = \frac{H}{ESR}$	Q "Q"		Categoría del soporte Techo Pared	
A	13	13	8.6	8.6	11	55	13	0
C portal	16	16	10.6	10.6	5.5	13.7	18	14
D inter-sección	14.4	19.1	9.6	12.7	3.6	9	22	18

Sección tipo	Longitud del ancla en metros	
	Techo	Pared
A	3.4 (fricción)	-
C	3.6 (tensión)	3.7 (fricción)
D	3.8 (fricción)	3.9 (tensión)

2.4 Presión de anclaje

La presión de anclaje recomendada puede obtenerse mediante las siguientes expresiones, o por la banda oscura de la fig. 2 anexa.

$$P_{techo} = \frac{2}{J_r} Q^{-1/3} \dots\dots (2)$$

$$P_{techo} = \frac{2 J_n^{1/2} Q^{-1/3}}{3J_r} \dots\dots (3)$$

en donde:

P = presión de anclaje en kg/cm²

Q = calidad de la masa de roca

Jn y Jr = factores que toman en cuenta el número y rugosidad de las juntas

De acuerdo con lo anterior tendremos:

Sección tipo	Presión de anclaje en kg/cm^2					
	Techo			Pared		
	de (2)	de (3)	de fig.2	de (2)	de (3)	de fig.2
A	0.9	0.9	0.6 a 1.1	-	-	-
C	1.1	1.6	0.7 a 1.5	0.8	1.2	0.5 a 1.1
D	1.3	2.3	0.9 a 1.9	0.9	1.6	0.6 a 1.3

b) Soporte recomendado

Determinada la categoría del soporte, indicada en las tablas anexas 11 a 14, el soporte recomendado para techo (t) y pared (p) es el siguiente:

Sección tipo	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{SPAN}{ESR^T}$	Soporte recomendado
A_t	8.88	0.25	8.6	(13) Anclas de fricción a 1.5m x 1.5m ó 2m x 2m y 2cm a 3 cm de shotcrete
A_p	8.88	0.25	8.6	(0) No requiere soporte
$C_{t,por\ tal}$	4.44	0.25	10.6	(18) Ancla de tensión a 1m x 1m ó 1.5m x 1.5m y 2 cm a 3 cm de shotcrete
$C_{p,por\ tal}$	4.44	0.25	10.6	(14) Anclas de fricción a 1.5m x 1.5 m ó 2m x 2 m y malla de alambre
$D_{t,inter\ sección}$	2.96	0.25	9.6	(22) Ancla de fricción a 1m x 1m y 2.5 cm a 5 cm de shotcrete con malla de alambre
$D_{p,inter\ sección}$	2.96	0.25	12.7	(18) Anclas de tensión a 1m x 1m ó 1.5m x 1.5m y 2 cm a 3 cm de shotcrete

2.3- Longitud de anclaje

La longitud de anclas para techo y pared esta dada por las siguientes expresiones:

	Ancla de tensión	Ancla de fricción
Techo	$L = 2 + 0.15 \frac{B}{ESR}$	$L = \frac{0.4B}{ESR}$
Pared	$L = 2 + 0.15 \frac{H}{ESR}$	$L = \frac{0.35H}{ESR}$

en donde:

L = longitud del ancla en m

B y H = ancho y altura de la excavación en m

E S R = relación de soporte de la excavación

3- CONCLUSIONES

- a) La presión de anclaje resultante en techo y pared para las tres secciones, tomando en cuenta separaciones de 1m x 1m, 1.5m x 1.5m y 2m x 2m, y anclas de 20 ton de capacidad a la fluencia (barras Ø 1" de acero grado 42), varía entre 1 kg/cm², 0.89 kg/cm² y 0.5 kg/cm², que corresponden con valores usuales de presión y concuerdan con los valores estimados por Cording y Deere, 1972.
- b) La longitud de las anclas obtenida por este método también concuerda con la práctica utilizada entre 0.3 B a 0.4 B, siendo B el ancho del túnel.
- c) El uso de concreto lanzado simple o reforzado para este caso también es congruente con las recomendaciones proporcionadas previamente por los proyectistas, para este tipo de roca.

4- REFERENCIAS

1. N. Barton, R. Lien, and J. Lunde: Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, 1974.
2. Cording, E.J., and D.U. Deere: Rock tunnel Supports and field measurements, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 567 - 600 (1972)

Table 1. Descriptions and Ratings for the Parameters RQD , J_n , and J_r

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)			
A. Very poor	0—25	Note: (i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in Eq. (1) (ii) RQD intervals of 5, i. e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate	
B. Poor	25—50		
C. Fair	50—75		
D. Good	75—90		
E. Excellent	90—100		
2. JOINT SET NUMBER (J_n)			
A. Massive, no or few joints	0.5—1.0	Note: (i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$ (ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$	
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		
G. Three joint sets plus random	12		
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15		
J. Crushed rock, earthlike	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER (J_r)			
(a) Rock wall contact and			
(b) Rock wall contact before 10 cms shear			
A. Discontinuous joints	4	Note: (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (ii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated	
B. Rough or irregular, undulating	3		
C. Smooth, undulating	2		
D. Slickensided, undulating	1.5		
E. Rough or irregular, planar	1.5		
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5		
(c) No rock wall contact when sheared			
H. Zone 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)		

Table 2. Descriptions and Ratings for the Parameters J_a and J_{w0}

4. JOINT ALTERATION NUMBER (J_a)	φ_r (approx.)	
(a) Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i. e. quartz or epidote	0.75	(—) Note
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°)

(i) Values of (φ_r) are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present

Table 2. Continued

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) (b) <i>Rock wall contact before 10 cms shear</i>	4.0	(8°—16°)	
F.	Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25°—30°)	
G.	Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (Continuous, < 5 mm in thickness)	6.0	(16°—24°)	
H.	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (Continuous, < 5 mm in thickness)	8.0	(12°—16°)	
J.	Swelling clay fillings, i. e. montmorillonite (Continuous, < 5 mm in thickness). Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc. (c) <i>No rock wall contact when sheared</i>	8.0—12.0	(6°—12°)	
K, L, M.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition)	6.0, 8.0 or 8.0—12.0	(6°—24°)	
N.	Zones or bands of silty- or sandy clay, small clay fraction (non-softening)	5.0		
O, P, R.	Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	10.0, 13.0 or 13.0—20.0	(6°—24°)	
5.	JOINT WATER REDUCTION FACTOR	(J_w)	Approx. water pressure (kg/cm ²)	
A.	Dry excavations or minor inflow, i. e. < 5 l/min. locally	1.0	< 1	Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed (ii) Special problems caused by ice formation are not considered
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, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5—10.0	
E.	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2—0.1	> 10.0	
F.	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1—0.05	> 10.0,	

Table 3. Descriptions and Ratings for the Parameter SRF

6. STRESS REDUCTION FACTOR		(SRF)		
(a) <i>Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>			Note: (i) Reduce these values of SRF by 25–50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation (ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8 \sigma_c$ and $0.8 \sigma_t$; when $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6 \sigma_c$ and $0.6 \sigma_t$ where: σ_c = unconfined compression strength, σ_t = tensile strength (point load), σ_1 and σ_3 = major and minor principal stresses (iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see 11)	
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 (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0		
C.	Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5		
D.	Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5		
E.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0		
F.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation > 50 m)	2.5		
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)	5.0		
(b) <i>Competent rock, rock stress problems</i>				
		σ_c/σ_1		σ_t/σ_1
H.	Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5
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	0.5–2.0
L.	Mild rock burst (massive rock)	5–2.5	0.33–0.16	5–10
M.	Heavy rock burst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10–20
(c) <i>Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures</i>				
N.	Mild squeezing rock pressure			5–10
O.	Heavy squeezing rock pressure			10–20
(d) <i>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

Notes on the Use of Tables 1, 2 and 3

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1, 2 and 3:

1. When borecore 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 relation can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay-free rock masses (Palinström, 1974),

$$RQD = 115 - 3.3 J_o \text{ (approx.)} \quad (2)$$

where

$$J_o = \text{total number of joints per m}^3 \\ (RQD = 100 \text{ for } J_r < 4.5)$$

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 only occasional breaks in-bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n in Table 1.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the *weakest significant joint set or clay filled discontinuity* in a given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (J_r/J_a) is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of (J_r/J_a) should be used when evaluating Q from Eq. (1).

4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to *loosening loads* should be evaluated (Table 3, 6a). 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 (Table 3, 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable to stability and is roughly accounted for as in note (ii), Table 3.

5. In general the compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the direction that is unfavourable for stability. This is especially important in the case of strongly anisotropic rocks. In addition, the test samples should be saturated if this condition is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Table 7. The Excavation Support Ratio (ESR) Appropriate to a Variety of Underground Excavations

Type of excavation	ESR	No. of cases
A. Temporary mine openings etc.	ca. 3—5?	(2)
B. Vertical shafts: (i) circular section	ca. 2.5?	(0)
(ii) rectangular/square section	ca. 2.0?	(0)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc.	1.6	(83)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (cylindrical caverns?)	1.3	(25)
E. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.	1.0	(79)
F. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories etc.	ca. 0.8?	(2)

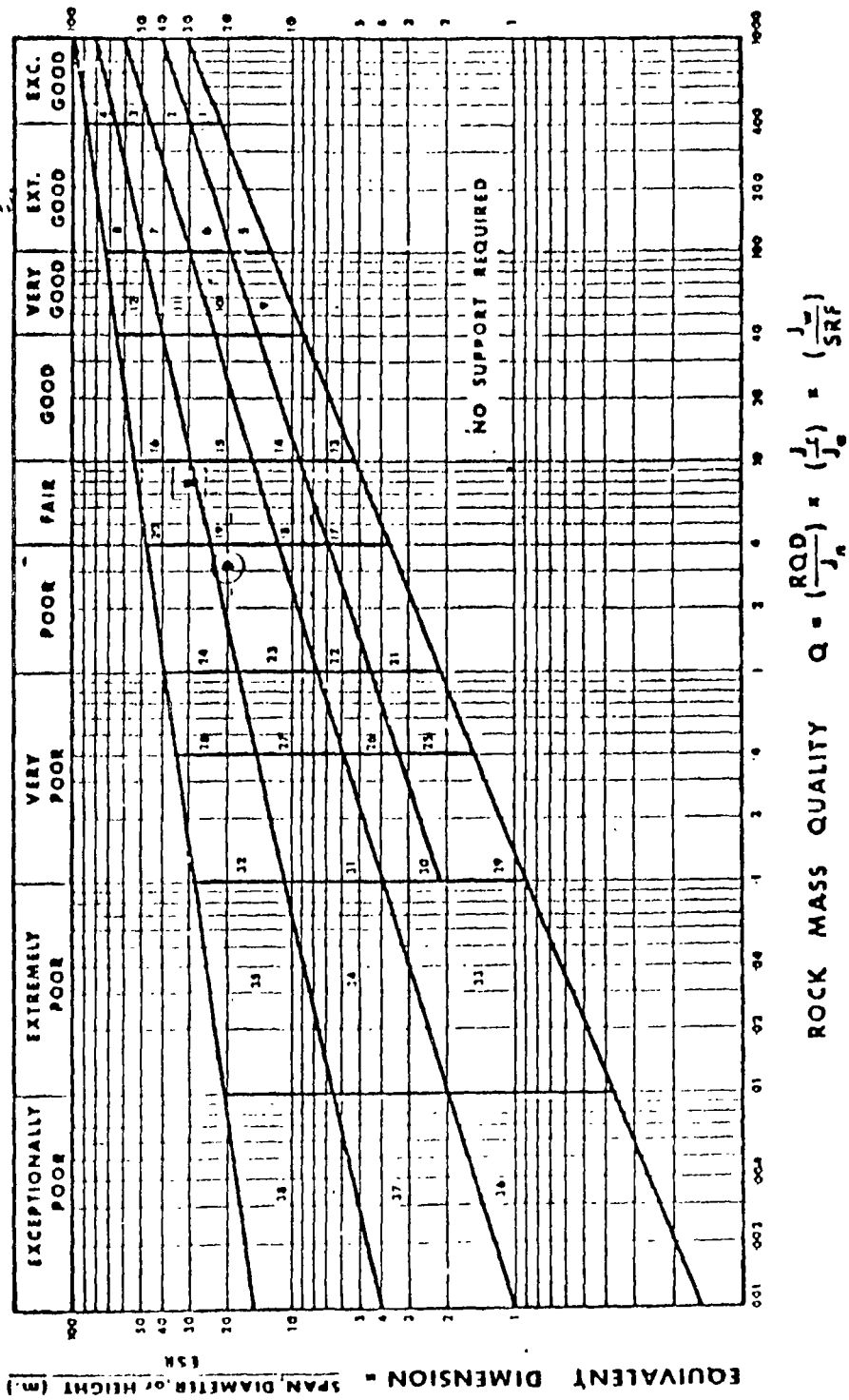


Fig. 1 Carta de Soporte de túneles mostrando las 38 categorías de soporte

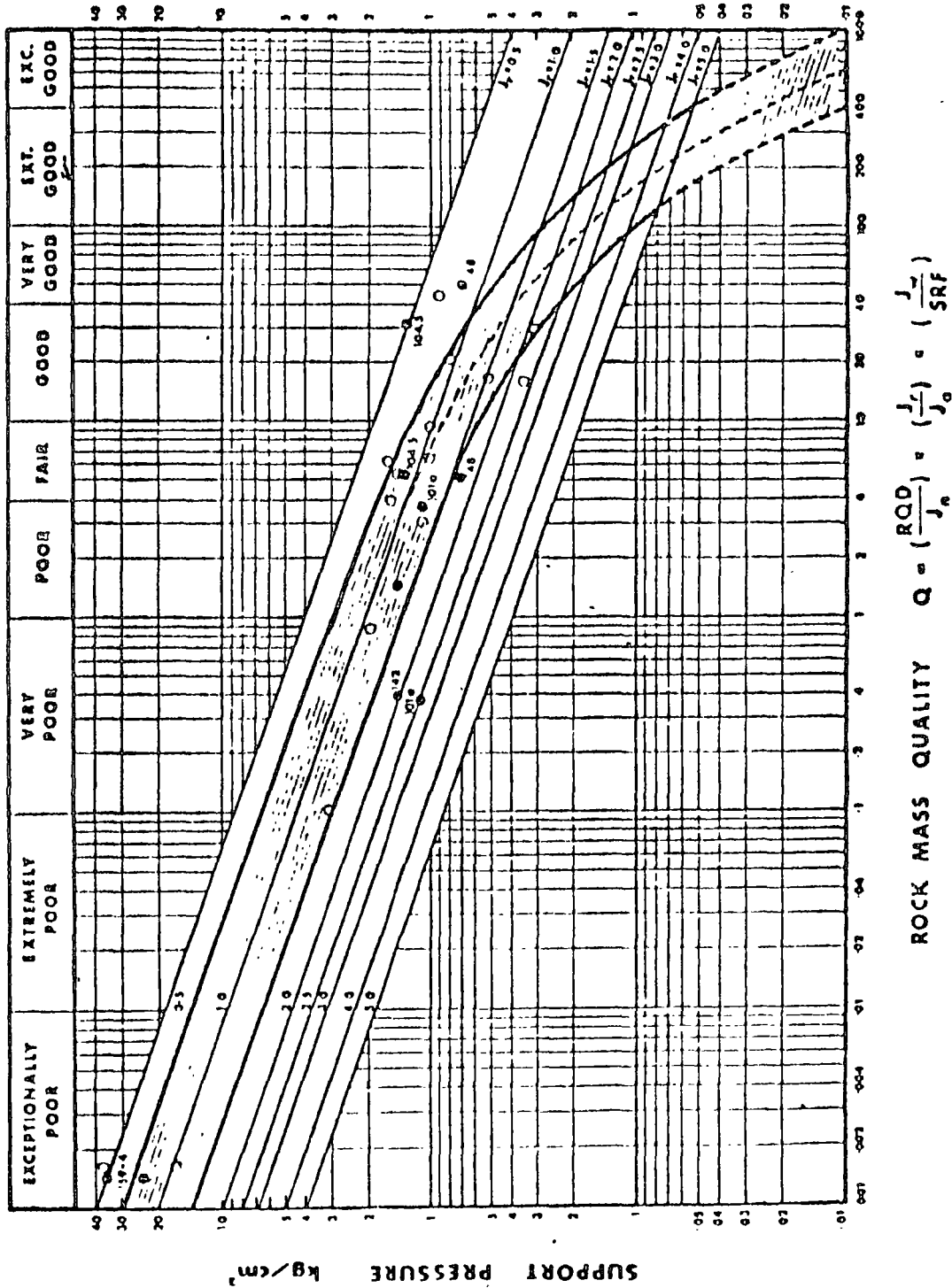


Fig. 2 Método empírico para determinar la presión de soporte

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good", and "Good" Quality (Q range: 1000-10)

Support category	Q	Conditional factors			P kg/cm ² (approx.)	SPAN/ ESR (m)	Type of support	Note see p 229
		RQD/ J _n	J _r /J _n	SPAN/ ESR (m)				
1*	1000-400	—	—	—	< 0.01	20-40	sb (utg)	—
2*	1000-400	—	—	—	< 0.01	30-60	sb (utg)	—
3*	1000-400	—	—	—	< 0.01	46-80	sb (utg)	—
4*	1000-400	—	—	—	< 0.01	65-100	sb (utg)	—
5*	400-100	—	—	—	0.05	12-30	sb (utg)	—
6*	400-100	—	—	—	0.05	19-45	sb (utg)	—
7*	400-100	—	—	—	0.05	30-65	sb (utg)	—
8*	400-100	—	—	—	0.05	48-88	sb (utg)	—
9	100-40	≥ 20 < 20	—	—	0.25	8.5-19	sb (utg) B (utg) 2.5-3 m	—
10	100-40	≥ 30 < 30	—	—	0.25	14-30	B (utg) 2-3 m B (utg) 1.5-2 m + clm	—
11*	100-40	≥ 30 < 30	—	—	0.25	23-48	B (tg) 2-3 m B (tg) 1.5-2 m + clm	—
12*	100-40	≥ 30 < 30	—	—	0.25	40-72	B (tg) 2-3 m B (tg) 1.5-2 m + clm	—
13	40-10	≥ 10 ≥ 10 < 10 < 10	≥ 1.5 < 1.5 ≥ 1.5 < 1.5	—	0.5	5-14	sb (utg) B (utg) 1.5-2 m B (utg) 1.5-2 m B (utg) 1.5-2 m + S 2-3 cm	I I I I
14	40-10	≥ 10 < 10 —	— — —	≥ 15 ≥ 15 < 1	0.5	9-23	B (tg) 1.5-2 m + clm B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm B (utg) 1.5-2 m + clm	I, II I, II I, III
15	40-10	> 10 ≤ 10	— —	— —	0.5	15-40	B (tg) 1.5-2 m + clm B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I, II, IV I, II, IV
16* See note XII	40-10	> 15 ≤ 15	— —	— —	0.5	30-65	B (tg) 1.5-2 m + clm B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I, V, VI I, V, VI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is > 25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Key to Support Tables:

sb = spot bolting
B = systematic bolting
(utg) = untensioned, grouted

Table 12. Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" Quality (Q range: 10-1)

Support category	Q	Conditional factors		P	SPAN/ FSR (m)	Type of support	Note See p 229	
		RQD/J _n	J _r /J _a	kg/cm ² (approx.)				
17	10-4	> 30	—	—	1.0	3.5-9	sb (urg)	1
		≥ 10, ≤ 30	—	—			B (urg) 1-1.5 m	1
		< 10	—	≥ 6 m			B (urg) 1-1.5 m	1
		< 10	—	< 6 m			+ S 2-3 cm	1
18	10-4	> 5	—	≥ 10 m	1.0	7-15	S 2-3 cm	1
		> 5	—	< 10 m			B (tg) 1-1.5 m	1, III
		≤ 5	—	≥ 10 m			+ clm	1
		≤ 5	—	< 10 m			B (tg) 1-1.5 m	1, III
19	10-4	—	—	≥ 20 m	1.0	12-29	+ S 2-3 cm	1
		—	—	< 20 m			B (tg) 1-1.5 m	1, III
20* See note XII	10-4	—	—	≥ 35 m	1.0	24-52	+ S (mr) 10-15 cm	1, II, IV
		—	—	< 35 m			B (tg) 1-1.5 m	1, II
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	—	1.5	2.1-6.5	+ S (mr) 5-10 cm	1, V, VI
		< 12.5	≥ 0.75	—			B (tg) 1-2 m	1, II, IV
		—	> 0.75	—			+ S (mr) 20-25 cm	1, II, IV
22	4-1	> 10, < 30	> 1.0	—	1.5	4.5-11.5	B (urg) 1 m	1
		≤ 10	> 1.0	—			+ S 2-3 cm	1
		< 30	≥ 1.0	—			S 2.5-5 cm	1
		≥ 30	—	—			B (urg) 1 m	1
23	4-1	—	—	≥ 15 m	1.5	8-24	+ S (mr) 2.5-5 cm	1
		—	—	< 15 m			B (urg) 1 m	1
24* See note XII	4-1	—	—	≥ 30 m	1.5	18-46	+ S (mr) 5-10 m	1, II, IV, VII
		—	—	< 30 m			B (tg) 1-1.5 m	1, V, VI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

- (tg) = tensioned, (expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)
- S = shotcrete
- (mr) = mesh reinforced
- clm = chain link mesh
- CCA = cast concrete arch
- (sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Table 13. Support Measures for Rock Masses of "Very Poor" Quality (Q range: 1.0—0.1)

Support category	Q	Conditional factors RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR (m)	P kg/cm ² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
25	1.0—0.4	> 10	> 0.5	—	2.25	1.5—4.2	B (utg) 1 m + mr or clm	I
		≤ 10	> 0.5	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
		—	≤ 0.5	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	1.0—0.4	—	—	—	2.25	3.2—7.5	B (tg) 1 m	VIII, X, XI
		—	—	—			+ S (mr) 5—7.5 cm	
27	1.0—0.4	—	—	≥ 12 m	2.25	6—18	B (utg) 1 m	I, IX
		—	—	< 12 m			B (tg) 1 m	I, IX
		—	—	> 12 m			+ S (mr) 5—7.5 cm	
		—	—	< 12 m			CCA 20—40 cm	VIII, X, XI
		—	—	—			+ B (tg) 1 m	
28* See note XII	1.0—0.4	—	—	≥ 30 m	2.25	15—38	S (mr) 10—20 cm	VIII, X, XI
		—	—	≥ 20, < 30			+ B (tg) 1 m	
		—	—	< 20 m			B (tg) 1 m	I, IV, V, IX
		—	—	—			+ S (mr) 30—40 cm	
		—	—	—			B (tg) 1 m	I, II, IV, IX
—	—	—	—	—	+ S (mr) 20—30 cm			
—	—	—	—	—	B (gt) 1 m	I, II, IX		
—	—	—	—	—	+ S (mr) 15—20 cm			
—	—	—	—	—	CCA (sr) 30—100 cm	IV, VIII, X, XI		
—	—	—	—	—	+ B (tg) 1 m			

29*	0.4—0.1	> 5	> 0.25	—	3.0	1.0—3.1	B (utg) 1 m + S 2—3 cm	—
		≈ 5	> 0.25	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
		—	≈ 0.25	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
30	0.4—0.1	≈ 5	—	—	3.0	2.2—6	B (tg) 1 m + S 2.5—5 cm	IX
		< 5	—	—			S (mr) 5—7.5 cm	IX
		—	—	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
31	0.4—0.1	> 4	—	—	3.0	4—14.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—12.5 cm	IX
		≈ 4, ≈ 1.5	—	—			S (mr) 7.5—25 cm	IX
		< 1.5	—	—			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 30—50 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
32 See note XII	0.4—0.1	—	—	≥ 20 m	3.0	11—34	B (tg) 1 m + S (mr) 40—60 cm	II, IV, IX, XI
		—	—	< 20 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20—40 cm	III, IV, IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 40—120 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 14. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality
(Q range: 0.1—0.001)

Support category	Q	Conditional Factors		SPAN/ESR (m)	P Kg/cm ² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
		$RQD/\%$	$J_r/\%$					
33*	0.1—0.01	≥ 2	—	—	6	1.0—3.9	B (tg) 1 m + S (mr) 2.5—5 cm	IX
		< 2	—	—			S (mr) 5—10 cm	IX
		—	—	—			S (mr) 7.5—15 cm	VIII, X
34	0.1—0.01	≥ 2	≥ 0.25	—	6	2.0—11	B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	IX
		< 2	≥ 0.25	—			S (mr) 7.5—15 cm	IX
		—	< 0.25	—			S (mr) 15—25 cm	IX
		—	—	—			CCA (sr) 20—60 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
35	0.1—0.01	—	—	≥ 15 m	6	6.5—28	B (tg) 1 m + S (mr) 30—100 cm	II, IX, XI
		—	—	≥ 15 m			CCA (sr) 60—200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, II
		—	—	< 15 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20—75 cm	IX, XI, III
		—	—	< 15 m			CCA (sr) 40—150 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, III
36*	0.01—0.001	—	—	—	12	1.0—2.0	S (mr) 10—20 cm	IX
		—	—	—			S (mr) 10—20 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	VIII, X, XI
37	0.01—0.001	—	—	—	12	1.0—6.5	S (mr) 20—60 cm	IX
		—	—	—			S (mr) 20—60 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	VIII, X, XI
38	0.01—0.001	—	—	≥ 10 m	12	4.0—20	CCA (sr) 100—300 cm	IX
		—	—	≥ 10 m			CCA (sr) 100—300 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, II, XI
		—	—	< 10 m			S (mr) 70—200 cm	IX
		—	—	< 10 m			S (mr) 70—200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, III, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Supplementary Notes for Support Tables

- I. For cases of heavy rock bursting or "popping", tensioned bolts with enlarged bearing plates often used, with spacing of about 1 m (occasionally down to 0.8 m). Final support when "popping" activity ceases.
- II. Several bolt lengths often used in same excavation, i. e. 3, 5 and 7 m.
- III. Several bolt lengths often used in same excavation, i. e. 2, 3 and 4 m.
- IV. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 2—4 m.
- V. Several bolt lengths often used in some excavations, i. e. 6, 8 and 10 m.
- VI. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 4—6 m.
- VII. Several of the older generation power stations in this category employ systematic or spot bolting with areas of chain link mesh, and a free span concrete arch roof (25—40 cm) as permanent support.
- VIII. Cases involving swelling, for instance montmorillonite clay (with access of water). Room for expansion behind the support is used in cases of heavy swelling. Drainage measures are used where possible.
- IX. Cases not involving swelling clay or squeezing rock.
- X. Cases involving squeezing rock. Heavy rigid support its generally used as permanent support.
- XI. According to the authors' experience, in cases of swelling or squeezing, the temporary support required before concrete (or shotcrete) arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of RQD/J_n is sufficiently high (i. e. > 1.5), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i. e. $RQD/J_n < 1.5$, for example a "sugar cube" shear zone in quartzite), then the temporary support may consist of up to several applications of shotcrete. Systematic bolting (tensioned) may be added after casting the concrete (or shotcrete) arch to reduce the uneven loading on the concrete, but it may not be effective when $RQD/J_n < 1.5$, or when a lot of clay is present, unless the bolts are grouted before tensioning. A sufficient length of anchored bolt might also be obtained using quick setting resin anchors in these extremely poor quality rock-masses. Serious occurrences of swelling and/or squeezing rock may require that the concrete arches are taken right up to the face, possibly using a shield as temporary shuttering. Temporary support of the working face may also be required in these cases.
- XII. For reasons of safety the multiple drift method will often be needed during excavation and supporting of roof arch. Categories 16, 20, 24, 28, 32, 35 ($SPAN/ESR > 15$ m only).
- XIII. Multiple drift method usually needed during excavation and support of arch, walls and floor in cases of heavy squeezing. Category 38 ($SPAN/ESR > 10$ m only).

GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES AND ITS APPLICATION IN TUNNELING
CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE DES MASSES ROCHEUSES ET SON APPLICATION POUR LE PERCEMENT DES TUNNELS
GEOMECHANISCHE GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG UND IHRE ANWENDUNG IM TUNNELBAU

Z.T. BIENIAWSKI

Head of Geomechanics Division

Council for Scientific and Industrial Research

Pretoria, South Africa

SUMMARY. An engineering classification of jointed rock masses, termed the Geomechanics Classification, is proposed. It is based on six parameters: the uniaxial compressive strength of the rock material, drill core quality RQD, spacing, orientation and condition of joints, and ground water inflow. Importance ratings are allocated to each parameter and total ratings for rock mass classes are specified. The meaning of each rock mass class is given in terms of an unsupported span and its stand-up time. The potential of the Geomechanics Classification is demonstrated by applying it to a selection of primary support for tunnels in rock.

RESUME. Une classification pour l'ingénieur, des masses de roches fracturées, appelée Classification Géomécanique, est proposée. Elle dépend de six paramètres: La résistance à la compression simple, la qualité des carottes de sondage obtenues (valeur RQD), espacement, orientation et état des fissures, et les venues d'eau souterraines. On définit des valeurs relatives pour chaque paramètre et des valeurs totales pour la masse rocheuse. La signification de chaque classification rocheuse est donnée, en termes de portée non supportée et de son temps de stabilité. En l'appliquant on montre le potentiel de la Classification Géomécanique pour déterminer le soutènement primaire en tunnels, creusés en matière rocheuse.

ZUSAMMENFASSUNG. Eine für den Ingenieur bestimmte Klassifizierung für klüftiges Gebirge, geomechanische Gebirgsklassifizierung genannt, wird vorgeschlagen. Sie gründet sich auf sechs Parameter: Die einachsige Gesteinsdruckfestigkeit, die Qualität der gewonnenen Bohrkern (RQD-Wert), den Kluftabstand, die Kluftstellung und den Zustand der Klüfte, sowie auf den Grundwasserzufluss. Jeder Parameter wird nach seiner relativen Wichtigkeit bewertet und die Gesamtbewertung des Gebirges wird definiert. Die Bedeutung der einzelnen Gebirgsklassen ist in den Begriffen der Stützweite und der Standzeit ausgedrückt. Die Möglichkeiten der geomechanischen Gebirgsklassifizierung werden beschrieben, um sie zur Bestimmung von Stützmassnahmen (Aussengewölbe) von Tunnels in Fels heranziehen zu können.

INTRODUCTION

Practical experience still plays today a major part in the design and construction of structures built in rock. The reason for this situation is that although rock mechanics has made much progress, particularly in the last ten years, there is still a lack of understanding of many phenomena associated with this field. Due to the highly complex nature of rock masses, it is not surprising that the relationships governing their behaviour are not yet fully established.

With reference to tunnelling, the present state of the art was best summarised by a statement made at the First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference (Wickham, et al, 1972):

"Predicting support requirements for tunnels has, for many years, been based on observation, experience and personal judgment of those involved in tunnel construction. Barring an unforeseen breakthrough in geophysical techniques for making tunnel site investigations, the prediction of support requirements for future tunnels will require the same approach."

Under such conditions, an assessment of rock masses based on a classification system is believed to be of great value if it can be related to the solution of specific engineering problems.

It is the purpose of this paper to introduce a rock mass classification which can estimate the necessary support measures needed in tunnel construction.

CLASSIFICATION AND TUNNELLING

A classification system for rock masses is essential to ensure understanding and communication among those concerned with a given tunnelling project, such as the Owner, the Engineer, the Contractor, the rock mechanics engineer and the engineering geologist. A classification system is also important in designing the route and tunnel cross-sections, drawing up preliminary cost estimates, determining the construction time, tendering, choosing the methods of excavation and primary support and evaluating experiences obtained during construction.

In general, a rock mass classification has the following purposes in a tunnelling application:

1. To divide a particular rock mass into groups of similar behaviour;
2. To provide a basis for understanding the characteristics of each group;
3. To yield quantitative data for the design of tunnel support;
4. To provide a common basis for communication.

These aims should be fulfilled by ensuring that a classification system has the following attributes:

- (a) is simple, easily remembered and understandable;
- (b) each term is clear and the terminology used is widely acceptable;
- (c) only the most significant properties of rock masses are included;
- (d) is based on measurable parameters which can be determined by relevant tests quickly and cheaply in the field;
- (e) it is based on a rating system which can weigh the relative importance of classification parameters;
- (f) is general enough so that the same rock will possess the same classification, regardless how it is being used (e.g. for tunnel roof stability as well as for excavation purposes).

The need for a suitable classification in the field of rock mechanics has long been recognised and, in fact, numerous proposals have been made. Nevertheless, although some of the existing classifications have a considerable potential none is fully satisfactory in terms of the above pre-requisites.

For example, many classifications are based on rock material characteristics only and are not functional enough. Others have disadvantages of a different type. The Terzaghi classification (1946) while dominant in the USA for many years and excellent for the purpose for which it was evolved, is basically applicable to tunnels with steel supports and is not suitable for modern tunnelling methods using shotcrete and rockbolts. It provides no quantitative information on the properties of rock masses. The Lauffer classification (1958) was a considerable step forward in the art of tunnelling since it introduced the concept of an active unsupported rock span and the corresponding stand-up time, both of which are very relevant parameters for determination of the type and amount of primary support in tunnels. The disadvantage of this classification is that these two parameters are difficult to establish and much is demanded of practical experience. The Deere classification (1970) relating the rock quality designation (RQD) to tunnel support is simple and practical but the RQD method disregards the influence of joint orientations, continuity and gouge materials which are of great importance in many cases.

STRUCTURAL REGIONS IN ROCK MASSES

A rock mass (also referred to as the "rock system" or the "rock body") consists of blocks of rock material (also referred to as "the intact rock element") which are separated by various types of discontinuities such as joints, faults, bedding planes, etc. In considering a classification of such a heterogeneous and anisotropic assemblage, it is necessary and convenient to distinguish a number of structural regions in a rock mass, each region having certain uniform features

and similar characteristics. Although rock masses are discontinuous in nature, they may nevertheless be uniform in regions when, for example, the type of rock or the joint spacings are the same throughout the structural region. For such a region only one type of support will be needed and it will not be economical to change it until the rock mass conditions change distinctly, i.e. a new structural region can be distinguished. Generally, the boundaries of structural regions, to be determined by an engineering geologist, coincide with major geological features such as faults, dykes, shear zones, etc.

Once structural regions have been defined, a rock mass classification should be applied to each region.

PARAMETERS FOR CLASSIFICATION

Much of the problem in proposing a classification system is to select a set of parameters of greatest significance. It is believed that there is no single parameter or index which can fully and quantitatively describe a jointed rock mass for tunnelling purposes. Various factors have different significance and only if taken together can they describe satisfactorily a rock mass. Although the significance of some factors may be different in different cases, e.g. in roof stability and in blastability or drillability, certain parameters are related to one another and can be used in different applications.

A detailed study of this problem (Bieniawski, 1973) revealed that, for practical applications, the following six parameters are most significant in the behaviour of rock masses:

1. Uniaxial compressive strength of rock material;
2. Drill core quality RQD;
3. Spacing of joints;
4. Orientation of joints;
5. Condition of joints;
6. Ground water inflow.

All of these classification parameters can be measured in the field and they can also be grouped in accordance with already widely accepted divisions.

The uniaxial compressive strength of intact rock material is included for a number of reasons. If the discontinuities are widely spaced and the rock material is weak, the rock material properties will influence the behaviour of the rock mass. Under the same confining pressure, the strength of rock material constitutes the highest strength limit of the rock mass. The rock material is important if the joints are not continuous or if the use of tunnelling machines is contemplated. Finally, a sample of the rock material represents sometimes a small scale model of the rock mass since they have both been subjected to the same geological processes.

The determination of the uniaxial compressive strength of rock materials is a simple process for which standard techniques are available. Since, however, usual laboratory tests require careful specimen preparation and elaborate testing apparatus, it is recommended that the strength of rock materials be determined in the field from the point-load strength index. This involves testing on site of unprepared rock cores using simple portable equipment. Figure 1 shows that in this test a piece of drill core fails as a result of fracture across its diameter. The

point-load strength index is calculated as the ratio of the applied load to the square of core diameter. The results given in Figure 1 show that a close correlation exists between the uniaxial compressive strength and the point-load strength index. Table 1 lists the corresponding strength ranges for strength classification of rock materials, after Deere modified to SI units. Note that $\sigma_c = 1$ MPa is considered as the lowest strength limit for rock materials.

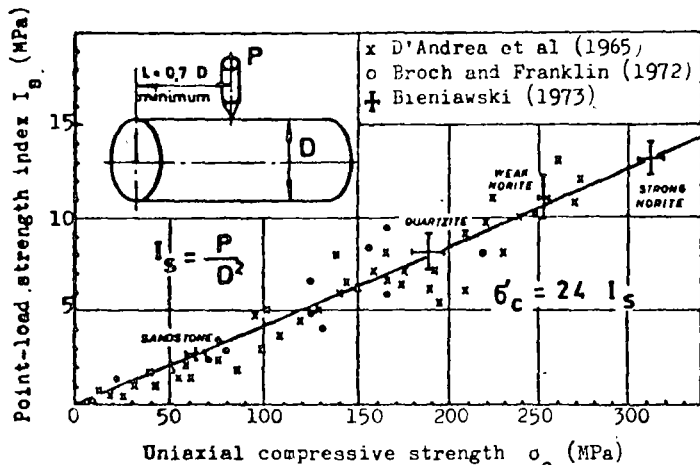


Fig. 1 Relationship between index I_s and strength σ_c for NX core (54 mm diameter).

TABLE 1 : STRENGTH CLASSIFICATION FOR ROCK MATERIALS

Description	Uniaxial compressive strength, MPa	Point-load strength index, MPa
Very high strength	> 200	> 8
High strength	100 - 200	4 - 8
Medium strength	50 - 100	2 - 4
Low strength	25 - 50	1 - 2
Very low strength	1 - 25	< 1

Rock quality designation (RQD) is a measure of drill core quality as obtained from boreholes but it is a more general measure than fracture frequency since it is based indirectly on both the degree of fracturing and the amount of weathering in the rock mass. The RQD is a quantitative index based on a modified core recovery procedure which incorporates only those pieces of hard, sound core which are 100 mm or greater in length. Shorter lengths of core are ignored as they are considered to be due to close shearing, jointing or weathering in the rock mass.

Since only hard, sound core is included in RQD determination, this means that rock core which is highly weathered receives zero RQD. For this purpose "highly weathered rock" means that weathering extends throughout the rock mass. The rock material is partly friable, has no lustre and all material except quartz is discoloured or stained. Highly weathered rock can be excavated with a geologist's pick.

For RQD determination, the core should be at least 50 mm in diameter and double tube N size core barrels (75 mm O.D.) with non-rotating inner barrels are recommended.

With the aid of RQD it is not normally possible to assess the spacing of joints from a single set of borehole cores. The RQD also disregards the influence of joint tightness, orientation, continuity and gouge material. Consequently while it seems an essential parameter (it was found useful by Deere et al, 1970, in classifying rock masses for selection of temporary tunnel support systems) it is not the only parameter for the full description of a rock mass.

Spacing and orientations of joints are of paramount importance for the stability of structures in jointed rock masses. The presence of joints reduces the strength of a rock mass and the joint spacing as well as their dip and strike govern the degree of such reduction. For example, a rock material with a high strength but intensely jointed will yield a weak rock mass. The data on spacing of joints must be obtained from a joint survey, for each joint set, and not from borehole logs. Table 2 gives the generally accepted joint spacing divisions, after Deere. It should be noted that in a rock mass there is usually more than one set of joints. Thus, in Table 1 the term "blocky" applies to the case of three joint sets, while for two joint sets the term "columnar" is suggested and in the case of one set of joints the term "tabular" may be suitable.

The term joint means all discontinuities which may be technically joints, faults, bedding planes or other surfaces of weakness. The spacing of joints means the mean distance apart of the planes of weakness in the rock mass in the direction perpendicular to the joint planes.

TABLE 2 : CLASSIFICATION OF JOINTS BASED ON SPACING

Description	Spacing of joints	Rock mass designation
Very wide	> 3 m	Solid
Wide	1 - 3 m	Massive
Moderately close	0.3 - 1 m	Blocky/seamy
Close	50 - 300 mm	Fractured
Very close	< 50 mm	Crushed

Condition of joints includes separation of joints (distance between joint surfaces), continuity and roughness of joints as well as gouge material. Tight joints with rough surfaces and no gouge have a high strength. On the other hand, open continuous joints will facilitate unrestricted inflow of ground water. The continuity of joints influences the extent to which the rock material and the joints separately affect the behaviour of the rock mass. A joint is continuous if its length is greater than the diameter of the tunnel. A joint may be continuous with or without containing any gouge, i.e. the material occurring on the joint surfaces. If gouge is present its type, thickness, consistency and continuity should be described.

Ground water is known to have an important effect on the behaviour of jointed rock masses. In the case of tunnels, the rate of inflow of ground water in litres per minute was shown to be the governing factor (Wickham, et al, 1972). This can be established in exploration adits, pilot headings or in the actual tunnels under construction.

The classification parameters discussed above are to be provided by the engineering geologist from his measurements conducted in the field. One complete set of data is needed for each structural region as encountered along the tunnel route. While the data required are the minimum needed for an initial design of a tunnel, the geologist should supply any additional information which he considers useful and relevant.

THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION

A rock mass classification, incorporating the parameters discussed above and termed the Geomechanics Classification, is proposed in Table 3. This classification satisfies the requirements stated earlier and combines the best features of existing classifications.

It will be noted that rock parameters and rock masses are grouped into five classes. This is considered sufficient to provide for meaningful discrimination in all the parameters. More classes could be difficult to work with while fewer classes may not offer sufficiently clear distinctions.

In applying various parameters to a rock mass classification, it is necessary to note that different parameters are not equally important for the overall classification of a rock mass. Accordingly, importance ratings are also given in Table 3 for each parameter and its subdivisions. These ratings are partly derived from a study by Wickham et al, 1972. Two points should be noted in connection with these ratings.

TABLE 3 : GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

1	Uniaxial compressive strength of intact rock	> 200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	< 25 MPa
	Rating	10	5	2	1	0
2	Drill core quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% or highly weathered
	Rating	20	17	14	8	3
3	Spacing of joints	> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Rating	30	25	20	10	5
4	Strike and dip orientations of joints	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
	Rating	15	13	10	6	3
5	Condition of joints	Very tight: separation < 0,1 mm Not continuous		Tight: < 1 mm and continuous No gouge	Open: 1 - 5 mm Continuous Gouge < 5 mm	Open > 5 Continuous Gouge > 5 mm
	Rating	15		10	5	0
6	Ground water inflow (per 10 m of tunnel length)	None		< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min
	Rating	10		8	5	2

B. ROCK MASS CLASSES AND THEIR RATINGS

Class No.	I	II	III	IV	V
Description of class	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Total rating	100 ← 90	90 ← 70	70 ← 50	50 ← 25	< 25

C. MEANING OF ROCK MASS CLASSES IN TUNNELLING

Class No.	I	II	III	IV	V
Unsupported span	5 m	4 m	3 m	1,5 m	0,5 m
Average stand-up time	10 years	6 months	1 week	5 hours	10 minutes

Firstly, the ratings given for joint spacings apply to rock masses having three sets of joints. Thus, when only one or two sets of joints are present, a conservative assessment is obtained. Secondly, some difficulties may be experienced in deciding whether strike and dip orientations are favourable or not in a given tunnel. For this purpose, reference should be made to Table 4 which is based on a detailed study (Wickham, et al, 1972) of this aspect.

TABLE 4 : THE EFFECT OF JOINT STRIKE AND DIP ORIENTATIONS IN TUNNELLING

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip		Drive against dip			
Dip	Dip	Dip	Dip	Dip	Dip
45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair
Dip 0° - 20° : Unfavourable, irrespective of strike					

Once the importance ratings of the classification parameters are established, the ratings for all the individual parameters are added giving the total rating for the rock mass, i.e. its structural region under consideration. Note that the higher the total rating, the better the rock mass conditions.

Section B of Table 3 gives the total ratings for the five rock mass classes together with their descriptions.

As explained earlier, any rock mass classification must be related to specific engineering problems and hence the Geomechanics Classification should also have a practical meaning for tunnel design and construction.

The meaning of each rock mass class for tunnelling purposes is given in Section C of Table 3. This is done by specifying for each rock mass class an active unsupported span and the stand-up time that this span takes to failure. An active unsupported span is the width of the tunnel or the distance from support to the face if this is less than the width of the tunnel. This idea was first provided by Lauffer in 1958 but his original classification has since been modified many times. In the case of the Geomechanics Classification, the full relationship between the unsupported span and the stand-up time is given in Figure 2 while Section C of Table 3 gives the average data. It must be emphasized that since Figure 2 is derived from practical experience, some provision should be made to check on this relationship in the exploration test adits or, as will be discussed later, during the tunnel construction.

It will be seen from Figure 2 that a span of 2 m will stand unsupported for over one month in a rock of Class III ("fair rock") but only for a few days in a rock mass of Class IV ("poor rock"). Longer stand-up time in these rock mass classes can only be achieved once suitable support measures are introduced.

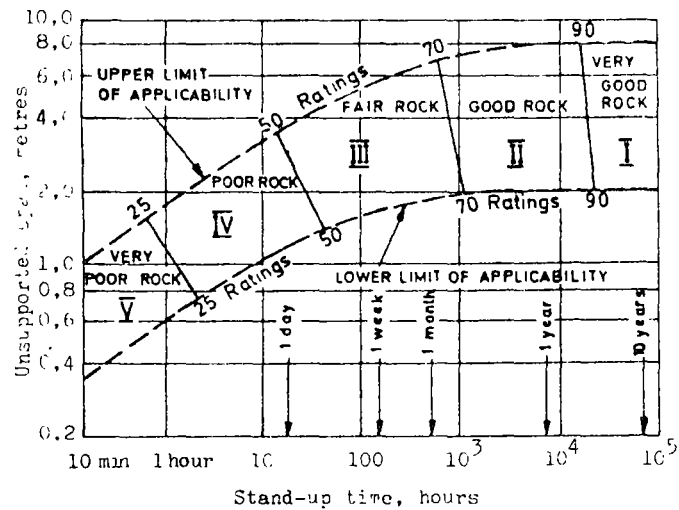


Fig. 2 Geomechanics classification for tunnelling. (Modified after Lauffer, 1958)

These measures will constitute the primary support (otherwise known as the temporary support) and they will aim at ensuring tunnel stability until the secondary support (or the permanent support, e.g. the concrete lining) is installed. They depend on such factors as the depth below surface (field stresses), tunnel size and shape and methods of excavation.

The primary support measures are given in Table 5 for shallow tunnels 5 m to 12 m in diameter driven by drilling and blasting. Three alternative methods of support are presented. This table, again compiled from experience, represents the modern technological practice in Europe, the U.S.A. and South Africa.

It should be emphasized that although the support measures listed in Table 5 are given for primary (temporary) support they will probably be able to carry all the load ever acting on the tunnel. After all, modern supports do not deteriorate easily and the traditional concept of the temporary or permanent support is losing its meaning.

As a consequence, the tunnels are overdesigned since the primary support is probably too strong. However, since our knowledge of tunnel engineering is far from complete, a radical departure from the customary methods of design may not be justified.

A solution to this problem is to conduct certain field measurements in the tunnel during its construction. This is also desirable since the information provided in Figure 2 and in Table 5 is based on experience which may not necessarily be fully applicable to all tunnels. Hence, on the basis of appropriate field measurements, the initial design may be adjusted during construction to conform with the behaviour of the rock mass. The measurements can also indicate to which extent the thickness of the final lining may be reduced. The most common field measurements are: precise levelling, convergence measurements across the tunnel cross-sections, borehole extensometer measurements around the tunnel circumference and pressure measurements in the lining and at the rock/concrete interface.

TABLE 5 : GUIDE FOR SELECTION OF PRIMARY SUPPORT IN 5 m TO 12 m DIAMETER TUNNELS AT SHALLOW DEPTH.

Rock mass class	Alternative support systems for drilling and blasting construction		
	Mainly ROCKBOLTS*	Mainly SHOTCRETE	Mainly STEEL RIBS
I	GENERALLY NO SUPPORT IS REQUIRED		
II	Rockbolts spaced 1,5 to 2,0 m plus occasional wire mesh in crown	Shotcrete 50 mm in crown	Uneconomic
III	Rockbolts spaced 1,0 to 1,5 m plus wire mesh and 30 mm shotcrete in crown where required	Shotcrete 100 mm in crown and 50 mm in sides plus occasional wire mesh and rockbolts where required	Light sets spaced 1,5 m to 2 m
IV	Rockbolts spaced 0,5 to 1,0 m plus wire mesh and 30 - 50 mm shotcrete in crown and sides	Shotcrete 150 mm in crown and 100 mm in sides plus wire mesh and rockbolts, 3 m long spaced 1,5 m	Medium sets spaced 0,7 m to 1,5 m plus 50 mm shotcrete in crown
V	Not recommended	Shotcrete 200 mm in crown and 150 mm in sides plus wire mesh, rockbolts and light steel sets. Close invert.	Heavy sets spaced 0,7 m with lagging. Shotcrete 75 mm as soon as possible.

* Resin bonded bolts 20 mm diameter, length $\frac{1}{2}$ tunnel width.

A CASE STUDY

Recently, a certain unsupported section of a road tunnel in South Africa collapsed providing information on the unsupported span and the stand-up time. It was decided to cross-check the Geomechanics Classification with this information.

The tunnel in question involved a heading, about 5 m in width and the same in height, being driven in slightly weathered quartzite. This heading was unsupported and its roof fell down over the full span after 5 months. The heading constituted one structural region in the tunnel for which the following input data were determined (where applicable the average ratings are given with individual values in brackets):

Parameter	Value	Rating
Uniaxial compressive strength	153 MPa	5
Core quality RQD	90 - 94%	20
Spacing of joints	Set 1: 0,3 - 1 m	(20)
	Set 2: 0,3 - 0,6 m	(20) 22
	Set 3: 2 m	(25)
Orientations of joints	Set 1: Horizontal	(6)
	Set 2: Vertical; parallel to tunnel axis	(3) 8
	Set 3: Vertical; perpendicular to tunnel axis	(15)
Condition of joints	Separation < 1 mm Continuous joints	10
Ground water inflow	None	10
TOTAL		75

From Table 3, a rating of 75 classifies this rock mass as "good rock". This rating falls in the first quarter of Class II which ranges from 70 to 90. From Figure 2, the expected stand-up time is determined for rating 75 and an unsupported span of 5 m (the width of the pilot tunnel). This leads to the stand-up time of about 1600 hours (67 days). In the actual case the rock stood unsupported for 5 months which indicates the conservative nature of the Geomechanics Classification. From Table 5, the pilot tunnel in question should have been supported (within two months) with 2,5 m long rockbolts, spaced at 1,5 m with occasional wire mesh placed in the crown to prevent isolated rockfalls.

---o0o---

The Geomechanics Classification has been successfully applied for some time for classification of rock masses in civil engineering and in mining situations. It was found that geologists had no difficulties in determining the input parameters needed for this classification and that if a few engineers classified independently they would arrive at the same classification of a given rock mass.

REFERENCES

Bieniawski, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses. Trans. S. Afr. Instn Civil Engrs, 1973, in press.

Deere, D.U., Peck, R.B., Parker, H.W. and Monsoes, J.E. Design of tunnel support systems. Highway Research Record, No. 339, 1970, pp. 26-33.

Lauffer, H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geologie und Bauwesen, vol. 24, 1958, pp. 46-51.

Terzaghi, K. Rock defects and loads on tunnel supports. Rock Tunnelling with Steel Supports, eds. Proctor and Tate, Commercial Shearing Co., Youngstown, 1946, pp 15-99.

Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. and Skinner, E.H. Support determinations based on geological predictions. Proc. First North American Tunnelling Conference, AIME, New York, 1972, pp. 43-64.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

ESTABILIDAD DE TALUDES

ING. JOSE LUIS LEON TORRES

AGOSTO, 1978.

1. DESCRIPCION

En el capítulo 2 se describen brevemente los métodos de reconocimiento y se indican formas de descripción de las discontinuidades; en el capítulo 3 se describe una teoría sobre la resistencia al corte de las discontinuidades en el capítulo 4 se

describen unos métodos simples de análisis de estabilidad de taludes rocosos. En el capítulo 5 se mencionan las conclusiones y recomendaciones para el uso de este informe.

2. METODOS DE RECONOCIMIENTO DE TALUDES ROCOSOS

Debido a que el comportamiento de un macizo rocoso está fuertemente influenciado por la presencia de fisuras, fracturas, fallas o por algún otro tipo de discontinuidad, así como por el régimen de flujo de agua existente, es de suma importancia tener un buen conocimiento de tales fenómenos cuando se efectúe el diseño de un talud en roca.

En este capítulo se describen los procedimientos de mapeo de discontinuidades, ya sean directos o indirectos, así como el procedimiento de representación de las mismas, en proyección estereoscópica o con el método de proyección de áreas iguales. También se dan algunas formas de medir la rugosidad de las discontinuidades. Por último se presentan conclusiones en lo que respecta a los métodos de reconocimiento y su aplicabilidad.

2.1 *Procedimientos de mapeo de discontinuidades*

Los procedimientos pueden dividirse en directos y semidirectos. Los directos son aquellos mediante los cuales se puede observar y medir las características de una discontinuidad sin requerir para ello de ningún proceso a distancia. Los semidirectos son, por el contrario, aquellos que requieren de algún proceso o aditamento que permita observar, detectar o medir las características de las discontinuidades, desde una cierta distancia; dentro de esta categoría quedarían comprendidos los procedimientos de muestreo integral, observación con televisión o

apoyo en el fondo de una perforación.

2.1.1 Métodos directos

Estos pueden llevarse a cabo en dos formas esencialmente distintas. La primera, que consiste en la observación de salientes de roca en las cercanías del lugar donde se construiría el talud y la segunda que es la ejecución de algún pozo a cielo abierto, socavón o trinchera de dimensiones adecuadas para que un hombre pueda introducirse. Ambos procedimientos son complementarios, es decir, la ejecución de alguna excavación estará sujeta a la factibilidad, o no, de obtener datos suficientes de la observación de salientes de roca. Tal decisión debe hacerse dependiendo de la importancia de la obra o de los resultados de la observación preliminar.

En el caso de que existan salientes de roca donde se observe el grado y forma de fisuramiento del macizo, entonces se deberán anotar todas las características de las discontinuidades observadas, como son:

- rumbo
- echado
- rugosidad
- grado de alteración del material a ambos lados de la discontinuidad y del existente entre las paredes, si se presenta.

En la fig 1 se muestra el significado del rumbo y echado. En el capítulo 3 se discutirá más ampliamente sobre los demás conceptos.

Este método tiene varias limitaciones que se enumeran a continuación:

- a) El macizo rocoso se encuentra, normalmente, cubierto por una capa de suelo residual que dificulta la observación
- b) cuando existen salientes de roca es probable que tengan algún grado de alteración más pronunciado que en el interior del macizo
- c) la orientación y número de discontinuidades dentro del macizo rocoso, pueden diferir de las observadas en las partes exteriores del mismo.

La segunda forma de hacer observaciones directas es efectuando pozos a cielo abierto, socavones o trincheras y observar directamente de las paredes y fondo de los mismos, las discontinuidades existentes. Estas excavaciones deberán ser suficientemente profundas para atravesar todo el espesor de suelo residual y penetrar un tramo suficientemente grande dentro de la formación rocosa que se va a mapear. En algunos casos se hará necesario el uso de explosivos, sin embargo su uso debe restringirse a las cargas mínimas, ya que puede distorsionar notablemente el grado de fisuramiento en las cercanías de las explosiones. Al igual que en el caso de observaciones en salientes de roca, se deberá anotar el rumbo, echado, rugosidad y grado de alteración de todas las discontinuidades observadas.

Las limitaciones de este procedimiento son:

- a) el costo de las excavaciones que se deben efectuar
- b) al igual que en el caso de salientes de roca, la orientación y número de discontinuidades en el interior del macizo puede ser diferente de la observada en las paredes de las excavaciones.

Por otro lado este procedimiento tiene la ventaja de que en ge

neral, las discontinuidades son más fáciles de observar y pueden mapearse en una longitud más grande y conveniente.

Se han reportado en la literatura casos de mapeo de discontinuidades como las siguientes:

En las refs 1 y 2 se describe un procedimiento de muestreo por el que, en una línea de aproximadamente 30 m de longitud, se mapearon todas las discontinuidades observadas. En la ref 3 se menciona el mapeo de una longitud aproximada de 5 km por el mismo procedimiento. No se menciona el espaciamiento entre zonas mapeadas.

En otro caso, ref 4, se describe el procedimiento por el cual se mapearon todas las discontinuidades en bandas de 6 x 2 m espaciados a cada 30 m, y en un caso extremo en la ref 5 se describe el mapeo de todas las discontinuidades expuestas en un túnel.

2.1.2. Métodos semidirectos

Se han clasificado como métodos semidirectos a aquellos que requieren de algún proceso o aditamento que permita observar, detectar o medir las características de las discontinuidades, desde una cierta distancia. En este inciso se mencionarán algunos de ellos, haciéndose notar que su principal limitante es precisamente la interpretación a distancia y su costo.

Entre los métodos más usados se pueden mencionar: el uso de perforaciones con distintas inclinaciones, de tal forma de relacionar las discontinuidades observadas; el muestreo integral, que esencialmente consiste en obtener corazones de roca orien-

tados de la misma forma en que se encontraban originalmente; otra forma, alternativa de la anterior, consiste en instalar alguna marca en la parte superior de la muestra cuando esta se encuentra todavía en el fondo de la perforación antes de que sea removida, y posteriormente, cuando se haya sacado a la superficie, orientar la muestra según la referencia instalada; también se ha desarrollado un orientador de fisuras que consiste en apoyar, sobre una discontinuidad que se encuentre en el fondo de una perforación, un número de barras que por la diferencia de niveles de los apoyos pueden dar una idea de su echo y rumbo.

En el caso de las muestras obtenidas en los sondeos, debe distinguirse entre fracturas producidas por el proceso de perforación o por manejo inadecuado de las muestras.

En el último caso mencionado anteriormente, el de un orientador de fisuras, siempre requerirá de una buena dosis de experiencia para tener la certeza de que lo que se encuentra en el fondo de la perforación es verdaderamente una discontinuidad.

2.1.3 Observaciones

Debe hacerse notar que la exploración de los macizos rocosos no es un fin sino un medio y por tanto, para asegurar un aprovechamiento óptimo de la información obtenida, deberá efectuarse siempre una interpretación y un análisis después de recabar tal información.

Por otro lado, no se deben escatimar esfuerzos en esta etapa de exploración, pues al igual que en otras ramas de la inge-

niería los resultados de cualquier análisis serán tan buenos como las hipótesis supuestas, que a su vez estarán basadas en informaciones obtenidas en la exploración de campo.

Respecto al mapeo de discontinuidades, debe hacerse notar que lo que se busca es conocer la influencia que pueden tener en el comportamiento del macizo rocoso, principalmente en su estabilidad. En general, si existiera alguna falla, ocurriría a través de dichas discontinuidades, por lo que es de interés conocer, o tener una buena idea de la extensión de las mismas. Es decir, que si una falla ocurre a través de un plano, es preciso conocer que porcentaje del área consiste en una discontinuidad y que porcentaje consiste en roca "sana".

Por lo que respecta al uso de métodos indirectos debe mencionarse que, para el diseño de taludes en roca, en el caso de carreteras, no se justifica su empleo en una etapa inicial, sino solo en casos especiales, por su magnitud o para despejar algunas dudas que hubieran persistido después del empleo de métodos directos junto con análisis preliminares.

2.2 Representación de las discontinuidades

Existen varios métodos para representar el plano de una discontinuidad, Los más usados son: proyección estereográfica y proyección de áreas iguales (proyección de Lambert).

Ambos métodos consisten en proyectar, sobre un plano horizontal la intersección del plano de la discontinuidad, o de su normal, con una esfera de referencia de radio R . En la fig 2 se muestran ambos métodos, donde el plano del dibujo es un plano vertical y perpendicular a la discontinuidad AB. La línea OP es la

normal del plano AB y P es el polo; P' es la proyección de P en el plano horizontal elegido. El ángulo α corresponde al echa do de la discontinuidad.

La distancia d se puede calcular como:

$$d = 2R \text{ sen } (\alpha/2) \quad (1)$$

en proyección de Lambert y

$$d = R \text{ tan } (\alpha/2) \quad (2)$$

en proyección estereográfica

Las características más importantes de cada uno de los métodos anteriores son:

- Proyección de Lambert. Un área unitaria, en el plano donde se hace la proyección, representa la misma fracción del área total de la esfera de referencia, independientemente de su posición en el plano. Sin embargo la distorsión de las áreas proyectadas es grande cerca del plano horizontal de la esfera de referencia.
- Proyección estereográfica: un área unitaria en la superficie de la esfera de referencia se representa por un área, en el plano de proyección, que es más grande a medida que aumenta la distancia del centro del plano de proyección. Otra característica es que un área circular en la esfera de referencia, se representa por otra área casi circular, en el plano de proyección independientemente de su posición.

De las características mencionadas anteriormente, la de igual área de proyección en el procedimiento de Lambert, hace que este sea más usado para los estudios estadísticos de orientación de fisuras u otros elementos estructurales o para la presenta-

ción de datos acerca de las discontinuidades, ref 6 p 293, por eso en lo que sigue, se describe el procedimiento de proyección de Lambert.

Consiste en representar una discontinuidad por una de las dos siguientes formas: el polo, P, o la intersección de la esfera de referencia con el plano de la discontinuidad. En la fig 3 se muestran ambos. Nótese que ya solo se trabaja con el hemisferio inferior de la esfera de referencia.

Con referencia a la fig 3, se hacen los siguientes comentarios:

- El norte está representado por el símbolo N, y deberá corresponder al norte geográfico
- Las líneas ON y OB forman un ángulo que corresponde al rumbo de la discontinuidad. Ambas líneas están en un plano horizontal.
- El plano de la discontinuidad está representado por el plano ABC, y tiene la misma orientación que la discontinuidad misma. Es decir, se supone que el plano de la discontinuidad se ha trasladado hasta hacerlo coincidir con el centro, O, de la esfera de referencia.
- La línea OP es perpendicular al plano ACB.
- A', B', C', P' y N' son las proyecciones de los puntos A, B, C, P y N que se encuentran sobre la superficie lateral de la esfera de referencia.
- La línea A'C'B' es la proyección de la intersección de la discontinuidad con la esfera de referencia, y se denomina "gran círculo".
- El ángulo α es el echado de la discontinuidad. Las líneas OD

y OC forman un plano vertical.

- La distancia $O'B'$ es igual a $\sqrt{2}$ veces la distancia OB, es decir, el radio del círculo que se encuentra en el plano de proyección es $\sqrt{2}$ veces el radio de la esfera de referencia.

En la fig 4a se muestra el gran círculo $A'C'B'$ y el polo P' de una discontinuidad con un echado, α , tal que: $\text{sen } \alpha/2 = O'P' / \sqrt{2} R'$ (ver ec 1). En esta forma se puede ver que la distancia $O'P'$ es una medida del echado, α , es decir, si el echado del plano fuera 0° , entonces $O'P'$ sería cero, y si fuera 90° , entonces $O'P' = R'$.

En la fig 5 se muestra una malla que representa a los grandes círculos de planos o discontinuidades que tuvieran un rumbo de 0° ; y cuyo echado fuera variable. En este caso el intervalo de variación es de 2° .

Para representar una discontinuidad con rumbo diferente de 0° , solo basta girar respecto a O' un ángulo igual al rumbo de la discontinuidad el gran círculo y el polo de un plano con rumbo 0° y con un echado igual al plano que se desea representar. En la fig 4b se muestra este procedimiento.

En vista de que pueden ser de utilidad en los cálculos del cap 4, en lo que sigue se indicará el procedimiento para determinar el ángulo entre dos líneas y la línea de intersección de dos planos.

Antes de continuar debe hacerse notar que cualquier línea en el espacio puede ser representada al igual que un plano en este tipo de proyección. La intersección de la línea con la esfera de referencia será el punto P que puede ser proyectado en el plano

horizontal de proyección. Nótese que el polo de un plano, es la intersección de la normal al plano con la esfera de referencia. Lo único que cambia ahora es que el ángulo que forma la línea con un plano horizontal es $90^\circ - \alpha$, (ver fig 2a).

En adelante se describirán a los puntos proyectados en el plano de horizontal sin el apóstrofe correspondiente.

-Método para encontrar la línea de intersección de dos planos (fig 6).

a) Supongamos que P_1 y P_2 son los polos de los planos que se intersectan

b) si giramos los puntos P_1 , P_2 y N respecto a O , llegará un momento en que P_1 y P_2 se encuentren en un mismo gran círculo.

(Para efectuar lo anterior se requiere tener una carta como la de la fig 5). El gran círculo, $A P_2 P_1 B$, encontrado, contiene a las normales de los dos planos que se intersectan ya que P_1 y P_2 son los polos de esos planos. Su rumbo no es el correcto pues ha girado una cierta cantidad.

c) El punto P_3 es el polo que corresponde al gran círculo $A P_2 P_1 B$. Este punto representa a una línea que es perpendicular a los dos normales de los planos en cuestión y por tanto, es la intersección de ambos. El ángulo que forma dicha línea con la horizontal puede medirse ahora directamente del diagrama y corresponde a la distancia horizontal entre la periferia y el punto P_3 (recordar que $\alpha + \beta = 90^\circ$)

d) volviendo a girar respecto a O , hasta que los puntos P_1 , P_2 y N regresen a sus posiciones originales, se tendrá la posición correcta de P_3 , y podrá medirse su rumbo.

- Método para determinar el ángulo entre dos líneas (fig 7)

a) Las líneas se representan mediante los puntos P_1 y P_2 . Ambas líneas se intersectan en el centro de la esfera de referencia y por tanto, forman un plano

b) girando respecto a O hasta que P_1 y P_2 queden situadas en un gran círculo, podremos medir el ángulo entre las dos líneas, como la distancia entre P_1 y P_2 medida a lo largo del meridiano correspondiente. Lo anterior equivale a girar el plano que contiene a las líneas representadas por P_1 y P_2 hasta que su rumbo sea 0° y entonces poder medir el ángulo entre ellos, a lo largo del plano que forman.

En general, la ventaja de representar a las discontinuidades por métodos gráficos está en que se pueden distinguir, en forma simple, familias de discontinuidades. A su vez, analizando la posición de los polos de las distintas familias de discontinuidades y el polo de la cara del talud que se piensa construir, se puede tener una buena idea de los mecanismos más probables de falla.

2.3 Empleo de los resultados

Durante el reconocimiento efectuado en campo se deberán mapear todas las discontinuidades existentes mismas que se representarán según los procedimientos sugeridos anteriormente. Tal representación tiene la ventaja de dar una idea sobre el mecanismo más probable de falla. En la fig 8 (tomada de la ref 13) se muestran los mecanismos de falla probables dependiendo de la concentración de los polos de, las discontinuidades y del polo o gran círculo de la cara exterior del talud.

Como es probable que no todas las discontinuidades sean paralelas, definiendo perfectamente familias de ellas de igual rumbo y echado, deberá efectuarse un breve análisis estadístico de la proporción de fisuras que tienen una cierta orientación. Para efectuar lo anterior deberán tomarse en cuenta las correcciones sugeridas en la ref 6 en lo que respecta a la posición de las exploraciones o de los planos donde se efectuó el reconocimiento, respecto al rumbo y echado de las discontinuidades observadas.

3. RESISTENCIA DE MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

En este capítulo se menciona un nuevo criterio para calcular la resistencia al corte de fisuras o discontinuidades sin relleno (ref 7). Estos conceptos podrán ser empleados posteriormente para asignar valores de resistencia que se utilicen en los análisis de estabilidad mencionados en el siguiente capítulo.

3.1 Ecuación general de resistencia al corte

Basado en pruebas de corte directo efectuadas en fisuras generadas en el laboratorio mediante esfuerzos de tensión, Barton (ref 7) desarrolló la siguiente ecuación general de resistencia al corte de fisuras sin relleno:

$$\tau/\sigma'_n = \tan \left[(JRC) \cdot \log_{10}(JCS/\sigma'_n) + \phi_b \right] \quad (3)$$

$$\text{o sea } \tau/\sigma'_n = \tan \phi_p \quad (4)$$

τ resistencia al esfuerzo cortante

σ'_n esfuerzo normal efectivo actuando en el plano de falla

JRC coeficiente de rugosidad de la fisura (véase 3.1.2)

JCS resistencia a la compresión del material que constituye las paredes de la fisura (véase 3.1.1)

ϕ_b ángulo de fricción entre las paredes de la fisura

ϕ_p ángulo de fricción aparente

A continuación se menciona el significado de cada una de las variables y sus valores más probables,

3.1.1 Resistencia a la compresión de las paredes de la fisura (JCS)

Este parámetro representa la resistencia a la compresión simple del material que constituye las paredes de la fisura. Dicha resistencia no es, necesariamente, igual a la resistencia a la compresión, σ_c , de la roca en su estado sano, sino que es influenciada por el grado de alteración alcanzado en las paredes.

Es de suponerse que si existe algún intemperismo a cierta profundidad dentro de un macizo rocoso, sea mayor en las discontinuidades por ser en estas donde los cambios de temperatura son más acentuados y por que el agua fluye esencialmente a través de ellas.

Se puede visualizar el proceso de intemperismo de un macizo rocoso, en las siguientes etapas, suponiendo que, inicialmente, la resistencia de las paredes es igual a la resistencia de la roca sana (tomado de la ref 7).

a) Reducción de la resistencia de las paredes. En este caso, el parámetro JCS será menor que σ_c

b) estado intermedio, fisuras intemperizadas por donde circula agua, bloque de roca impermeable entre ellas. JCS será una fracción de σ_c

- c) penetración del intemperismo hacia los bloques de roca: reducción progresiva de σ_c de las paredes de las fisuras hacia adentro de los bloques, JCS continúa reduciéndose lentamente
- d) estado avanzado del intemperismo, el valor de σ_c llega a ser del mismo orden de magnitud que JCS, el macizo rocoso es ahora permeable en toda su extensión.

Hasta el momento no se tiene un número suficiente de datos para establecer la relación existente entre JCS y σ_c y su dependencia con índices fáciles de medir. Sin embargo, para fines prácticos se pueden establecer las siguientes reglas que han sido verificadas mediante el análisis a posteriori de algunas fallas.

- Para grados de intemperismo no muy avanzados (aproximadamente los b y c descritos anteriormente) se puede considerar que $JCS = \sigma_c / 4$. Esto lleva a un límite inferior de la resistencia al corte que esta del lado de la seguridad.
- Para grados de intemperismo muy avanzados (el estado d descrito anteriormente) se puede considerar que $JCS = \sigma_c$.

3.1.2 Coeficiente de rugosidad de la fisura (JRC)

Como se mencionó al principio, este criterio de resistencia fue desarrollado a partir de pruebas efectuadas en fisuras provocadas por tensión. Estas se describen como rugosas y ondulantes. Sin embargo, se reconoce que en la naturaleza pueden existir fisuras cuya rugosidad sea menor y que tengan una resistencia al corte también menor. En vista de lo anterior, se dan varios valores de JRC en función de la rugosidad de las fisuras,

medida en forma puramente cualitativa. En la fig 9 se indican estos valores y la forma de fisura a que corresponden. Nótese que el valor máximo de JRC es 20, siendo de 5 para fisuras que son casi planas. Obviamente en el caso de fisuras completamente planas al valor de JRC debe ser cero. En el apéndice 1 se describe un método de medir la rugosidad de las discontinuidades que ha sido poco usado hasta ahora.

El término donde interviene JRC equivale a un ángulo que debe ser sumado al ángulo de fricción entre las paredes de la fisura. Esto se debe a que la rugosidad impide que el movimiento relativo entre las paredes sea exclusivamente en la dirección del plano de la fisura, sino que también tenga una componente normal a él; si no fuera así, entonces primero debería de romperse el material que compone las paredes. Al efecto anterior se le denomina dilatación y puede observarse durante las pruebas de corte.

3.1.3 Angulo de fricción entre las paredes (ϕ_b)

El valor de ϕ_b depende del material que constituyen las paredes de la fisura. Como una primera aproximación puede suponerse que su valor es 30° , sin embargo puede diferir en $\pm 5^\circ$ dependiendo del tipo y estado de los materiales. En la tabla 1 se muestran los valores encontrados por distintos autores, de entre los cuales puede escogerse el que corresponda al problema que se esté resolviendo.

Debe mencionarse que la presencia de agua entre las superficies de deslizamiento puede aumentar o disminuir ϕ_b , dependiendo del tipo de mineral constitutivo de la roca.

3.2 Efecto de algunos parámetros en la resistencia al corte

A continuación se mencionan algunas variables que pueden te-

ner influencia en la resistencia al corte.

3.2.1 Esfuerzo normal σ'_n

La inclusión de σ'_n , en el segundo miembro de la ec 3, hace que la línea de falla, τ versus σ'_n sea una curva. Sin embargo, para valores muy pequeños de σ'_n , el ángulo de fricción tiende a 90° . Se recomienda que el límite práctico a tal ángulo sea de 70° . Esto se ha escogido despues de analizar los resultados de pruebas en fisuras con esfuerzos normales pequeños.

3.3.2 Preconsolidación

Este efecto se ha observado en pruebas efectuadas tanto en fisuras generadas por tensión (ref 7) como en superficies planas (ref 8). En ambos casos se ha observado un aumento en la resistencia el cual puede deberse a un incremento de la "trabazón" entre las protuberancias de una fisura o a un incremento real del ángulo de fricción ϕ_b , entre las paredes.

En la ref 8 se encontró que para una fuerza normal de 1/5 respecto a la máxima fuerza normal aplicada, el ángulo de fricción estaba comprendido entre 42.3° y 43.2° en basalto y entre 38.0° y 39.0° en diorita, mientras que cuando la fuerza normal correspondía a la máxima los ángulos de fricción estaban comprendidos entre 38.3° y 41.6° en basalto y entre 28.4° y 33.8° en diorita. En este tipo de pruebas no se tuvo el fenómeno de dilatación por tratarse de superficies planas.

El efecto de la preconsolidación no puede cuantificarse por el momento ya que la cantidad de datos experimentales es muy limitada, sin embargo, cuando no se toma en cuenta, las resistencias obtenidas son menores que las reales, lo cual esta del

lado de la seguridad.

3.2.3 Efecto del agua

El efecto que tiene la presencia de agua en las discontinuidades puede dividirse en dos: un cambio en el coeficiente de fricción entre las paredes y una disminución de la resistencia a la compresión, σ_c , del material.

El primer efecto, cambio en el coeficiente de fricción, ya ha sido mencionado en 3.1.3. Debido a que en algunos materiales se produce una disminución y en otros un aumento, es conveniente considerar el ángulo de fricción que corresponde al estado en que se encuentre el material de la fisura, es decir, seco o húmedo.

El segundo efecto es bien conocido. Se han observado reducciones de la resistencia a la compresión de hasta 33 por ciento en especímenes almacenados bajo agua, respecto a la resistencia de especímenes almacenados a una humedad relativa de 50 por ciento. Las pruebas para determinar la resistencia correcta deberán efectuarse con el material en el estado en que se encuentre en la naturaleza, seco o húmedo.

3.2.4 Efecto del tiempo en alcanzar la falla

Este efecto se ha observado como una reducción en la resistencia a la compresión simple. En la ref 9 se indican los porcentajes de la resistencia a lo largo plazo (2 a 4 semanas) respecto a la resistencia instantánea. En la tabla 2 se muestran esas reducciones. También se ha observado una reducción en la resistencia al pasar de tiempos de falla "instantáneos" (0.03 seg) a tiempos normales de laboratorio (aprox 30 seg), dicha

reducción varió entre 22 y 33 por ciento para gabro y arenisca de Berea respectivamente.

3.2.5 Efecto de escala

Este efecto también se ha observado como una reducción en σ_c a medida que las muestras probadas son más grandes. Sin embargo, en el caso de la resistencia al corte de fisuras no se tiene ninguna experiencia, ni se sabe si los mecanismos que rigen ambos fenómenos sean los mismos. En el apéndice 1 se menciona un procedimiento para medir la rugosidad en donde puede verse el efecto del tamaño del aparato de medición.

3.3 Comentarios

La ecuación 3 se representa por medio de una curva en el plano τ versus σ'_n siendo complicado su manejo para casos prácticos. Por esto es conveniente representar la curva por medios más simples. Una forma de hacer lo anterior es el empleo de distintas rectas con parámetros ϕ distintos dependiendo del nivel de esfuerzos. En la fig 10 se muestra un procedimiento en que la curva real, cuya ecuación es:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left| 10 \log_{10} (50/\sigma'_n) + 30 \right| \quad (5)$$

ha sido representada por dos líneas rectas de ecuación:

$$\tau = \sigma'_n \tan 47.8^\circ (\sigma'_n < 1.5 \text{ kg/cm}^2) \quad (6)$$

$$\text{y} \quad \tau = 0.5 + \sigma'_n \tan 36.1^\circ (1.5 < \sigma'_n < 8 \text{ kg/cm}^2) \quad (7)$$

También vale la pena mencionar que si una fisura no es continua en toda la extensión de una superficie de falla, su resistencia será mayor ya que existirá el efecto de resistencia de la roca sana en algunos tramos, sin embargo, existen serias difi-

cultades que impiden tomar en cuenta este efecto en los cálculos. Primero que sería sumamente difícil la cuantificación de los tramos en donde la fisura no es continua, y un pequeño error llevaría a diseños totalmente erróneos y segundo, que en esas zonas donde la roca es continua, ver fig 11, se tendrán seguramente concentraciones de esfuerzos que probablemente provoquen la falla del material antes de que existan movimientos de importancia.

4. PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

Se han publicado en la literatura varios procedimientos de cálculo del factor de seguridad en macizos rocosos (refs 10, 11 y 12) que permiten analizar la estabilidad de taludes limitados por fronteras planas y con acciones de peso propio y presión de agua. Estos procedimientos son complicados y su uso, por tanto, ha sido muy limitado.

Recientemente (ref 13) se ha publicado un trabajo donde, en forma relativamente simple se analiza la estabilidad de taludes en los casos más sencillos: el de un macizo limitado por una superficie de falla plana y el de uno en forma de cuña limitado por dos superficies de falla planas. En ambos casos se toma en cuenta el efecto de presiones de agua existentes en las superficies de falla.

En este capítulo se presentan los resultados y gráficas de la ref 13 para el análisis de la estabilidad de macizos rocosos. Estos solo se refieren a mecanismos de falla por translación.

4.1 Superficie de falla plana

En la fig 12 se presenta la geometría analizada. Para el cálculo

lo del factor de seguridad se ha supuesto lo siguiente:

- Las fuerzas W , U y V actúan sobre el centroide de la masa deslizante. Esto implica que el movimiento ocurre por deslizamiento sobre la superficie de falla.
- La resistencia al corte de la superficie donde ocurre el deslizamiento está definida por una cohesión c y un ángulo de fricción ϕ (ver capítulo 3).
- Se considera un espesor unitario, en el sentido perpendicular al plano de la figura, y que no hay resistencia al deslizamiento en las superficies laterales.
- La grieta de tensión es vertical.
- El deslizamiento ocurre a través de la superficie de falla que forma un ángulo ψ_p con la horizontal.

En este caso el factor de seguridad se ha calculado como la relación entre la resistencia S en la superficie de deslizamiento y la fuerza cortante T que tiende a producir el movimiento. Su valor se obtiene de la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (8)$$

donde

- A es la longitud de la superficie de falla
- U es la fuerza de subpresión actuando en la superficie de falla
- V es la fuerza de subpresión actuando en la grieta de tensión
- W es el peso del bloque deslizante
- ψ_p es el ángulo que forman la horizontal y la superficie de falla.

La fórmula anterior se puede expresar en forma adimensional como sigue:

$$FS = \frac{(2c/\gamma H) P + Q \cot \psi_p - R(P + S) \tan \phi}{Q + R.S \cot \psi_p} \quad (9)$$

donde

$$P = (1 - z/H) \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$R = (\gamma_w/\gamma) \cdot (z_w/z) \cdot (z/H)$$

$$S = (z_w/z) \cdot (z/H) \cdot \operatorname{sen} \psi_p$$

$$Q = \left| (1 - z/H)^2 \cot \psi_p - \cot \psi_f \right| \operatorname{sen} \psi_p$$

cuando la grieta de tensión está en la parte superior del talud y

$$Q = (1 - z/H)^2 \cos \psi_p (\cot \psi_p \cdot \tan \psi_f - 1)$$

cuando la grieta de tensión está en la cara exterior del talud.

ψ_f es el ángulo que forman la horizontal y la cara exterior del talud.

Los factores P, S y Q se pueden obtener de las figs 13 y 14 (tomadas de la ref 13). En el apéndice 2 se muestra un ejemplo de cálculo.

Las grietas de tensión existen, generalmente, en todos los taludes rocosos. Son formadas por esfuerzos de tensión en la parte superior de los taludes y su posición y profundidad depende de factores como: la geometría del talud, la distribución de discontinuidades, la presencia de zonas más rígidas en la parte superior del talud y los esfuerzos tectónicos a que esté sometida la masa rocosa. Por lo anterior sería muy arriesgado in

tentar predecir la posición y profundidad de tal grieta en un caso general.

Si durante las visitas de campo se puede determinar la presencia de varias grietas de tensión, deberá suponerse en el cálculo la posición de la grieta que arroje el menor factor de seguridad. Si por el contrario no se observa ninguna grieta, deberá considerarse que es probable que se generen después de efectuarse los cortes para construir los taludes. En este caso, como medida alternativa se puede suponer que la profundidad y posición de la grieta son aquellas que provocan el mínimo factor de seguridad. En la fig 15 se presentan los valores de z/H y b/H (que determinan la posición de la grieta de tensión) tales que arrojaría un factor de seguridad mínimo en el caso de que el talud estuviera seco. Si por el contrario, la grieta fuera a estar completamente llena de agua, su posición más crítica es en la cresta del talud ($b = 0$).

4.2 Superficie de falla a través de dos planos (cuña).

Aquí solo se presenta el cálculo del factor de seguridad en el caso de una cuña totalmente drenada y cuando la resistencia a través de los planos de deslizamiento es puramente friccionante. Esto puede parecer una restricción, sin embargo, conviene hacer notar que si se desea tomar en cuenta los efectos de la cohesión y del empuje hidrostático, las ecuaciones se complican. Por otro lado, parece lógico suponer que, que si el factor de seguridad en el caso de un talud seco es alto entonces será aceptable su valor en el caso de tener el efecto hidrostático. Según la ref 13, el factor de seguridad de un talud se

co es, aproximadamente el doble del de un talud en el que se tenga el efecto del agua, para la distribución de presión hidrostática que se indica en la fig 16. Por lo tanto, dada la simplicidad del procedimiento que se indica más adelante, parece ser suficiente para fines prácticos. En el caso de obtenerse factores de seguridad pequeños, $FS < 2$, entonces valdrá la pena efectuar un análisis mediante uno de los métodos más elaborados que se presentan en las refs 10 a 13, tomando en cuenta el efecto del agua.

Si el bloque por analizar se encuentra seco y la resistencia de los planos de deslizamiento, o discontinuidades es solo friccionante, entonces el factor de seguridad se expresa como:

$$FS = A \tan \phi_a + B \tan \phi_b \quad (10)$$

donde

A, B factores que dependen del echado y del rumbo de las discontinuidades

ϕ_a ángulo de fricción del plano de la discontinuidad a

ϕ_b ángulo de fricción del plano de la discontinuidad b

En la fig 17 se muestra la geometría del bloque analizado. Nótese que la discontinuidad a es aquella que tiene el menor echado.

En las figs 18 a 25 (tomadas de la ref 13) se pueden obtener los valores de A y B como una función de los echados y rumbos de los planos a y b.

4.3 Comentarios

Los procedimientos de cálculo que se presentan en 4.1 y 4.2 son relativamente sencillos y por eso permiten tener una buena idea

de la influencia, en el factor de seguridad, de varios factores como: el empuje del agua y la resistencia de las discontinuidades.

En el caso de la resistencia que se asignará a los planos de deslizamiento es importante notar que, como se mencionó en 3.1, la línea τ versus σ'_n no es una recta sino una curva. Será necesario simplificar tal curva para representarla mediante los valores de c y ϕ que mejor se adapten al problema. Un criterio que parece lógico emplear es el siguiente: escoger un ángulo ϕ de tal manera que el área debajo de la curva A (fig 26) es igual al área debajo de la recta B*. Nótese que $\sigma'_{n \text{ máx}}$ es diferente en el caso de un talud seco que en el caso de un talud saturado. En general se recomienda suponer que la cohesión vale cero ($c = 0$) en la equivalencia sugerida anteriormente.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En los capítulos anteriores se han mencionado los pasos más importantes para efectuar un buen análisis de los taludes rocosos (en cortes o naturales) encontrados en carreteras.

La decisión de efectuar un análisis detallado de uno o todos los taludes encontrados en el trazo de una carretera deberá ser tomada siempre por el ingeniero responsable tomando en cuenta factores como: la importancia de la obra, la altura del talud y la facilidad para reparar una falla o sus causas. No se plantea, sin embargo, ningún procedimiento para tomar tal decisión.

* Un criterio más razonable para efectuar el símil sería aquel que diera la misma fuerza de resistencia, S en la superficie de deslizamiento. Esto se lograría si $\int \tau_r dl = \int \tau_e dl$; donde τ_r y τ_e son la resistencia real y equivalente respectivamente y dl es un diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.

La etapa de reconocimiento de los taludes es sumamente importante ya que un buen conocimiento del estado del macizo rocoso será siempre necesario para efectuar un buen análisis o aun para decidir si el talud es estable sin efectuar tales análisis.

No se ha presentado ningun procedimiento de cálculo para considerar el efecto de volteo de bloques de roca, por que se cree que este mecanismo es poco probable en el caso de cortes en carreteras.

Se recomienda que se efectue una serie de cálculos de taludes encontrados en carreteras, hayan fallado o no, para calibrar los procedimientos presentados aquí.

Las tablas presentadas en la ref 14 (tabla VI-5) para fijar la inclinación de cortes no calculados son una buena primera aproximación y pueden emplearse para el cálculo de movimiento de tierras, sin embargo, deben efectuarse los cálculos presentados aquí, sobre todo para el caso de taludes con alturas mayores de 10 m.

6. REFERENCIAS

1. Piteau, D R "Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock" Planning Open Pit Mines, Johannesburg Symposium, 1970. Published by A A Balkena, Amsterdam 1971. pp 33-53
2. Broadbent, C D and Rippere, K H "Fracture Studies at the Kimberley Pit". Loc cit, pp 171-179
3. Piteau, D R and Russell L. "Cumulative sums technique. A new approach to analyzing joints in rock", 13 th Symposium on Rock Mechanics: Stability of Rock Slopes, University of Illinois, 1972 pp 1-30
4. Holstead, P N, Call, R D and Rippere, K H "Geological structural analysis for open pit slope design, Kimberley Pit, Ely, Nevada", Preprint Annual AIME meeting, New York 1968, 25 p

5. Da Silveira, A F Rodríguez, F P Grosseau, N F and Méndez, F. "Qualitative characterization of the geometric parameters of jointing in rock masses", Proceedings 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon 1966, Vol 1, pp 225-233
6. Terzaghi R D, "Sources of error in joint surveys", Geotechnique, Vol 15 N° 3, 1965
7. N Barton "Review of a new shear strength criterion for rock joints" Norwegian Geotechnical Institute, N° 105, Oslo, 1974
8. B Cambou "Etude du frottement entre matériaux rocheux" Instituto de Ingeniería Publicación E-11 Universidad Nacional Autónoma de México, México, julio 1974
9. N J Price "Fault and Joint Development in Brittle and Semi-brittle Rock", Pergamon Press, 1966
10. K W John "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 94 SM2, March 1968
11. P Londe, G Vigier, R Vormerniger "Stability of Rock Slopes, A Three-Dimensional Study", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 95 SM1, January 1969
12. P Londe, G Vigier, R Vormerniger "Stability of Rock Slopes - Graphical Methods", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 96, SM4, July 1970
13. E Hoek and J W Bray "Rock Slope Engineering", The Institution of Mining and Metallurgy, London 1974
14. A Rico y H Del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Vol 1, Editorial Limusa, S A, México, 1974

TABLA 1. Angulo de fricción de varias rocas, obtenido de superficies pulidas con arena o cortadas con sierra (tomada de la ref 7)

Roca	Estado	σ_n^i (kg/cm ²)	ϕ (°)	Observaciones
Amfibolita	seco	1-42	32	
Basalto	seco	1-85	35-38	
	húmedo	1-79	31-36	
Conglomerado	seco	3-34	35	
Yeso	húmedo	0-4	30	
Dolomita	seco	1-72	31-37	
	húmedo	1-72	27-35	
Gneiss (esquistoso)	seco	1-81	26-29	
	húmedo	1-79	23-26	
Granito (grano fino)	seco	1-75	31-35	
	húmedo	1-74	29-31	
Granito (grano grueso)	seco	1-73	31-35	
	húmedo	1-75	31-33	
Caliza	seco	0-5	33-39	Las pruebas en esta roca fueron efectuadas por distintos investigadores
	húmedo	0-5	32-36	
	seco	1-71	37-40	
	húmedo	1-71	35-38	
	seco	1-83	37-39	
	húmedo	1-83	35	
Porfirita	seco	0-10	31	
	seco	41-133	31	
Arenisca	seco	0-5	26-35	Idem que en el caso de la roca caliza
	húmedo	0-5	25-33	
	húmedo	0-3	29	
	seco	3-30	31-33	
	seco	1-70	32-34	
	húmedo	1-73	31-34	
Lutita	húmedo	0-3	27	
Siltstone	húmedo	0-3	31	
	seco	1-75	31-33	
	húmedo	1-72	27-31	

Continúa tabla 1.

Roca	Estado	σ_n' (kg/cm ²)	ϕ (°)	Observaciones
Slate	seco	0-11	25-30	
		Fuerza normal* aplicada (kg)		
Basalto de San Francisco	seco	10-80	24-42 (1) -39 (2)	Datos obtenidos de la ref 8
Diorita del Infiernillo	seco	10-80	22-31 (1) 31-39 (2)	
Caliza de La Angostura	seco	10-90	27-35 (1) 31-39 (2)	
Gneiss granítico de la presa Mica	seco	10-90	23 (1) 31-37 (2)	
Metagrauwack de la presa Chivor	seco	10-80	27-40 (1) 27-34 (2)	

(1) Primer ensaye. Superficies cortadas con sierra

(2) Primer ensaye. Superficies naturales de roca

* Area aproximada del espécimen: 4 cm²

TABLA 2. Resistencia a largo plazo, R_L , respecto a la resistencia instantánea, R_i (Datos tomados de la ref 9)

Tipo de roca	$(R_L/R_i) \times 100$	Observaciones
Dolomita	50	Pruebas efectuadas a 20°C
Caliza	35	
Granodiorita	27	
Arenisca de Darley Dale	50	

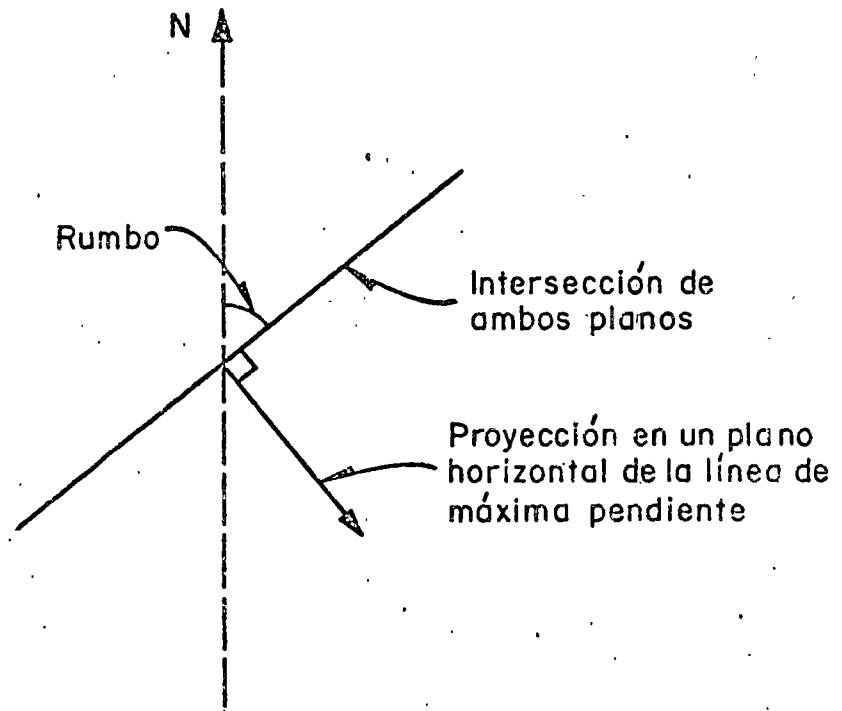
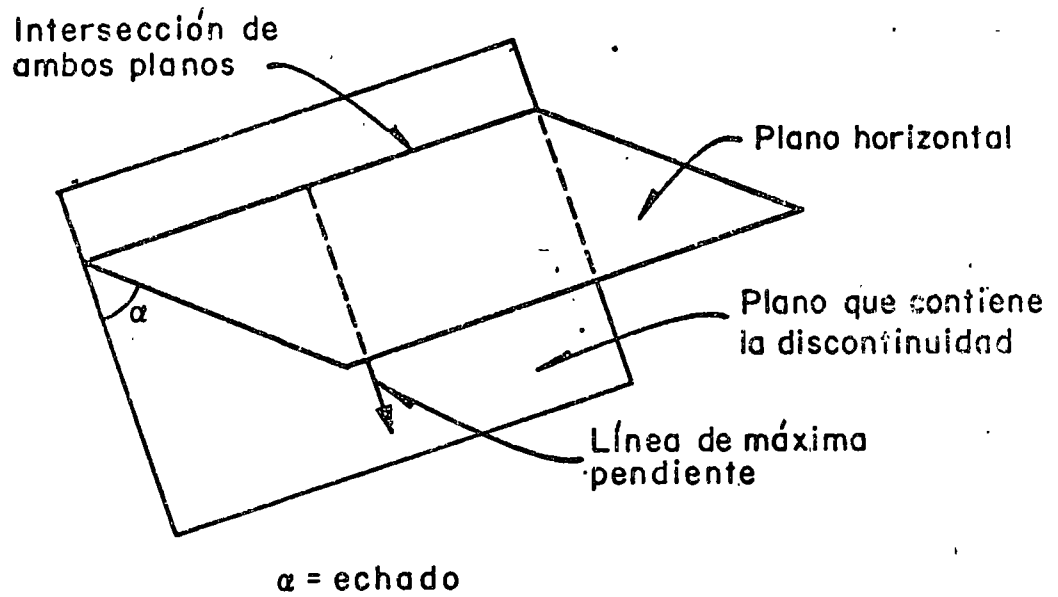
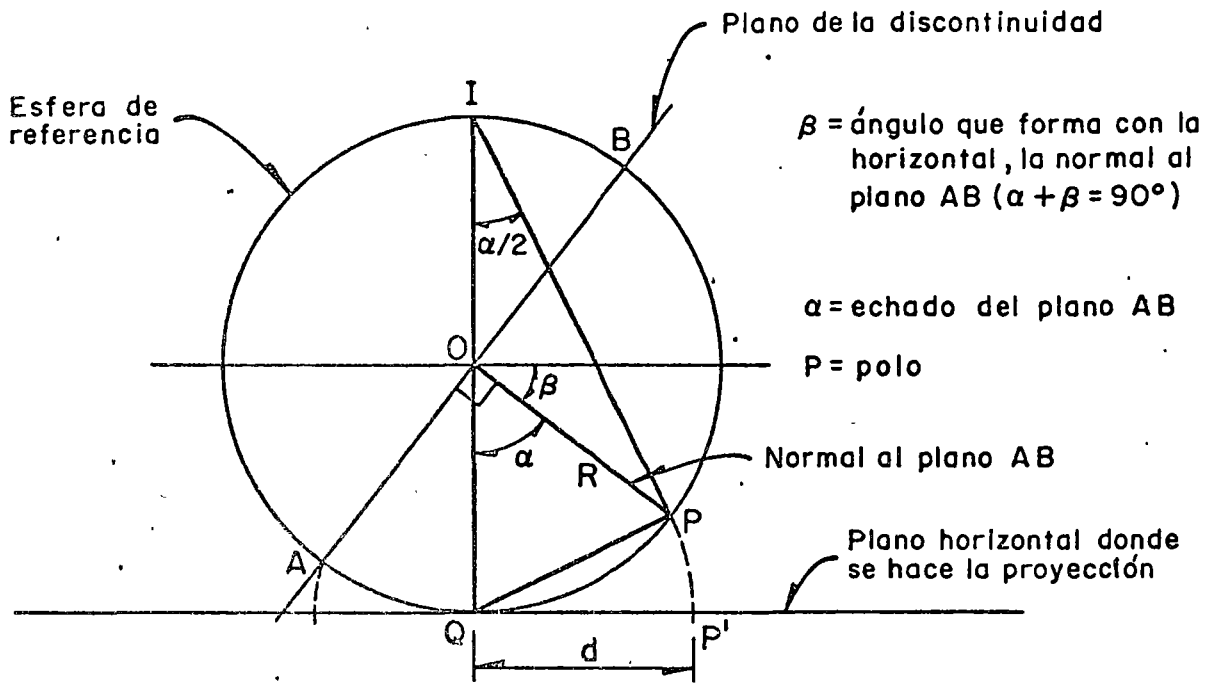
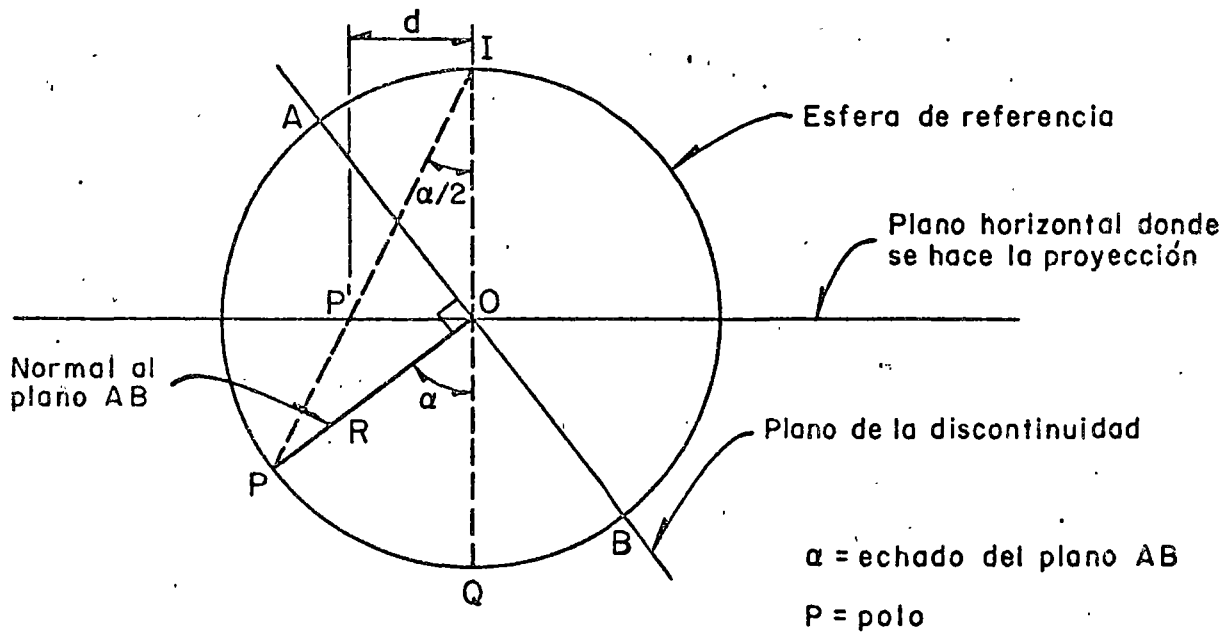


Fig 1. Significado de echado y rumbo



a) Proyección de Lambert



b) Proyección estereográfica

Fig 2. Tipos de representación de las discontinuidades

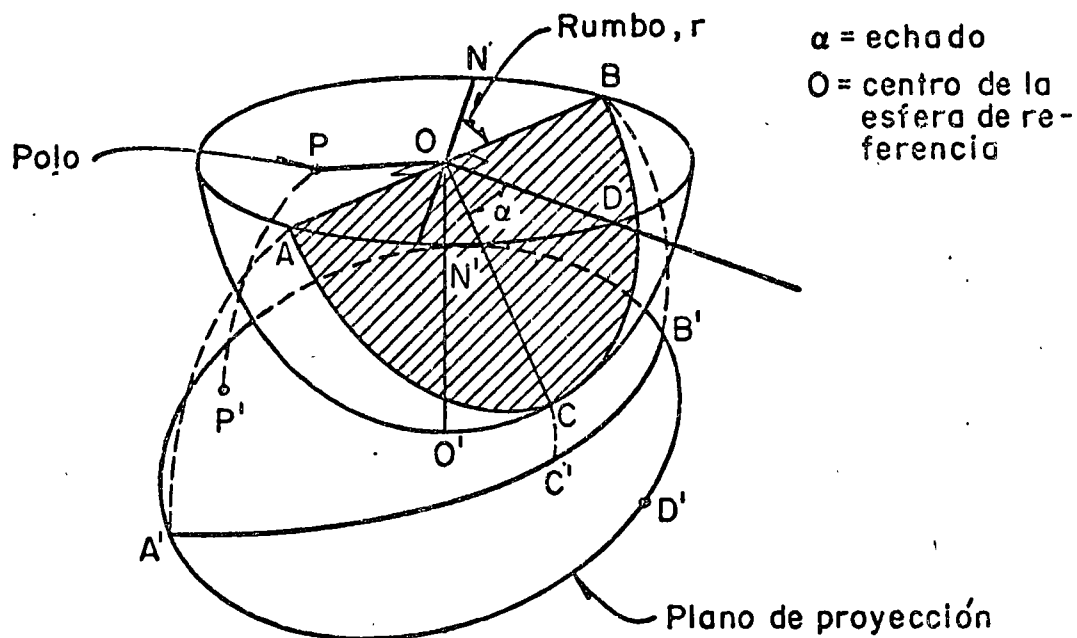
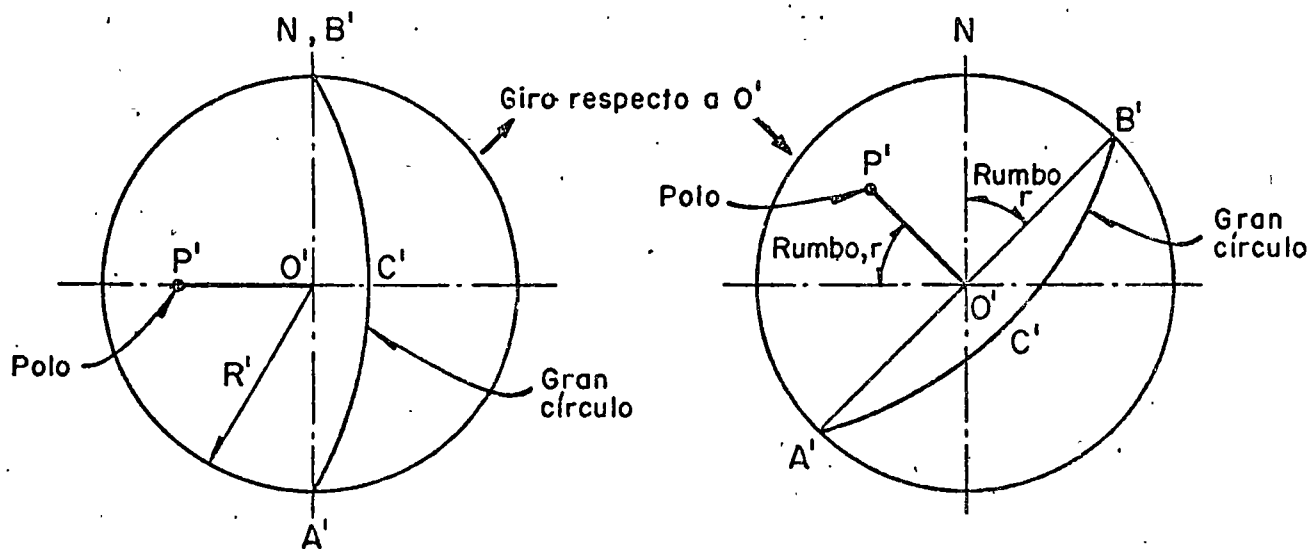


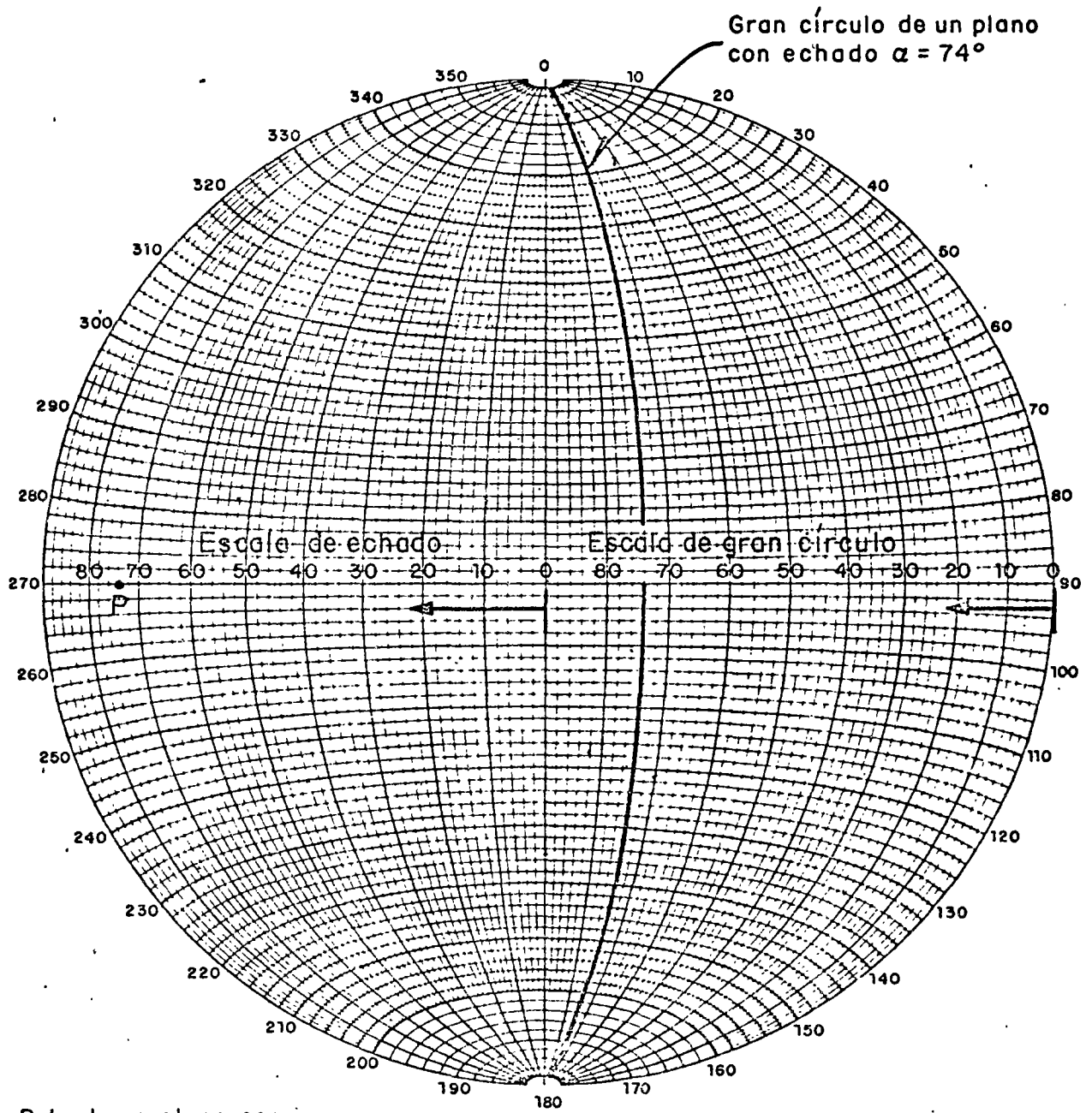
Fig 3. Vista tridimensional de la proyección de Lambert



a) Gran círculo y polo de un plano con echado α y rumbo 0°

b) Gran círculo y polo de un plano con echado α y rumbo r

Fig 4. Representación del gran círculo y el polo de un plano con rumbo y echado



P Polo de un plano con
echado $\alpha = 74^\circ$

Fig 5 . Grandes círculos con rumbo 0° y echado variable

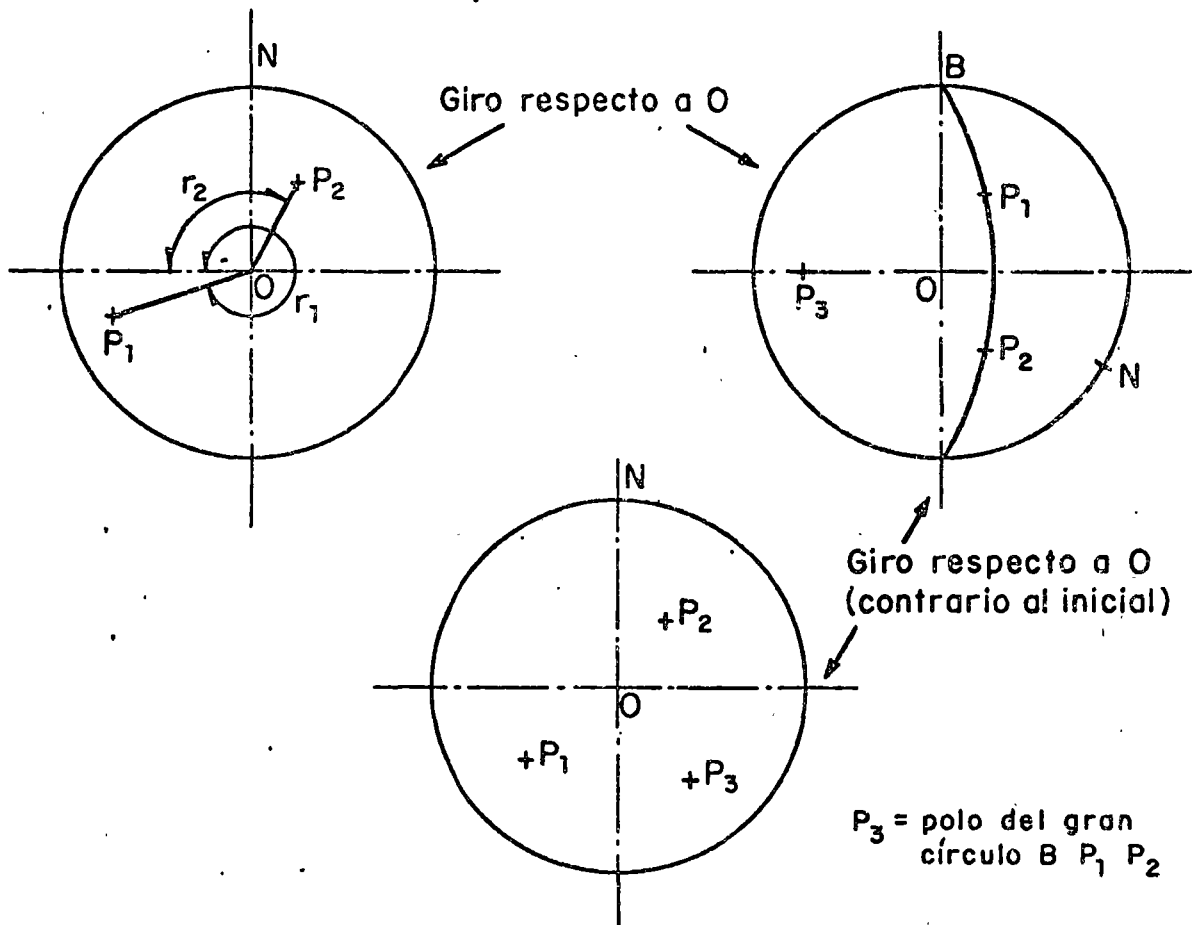


Fig 6. Intersección entre dos planos

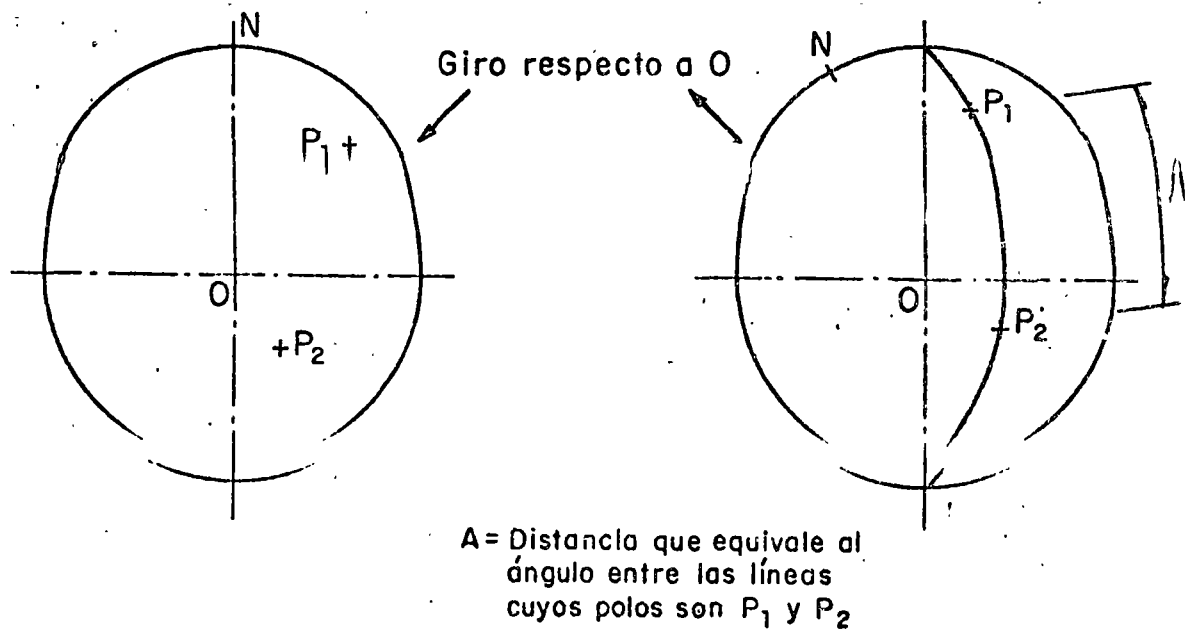
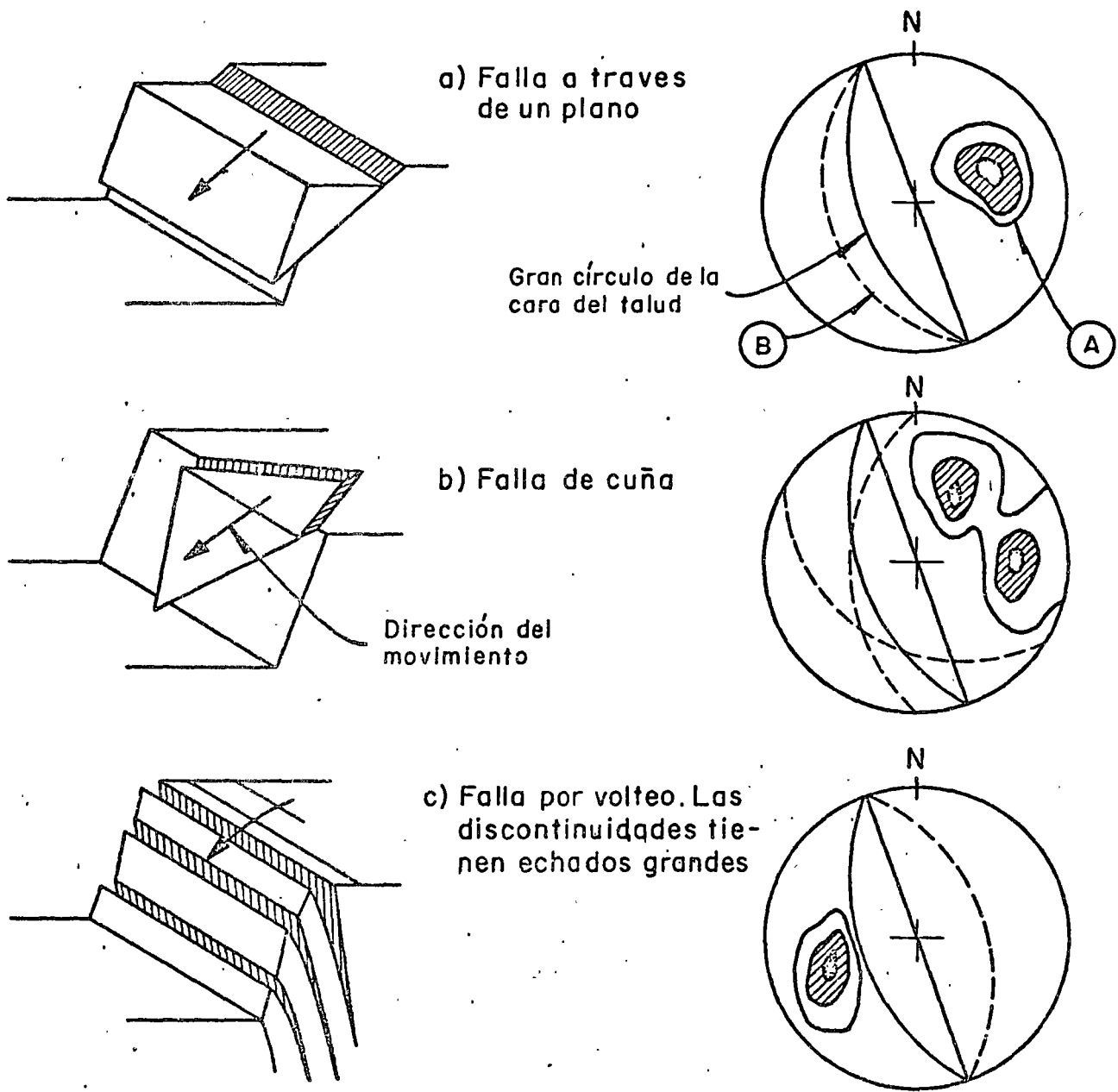
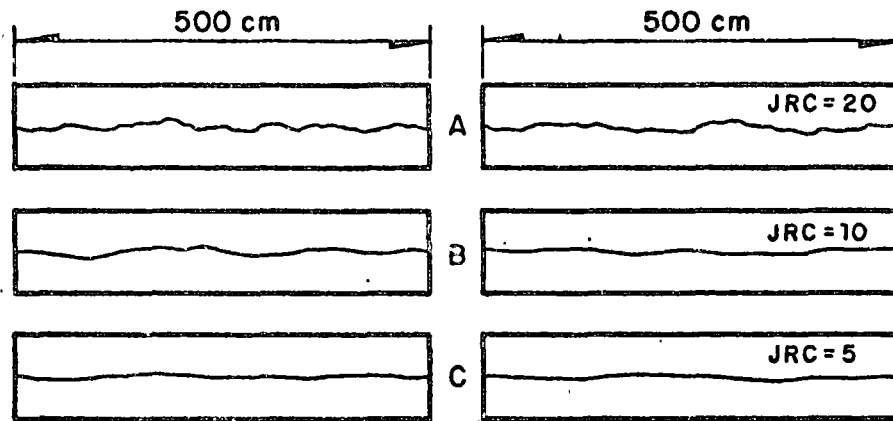


Fig 7. Angulo entre dos líneas



- Ⓐ Zona donde se ubican los puntos que representan los polos de la discontinuidades observadas. Las partes más oscuras representan mayor concentración de puntos. En el caso de falla de cuña existen dos zonas Ⓐ
- Ⓑ Gran círculo del punto representativo de la zona Ⓐ. En el caso de falla de cuña existen dos grandes círculos

Fig 8. Algunos modos de falla (tomada de la ref 13)



Descripción de la superficie

A = ONDULADA RUGOSA . Grietas de tensión, laminado o estratificación rugosas

B = ONDULADA LISA . Laminado liso, foliación no plana, estratificación ondulada

C = LISA CASI PLANA . Fisuras por cortante planas, foliación y estratificación planas

Fig 9. Valores de JRC para distintos tipos de fisuras (tomada de la ref 7)

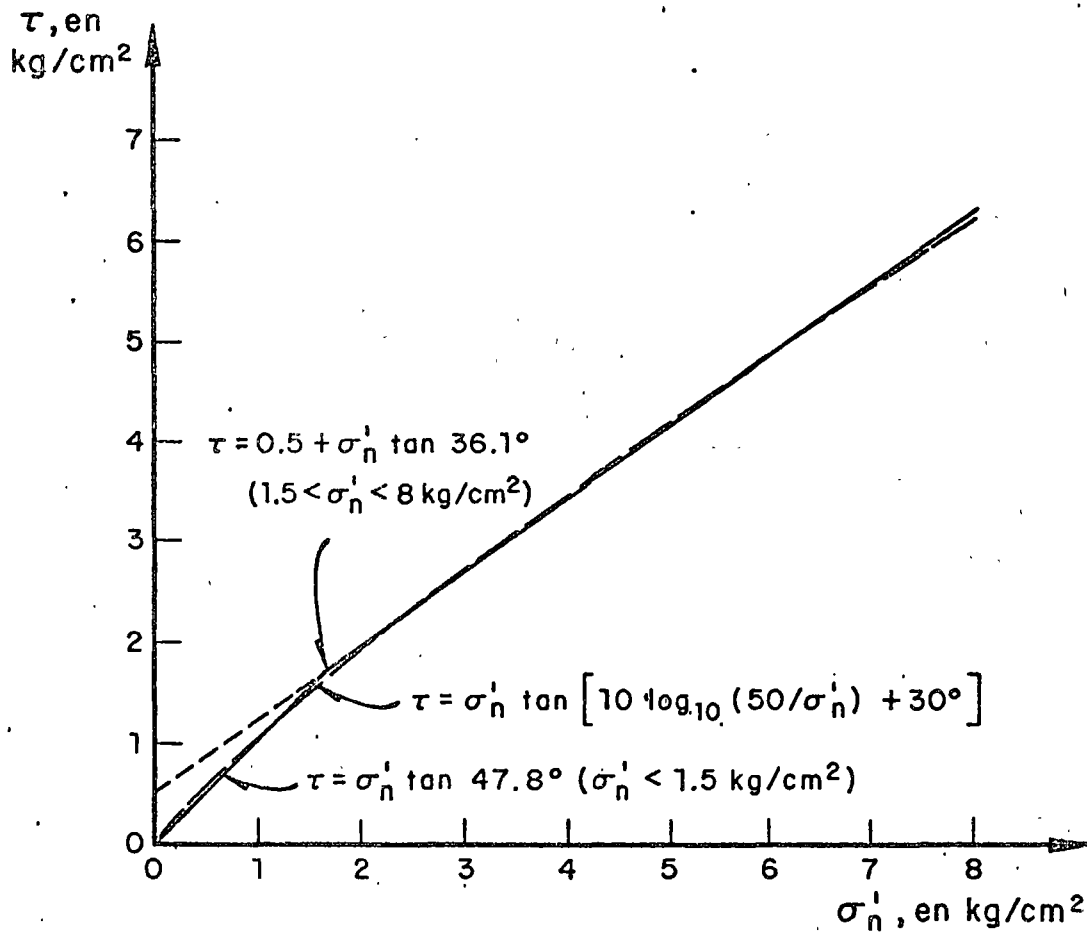


Fig 10. Ley de resistencia de fisuras

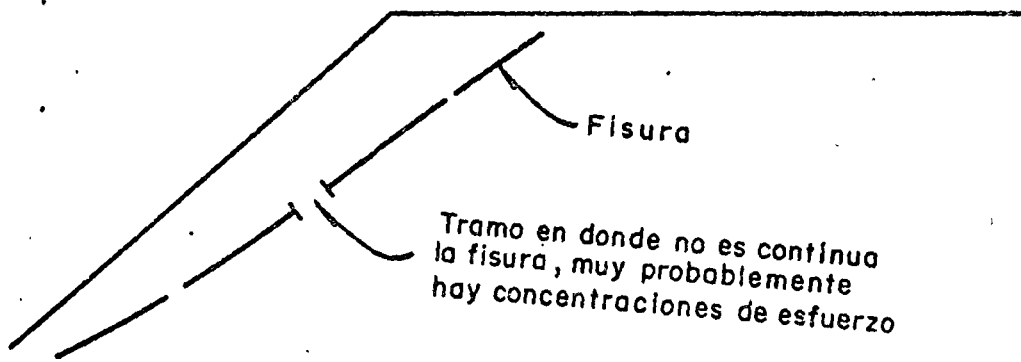


Fig 11. Fisuras no continuas

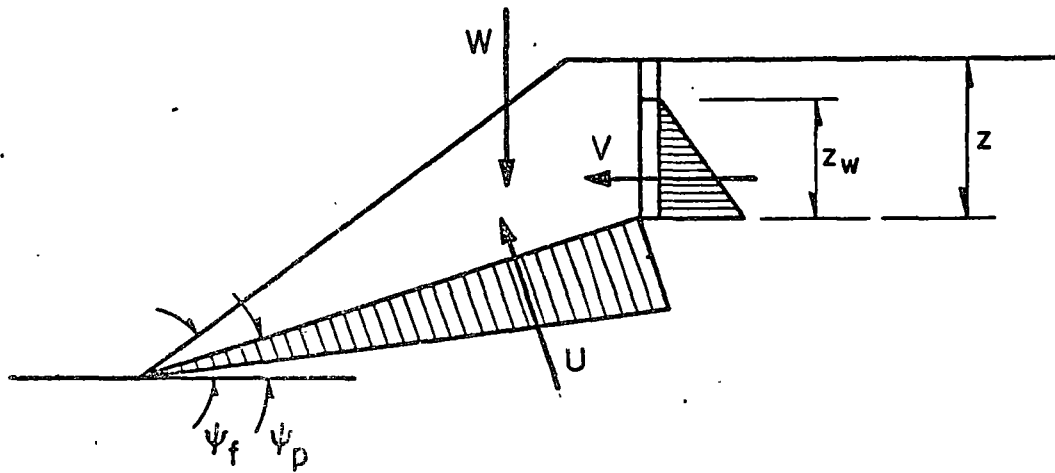


Fig 12a . Geometría analizada . Grieta de tensión en la parte superior del talud

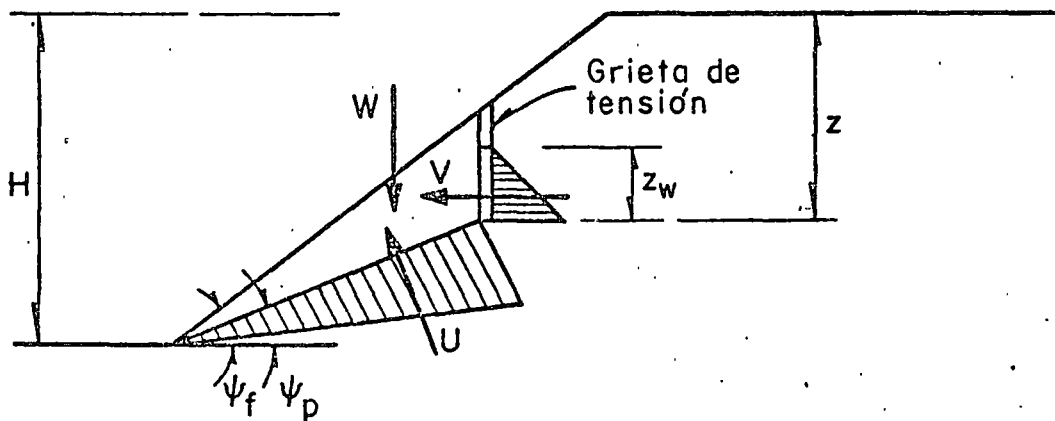


Fig 12b . Geometría analizada . Grieta de tensión en la cara exterior del talud

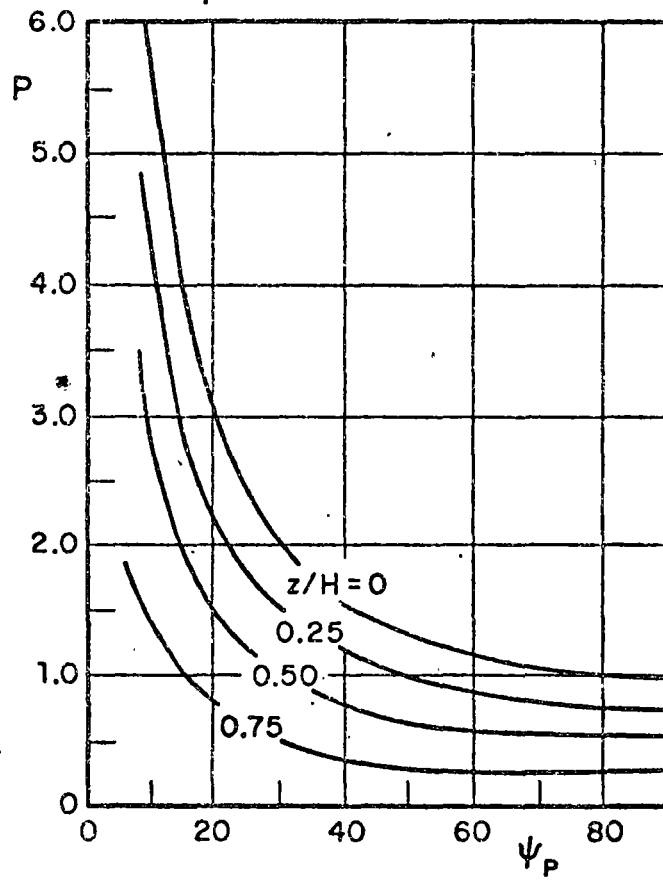


Fig 13a. Valores de P para varias geometrías (tomados de la ref 13)

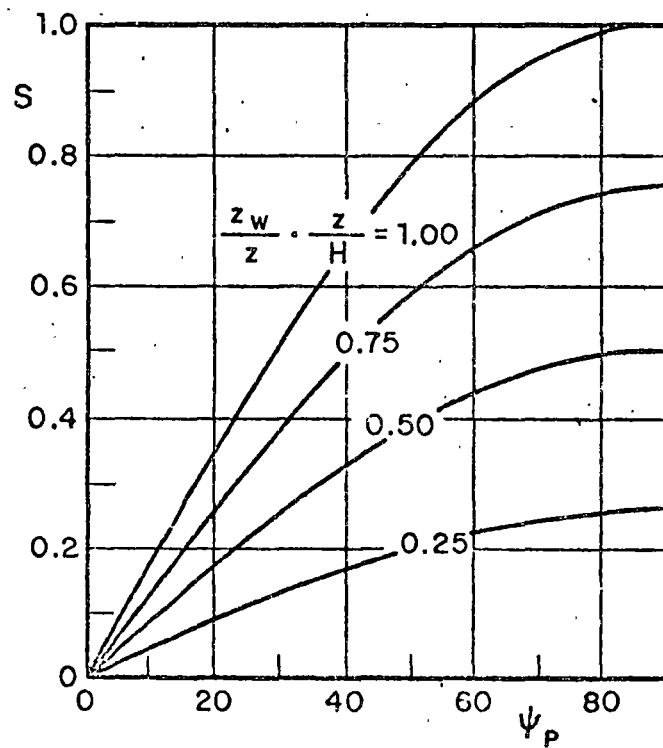
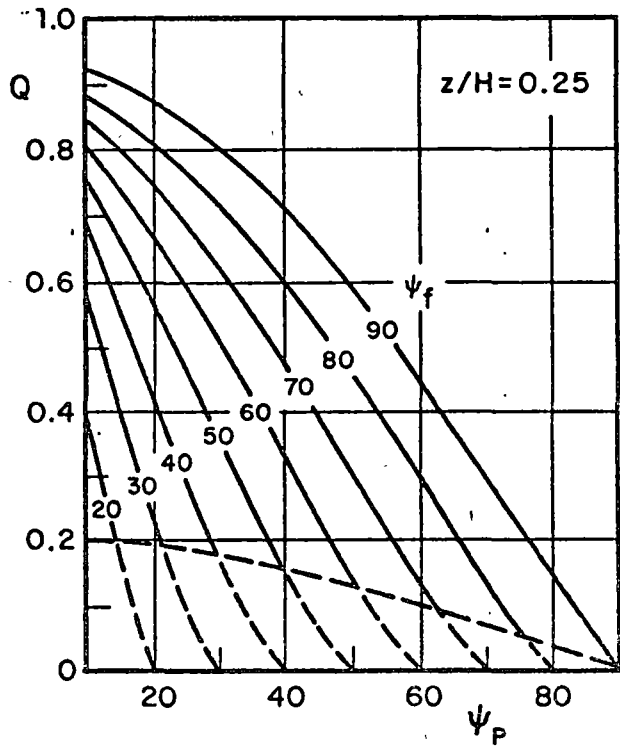
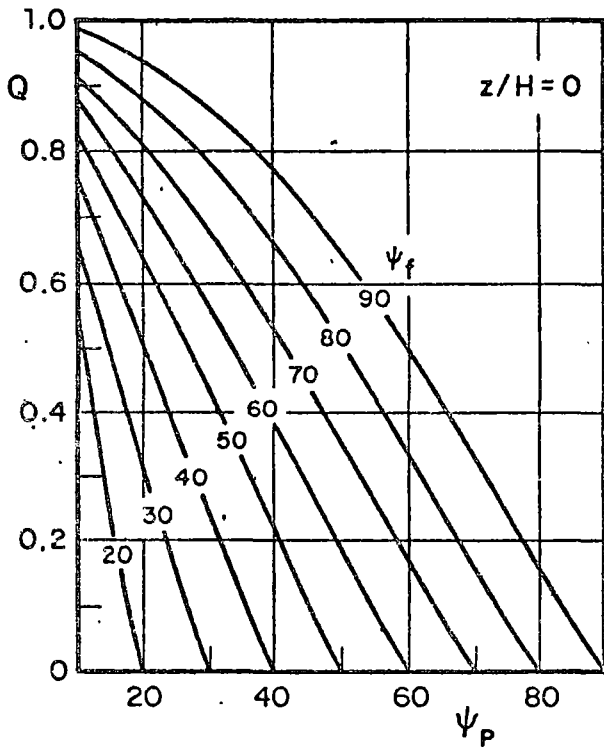


Fig 13b. Valores de S para varias geometrías (tomados de la ref 13)



NOTA : Las líneas discontinuas se refieren a una grieta de tensión en la cara del talud

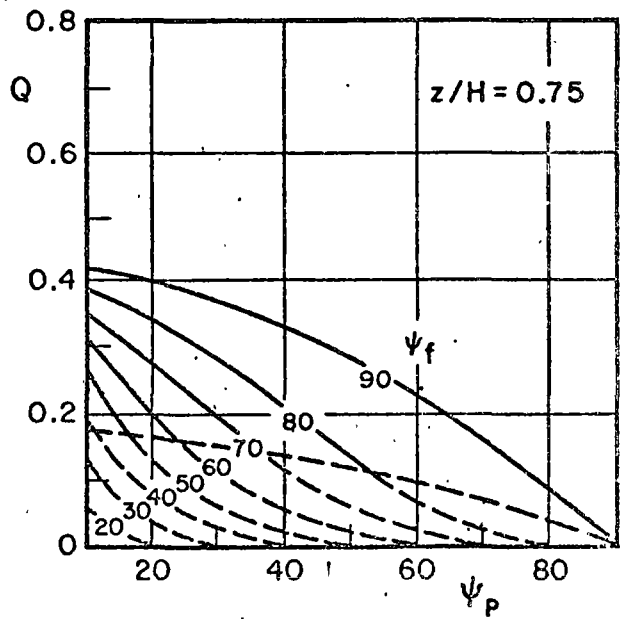
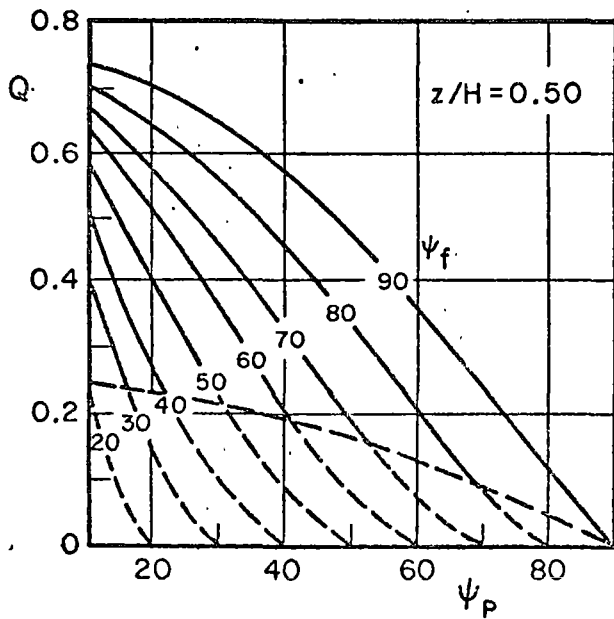


Fig 14 . Valores de Q para varias geometrías (tomados de la ref 13)

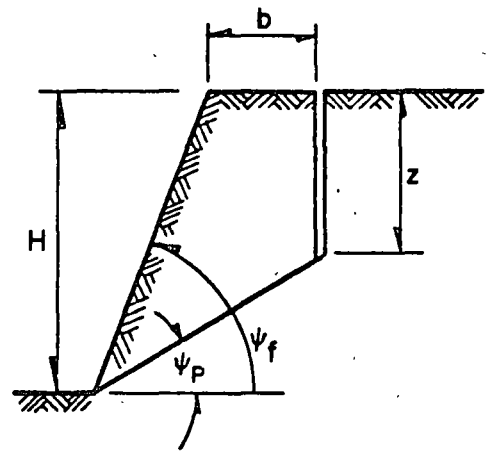
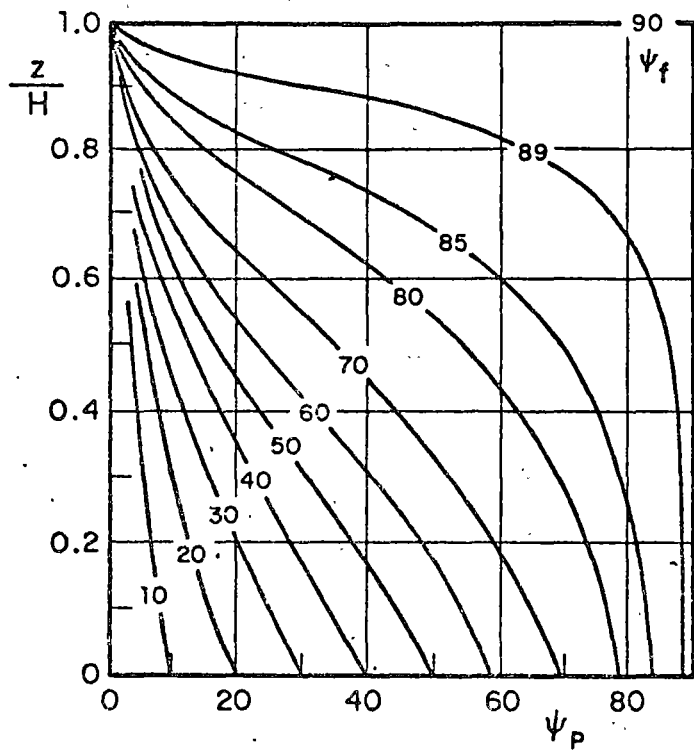


Fig 15a. Profundidad crítica de una grieta de tensión. Talud seco (tomada de la ref 13)

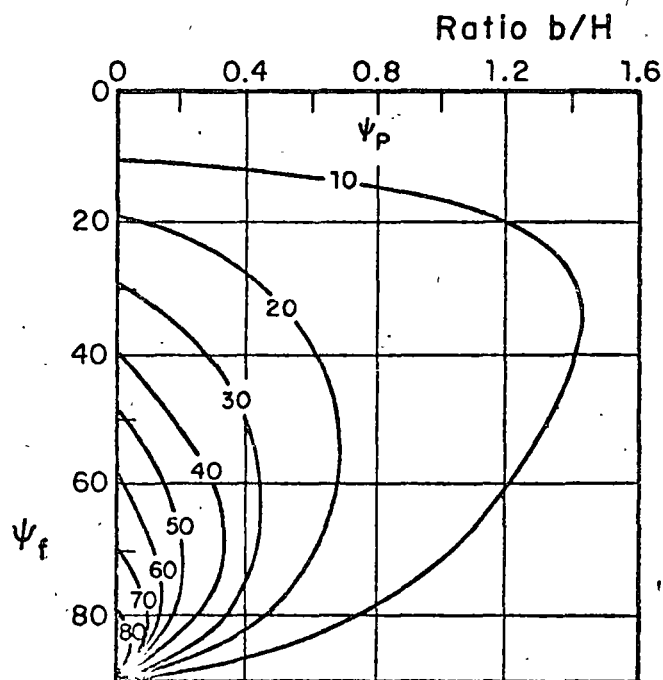
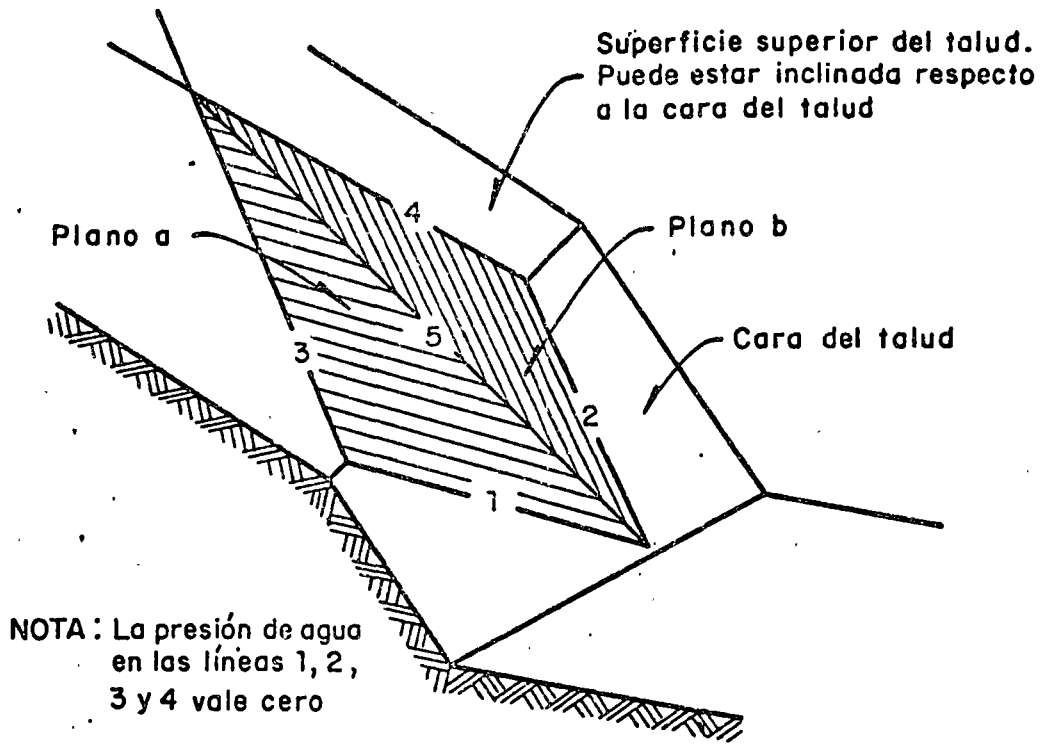
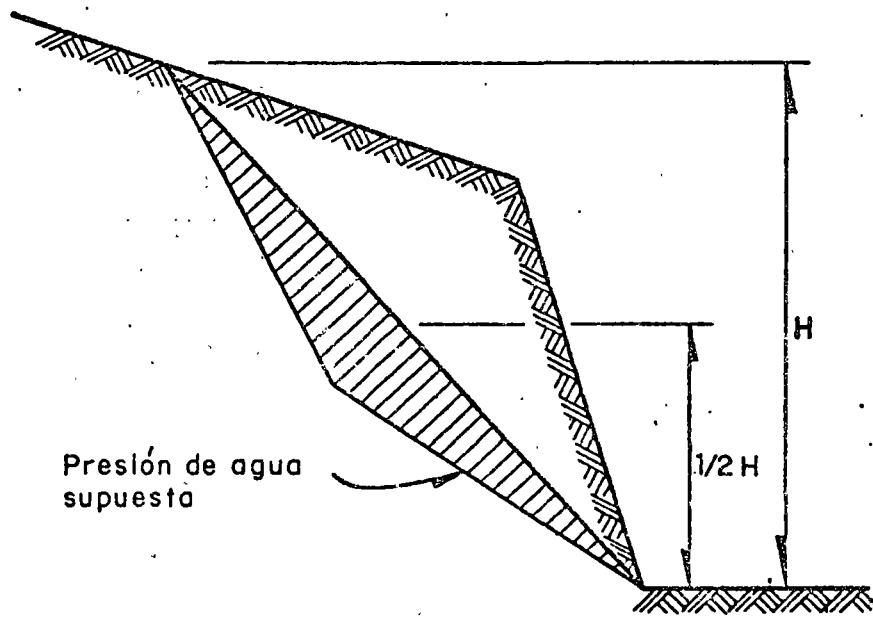


Fig 15b. Posición crítica de una grieta de tensión. Talud seco (tomada de la ref 13)

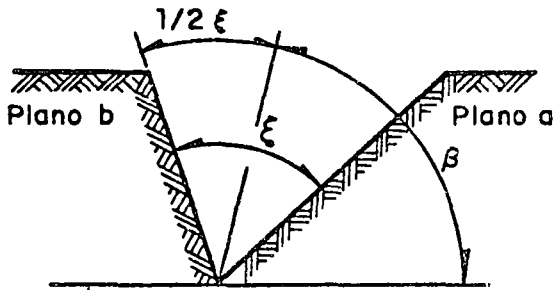


a) Vista de los planos de deslizamiento de la curva

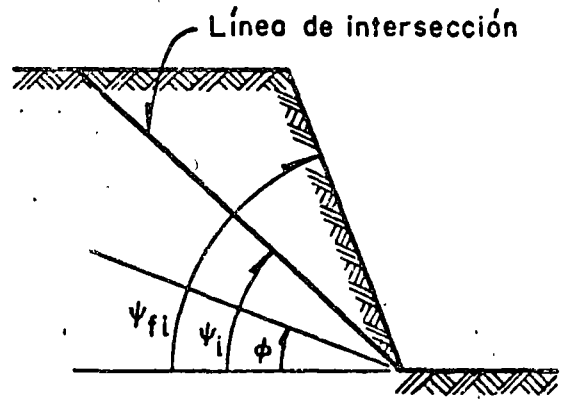


b) Vista normal a la línea de intersección 5

Fig 16. Planos de deslizamiento de la cuña analizada. Distribución de presión hidrostática supuesta



Vista a lo largo de la línea de intersección



Vista en un plano vertical que pasa por la línea de intersección

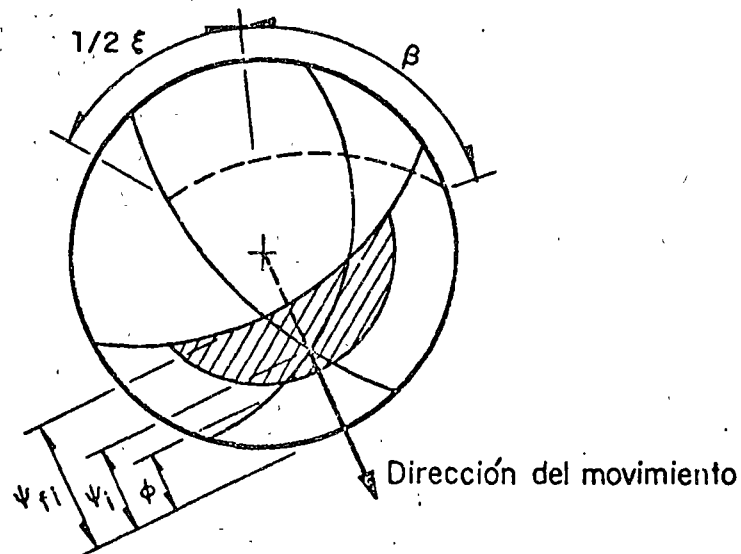
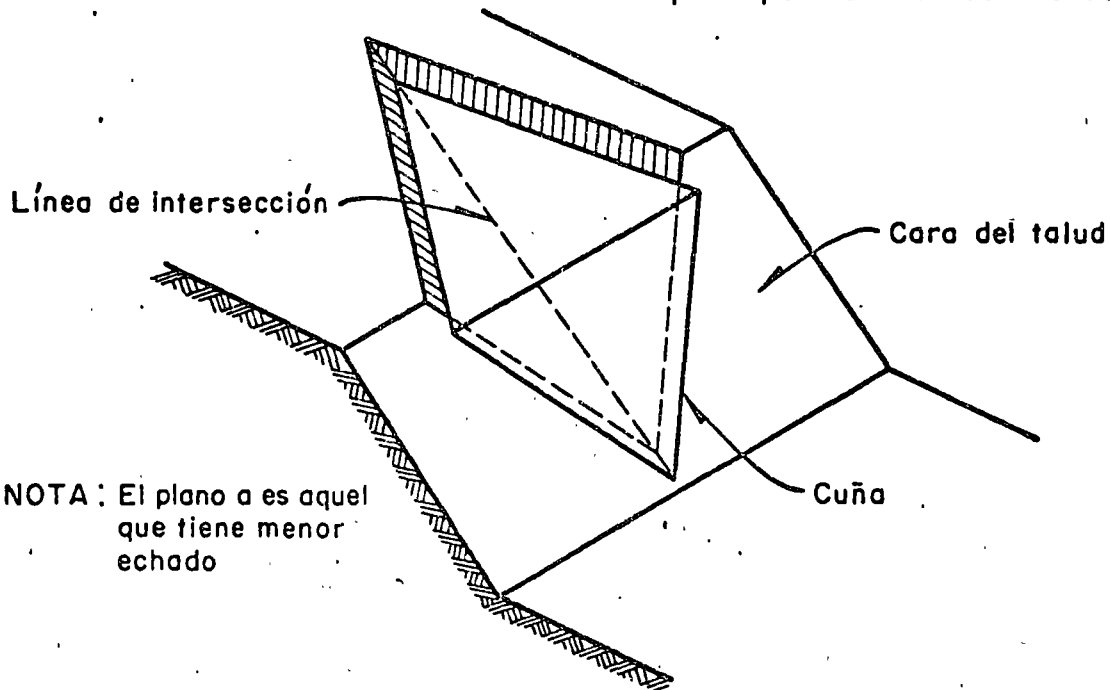


Fig 17. Geometría de la cuña analizada

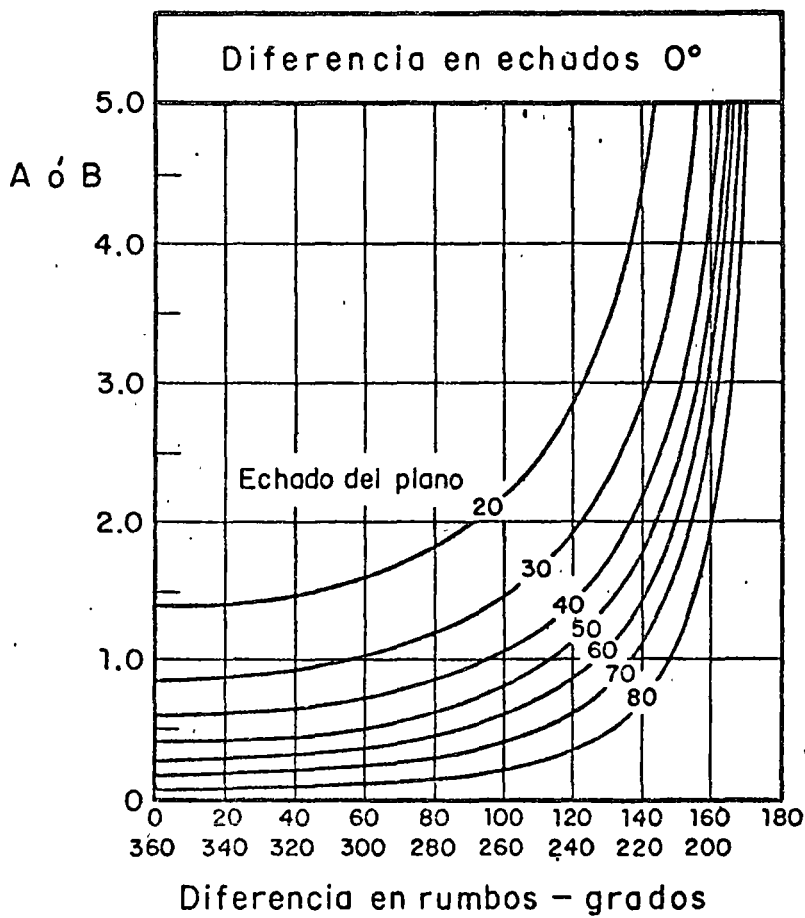
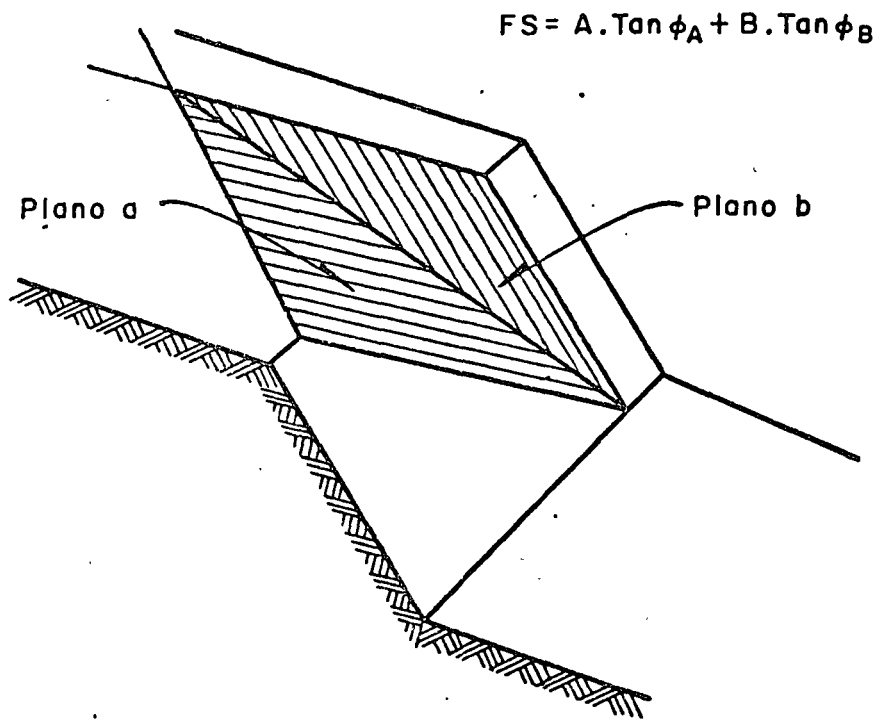


Fig 18. Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 0° (tomados de la ref 13)

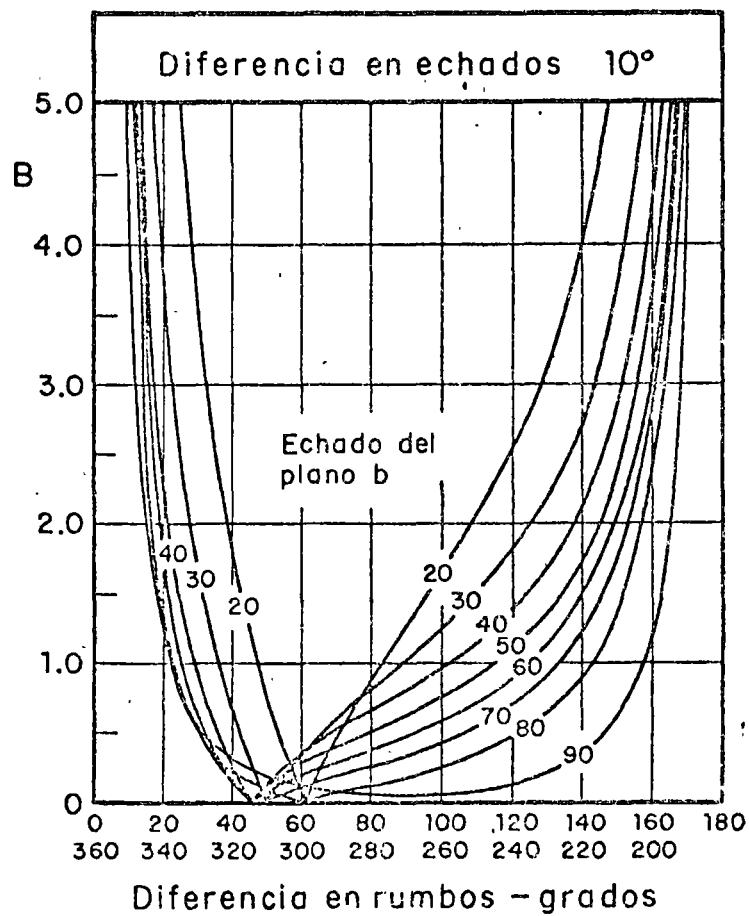
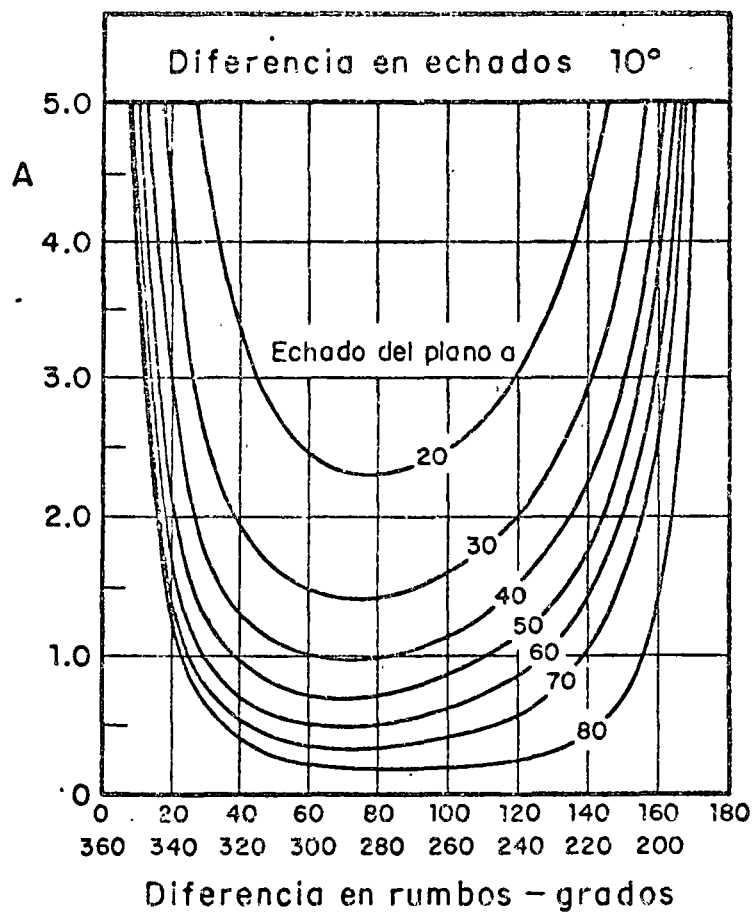


Fig 19. Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 10° (tomados de la ref 13)

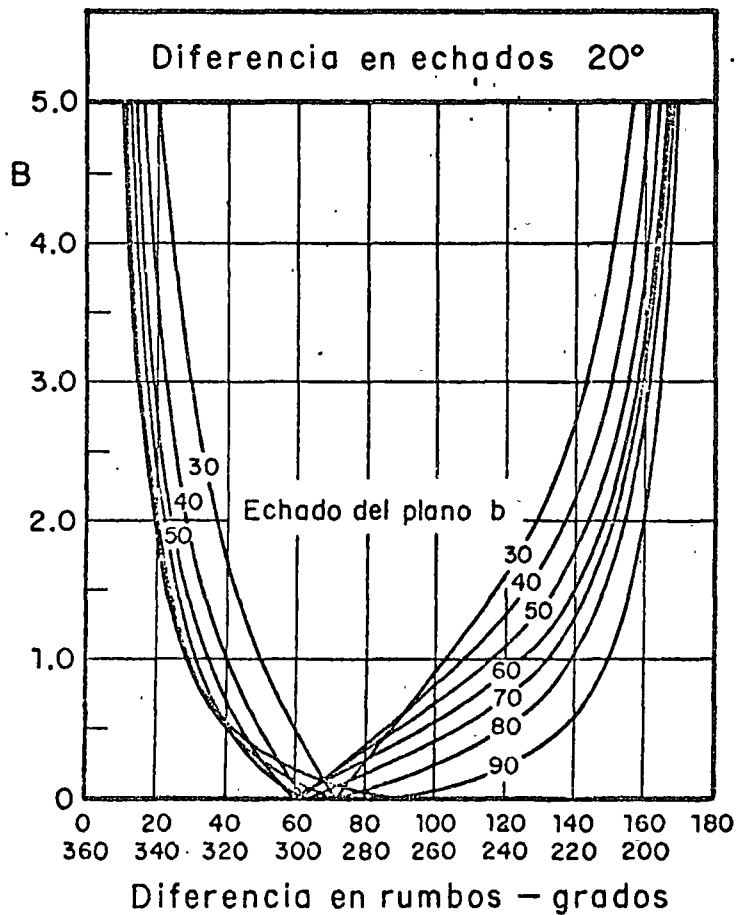
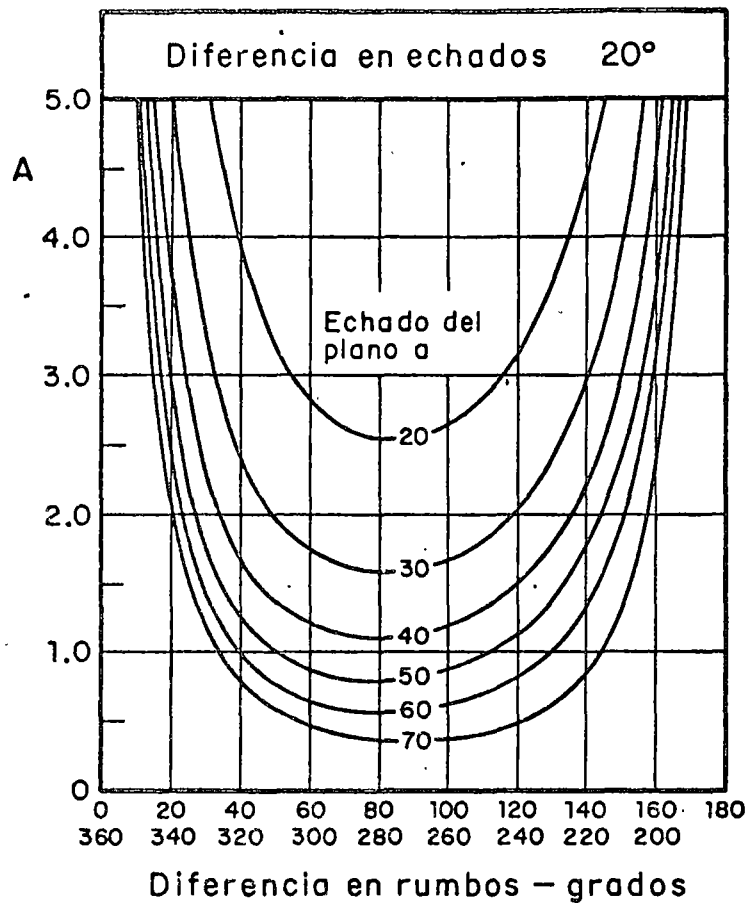


Fig 20. Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 20° (tomados de la ref 13)

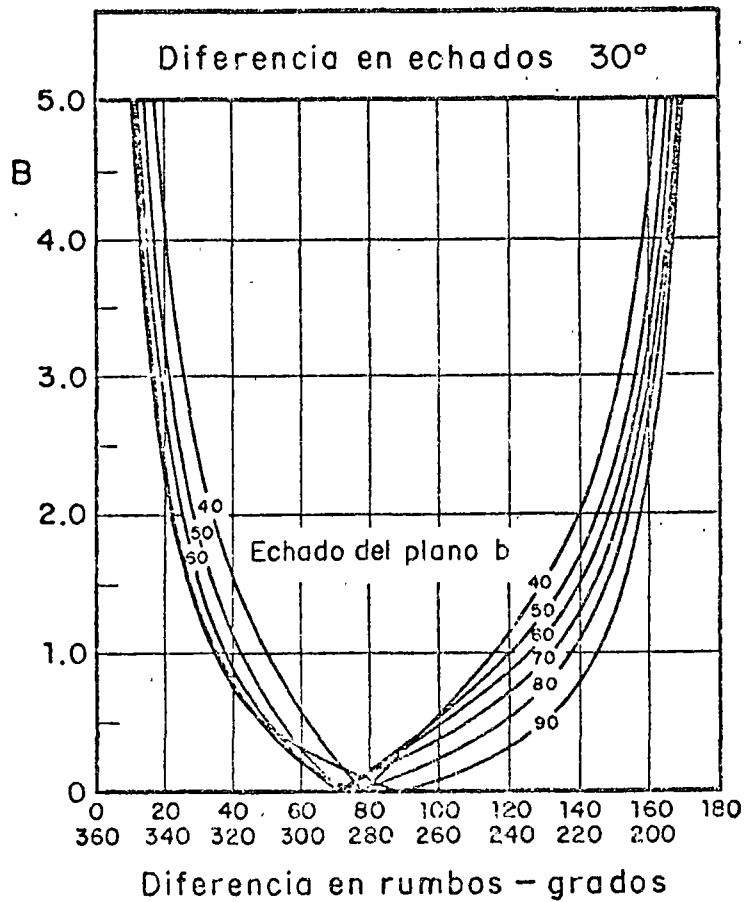
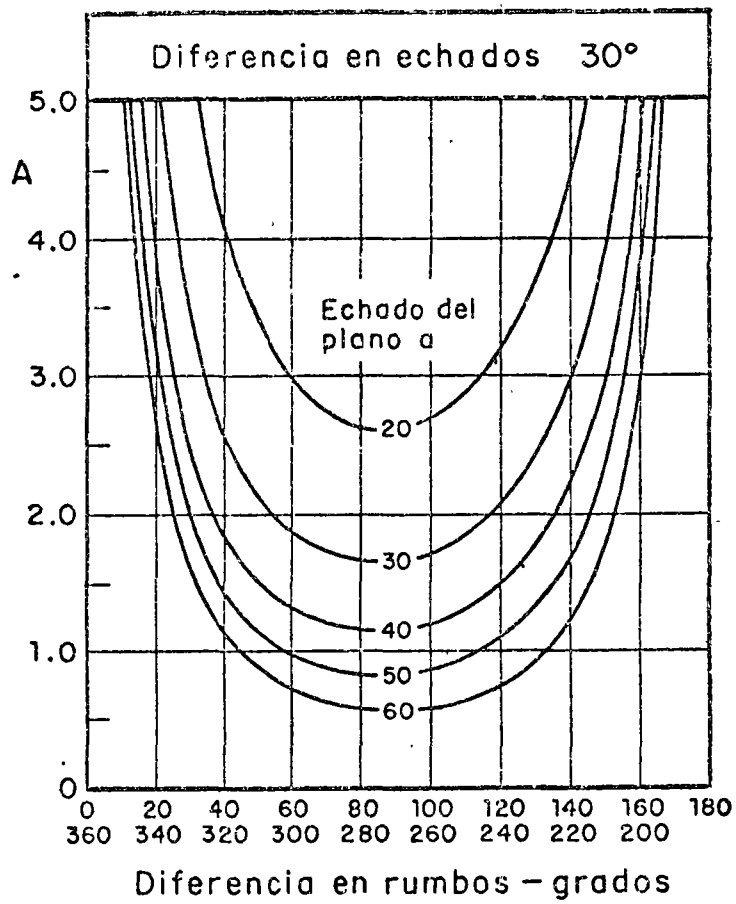


Fig 21. Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 30° (tomados de la ref 13)

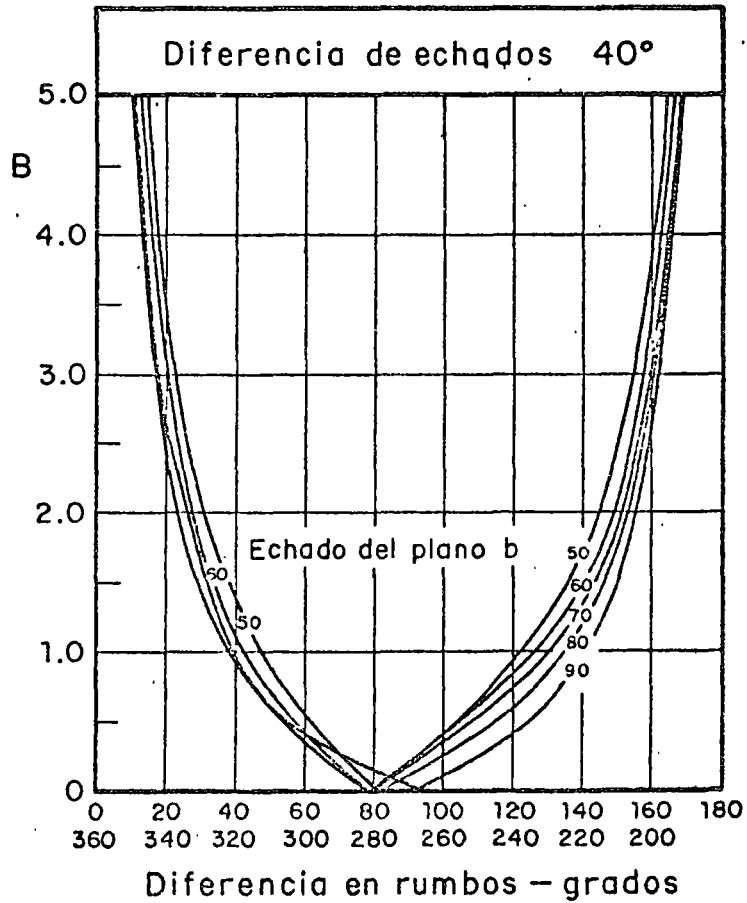
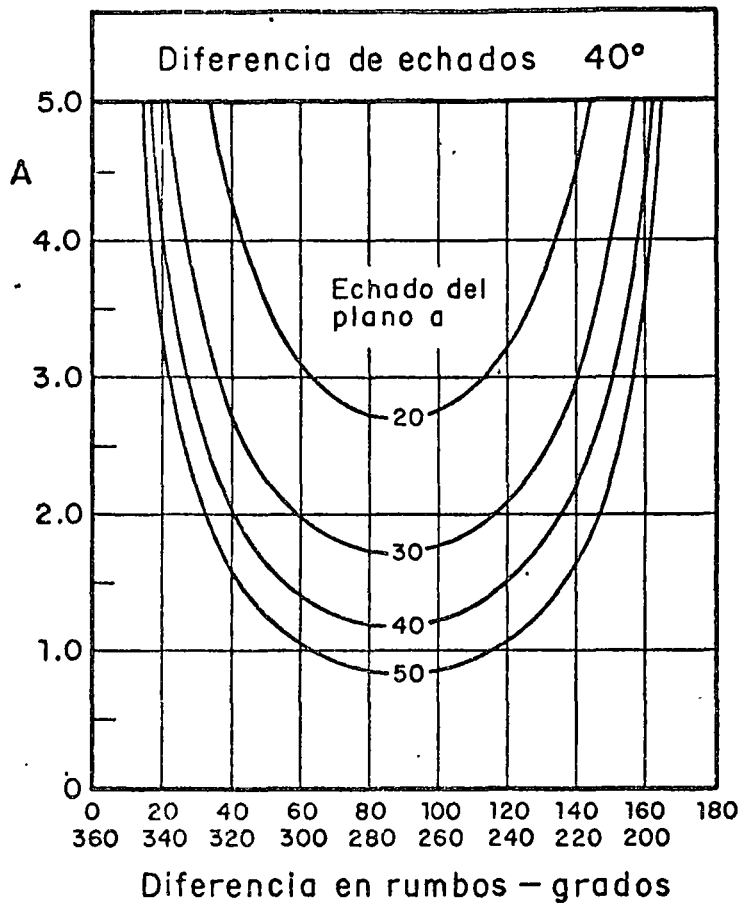


Fig 22. Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 40° (tomados de la ref 13)

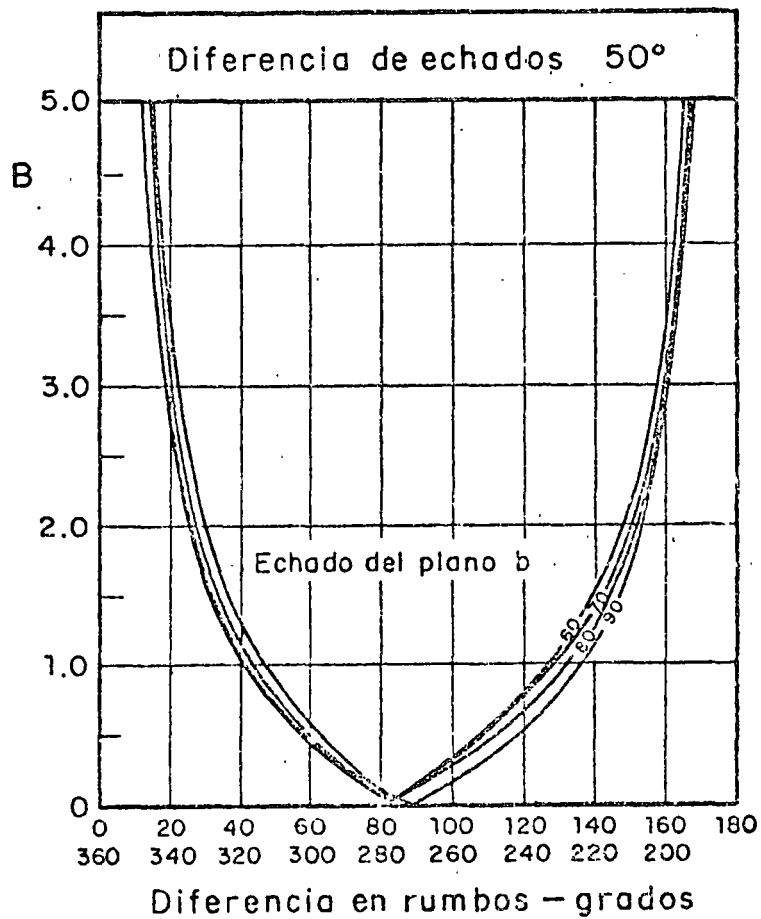
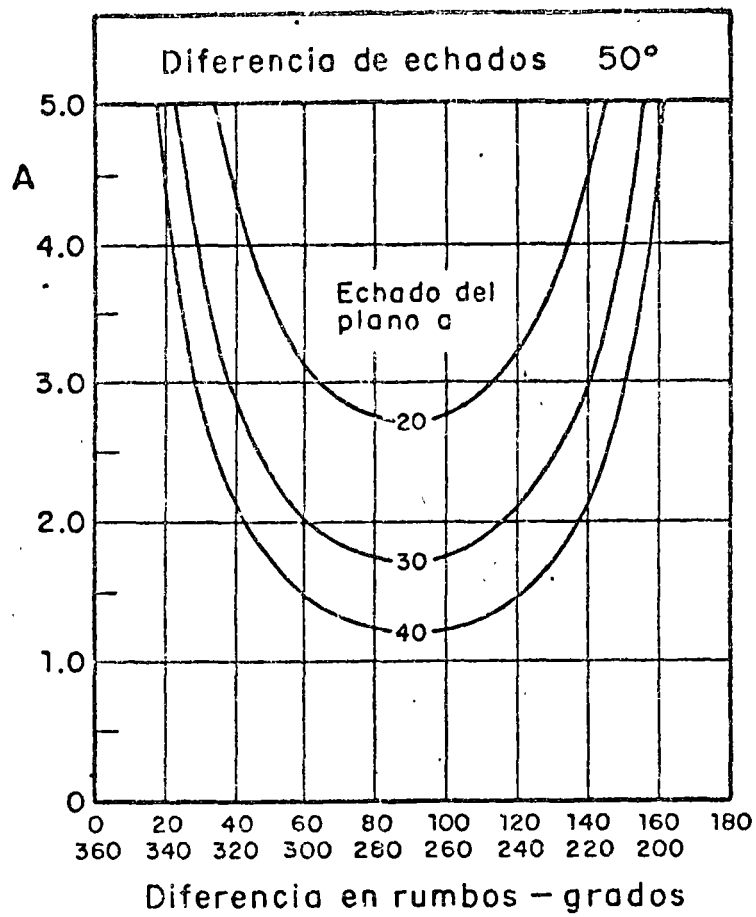


Fig 23: Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 50° (tomados de la ref 13)

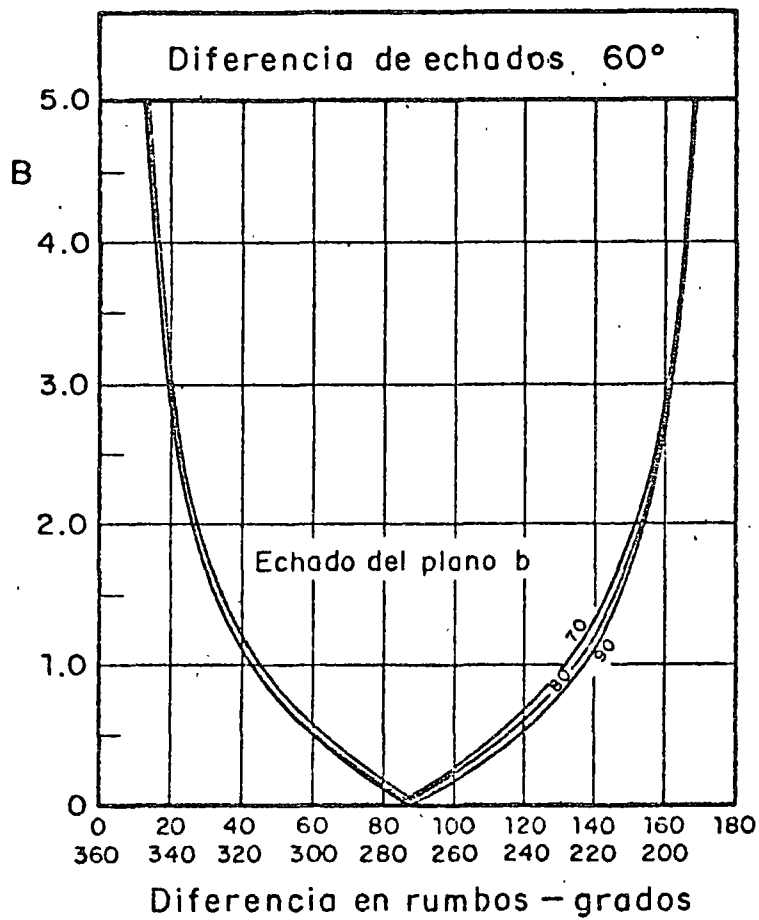
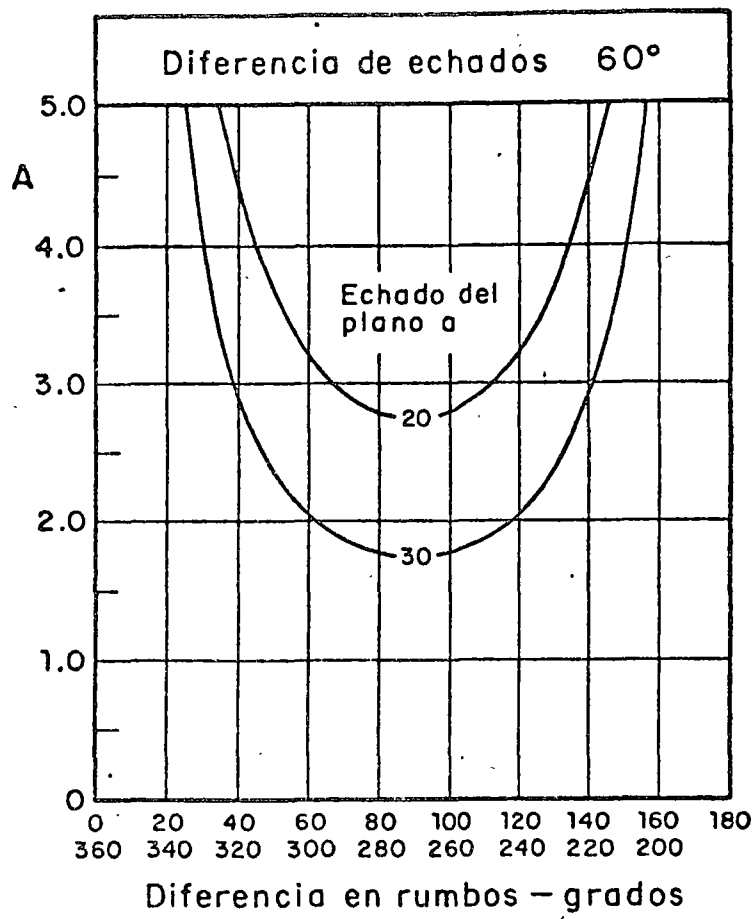


Fig 24. Valores de A y B. Resistencia solo por fricción.
Diferencia en echados 60° (tomados de la ref 13)

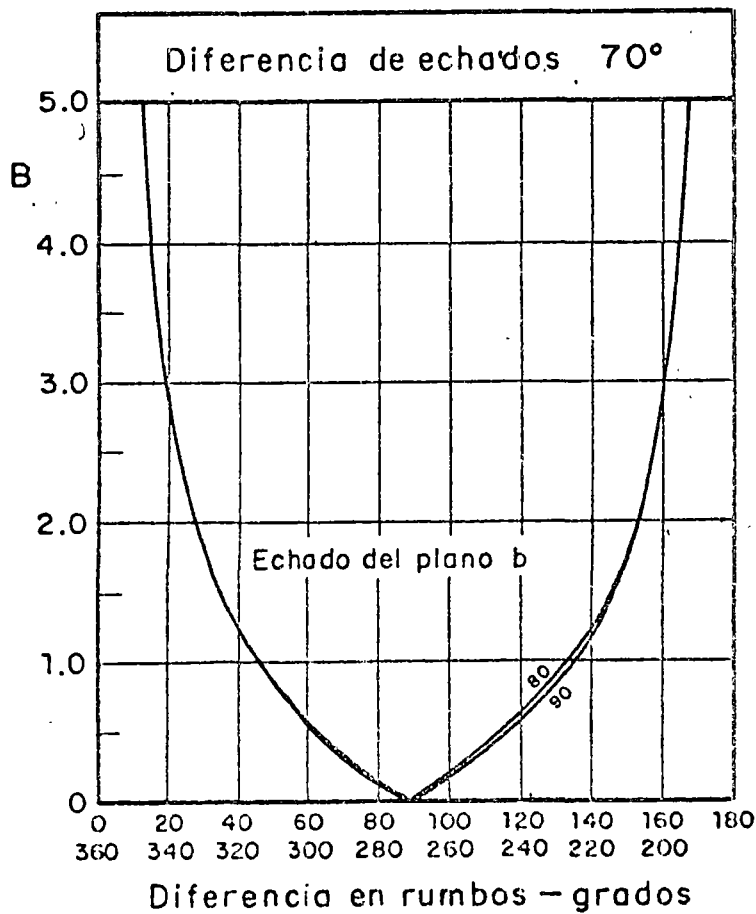
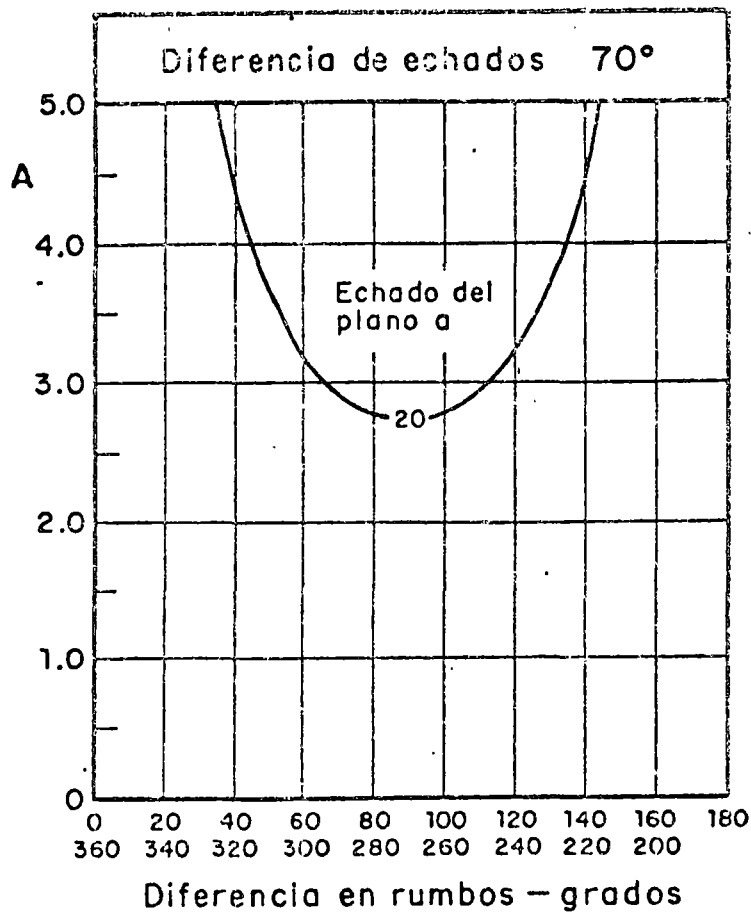
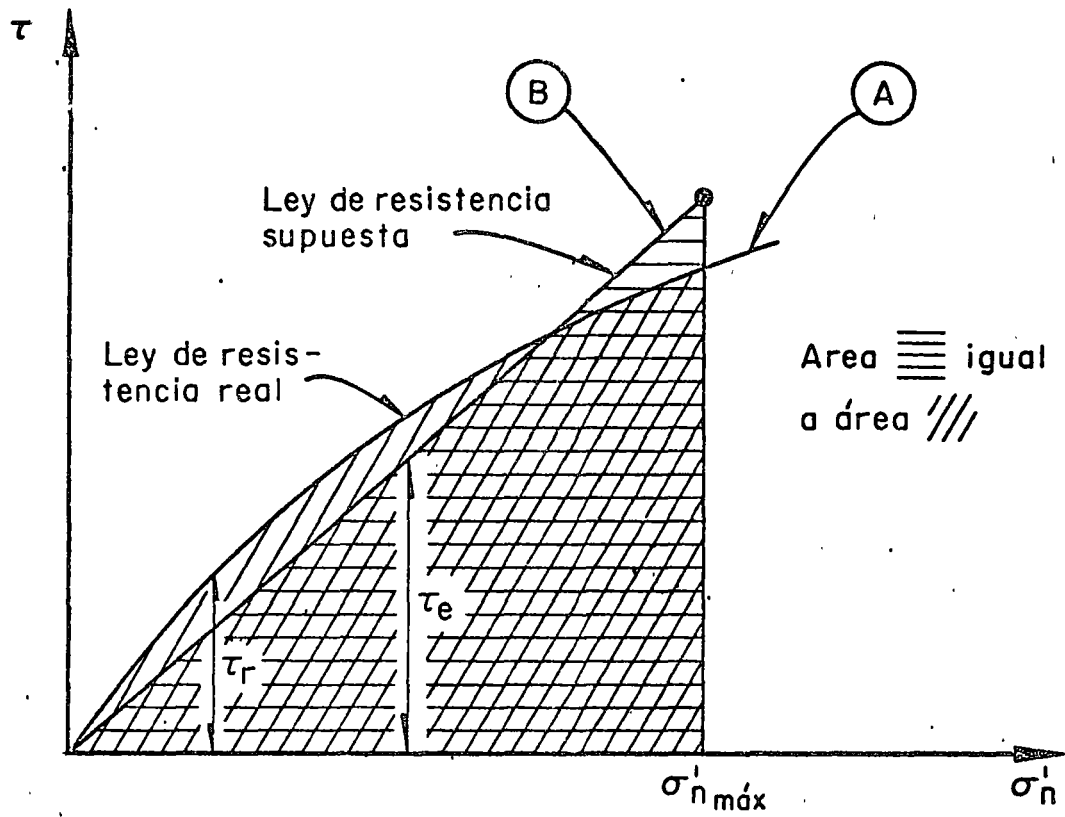


Fig 25: Valores de A y B. Resistencia solo por fricción. Diferencia en echados 70° (tomados de la ref 13)



$\sigma'_{n \text{ máx}}$ = esfuerzo normal máximo actuando sobre la superficie de deslizamiento

Fig 26. Criterio para simular una ley de resistencia curva

APENDICE 1 UN METODO DE MEDICION DE LA RUGOSIDAD DE FISURAS

En el capítulo 3 se menciona un nuevo criterio sobre la resistencia al corte de fisuras no rellenas. Entre las variables que influyen en la resistencia, se encuentra la rugosidad de las fisuras, definido cuantitativamente por el valor de JRC. En el mismo capítulo se mencionan los valores más probables de JRC como función de la forma de la fisura.

A continuación se describe un método distinto para la cuantificación de la rugosidad de las fisuras.

El método fue sugerido en la ref 14 y consiste en el empleo de placas circulares con distintos diámetros, apoyados sobre las irregularidades de una fisura. Con lo anterior puede medirse el ángulo, i , que forma la placa respecto al plano que contiene a la fisura. Para medir dicho ángulo, deberá de conocerse el echado del plano que contiene la placa y del que contiene a la fisura, siendo la diferencia de ambos el ángulo i buscado.

En lo anterior se supone que el rumbo de ambos planos, el de

la placa y el de la fisura, es el mismo; lo cual no es necesariamente cierto.

Para medir el echado del plano que contiene a la placa puede usarse un clisímetro adaptado.

Graficando el ángulo i contra el logaritmo del diámetro de la placa, S , se obtendrá una gráfica como la mostrada en la fig A-1. Aquí se han graficado los valores máximo y mínimo del ángulo i , obtenidas para cada diámetro de la placa.

Todavía no existe una buena colección de datos como para relacionar la curva obtenida (fig A-1) con el coeficiente JRC. Sin embargo, en la ref 13 se da la siguiente regla (ver fig A-1): obténgase la línea recta que mejor se ajuste a los datos y que pase por el punto A. El valor de JRC se obtiene entonces como la división entre 3, del ángulo i que corresponde al valor de $S = 1$ cm. En el caso de la fig A-1, se tiene que $JRC = 40/3 \approx 13$.

Como puede observarse, la regla descrita anteriormente es solo una aproximación al problema y falta todavía un buen volumen de datos por analizar antes de llegar a algo definitivo y confiable.

APENDICE 2 UN EJEMPLO DE CALCULO

Supongamos que en un corte de 18 m de altura se encuentra una roca caliza sana poco fracturada con una estratificación que tiene un echado contra el corte de 35° . Se desea saber si un talud de 1/4:1 es suficientemente seguro.

Supongamos que la falla puede ocurrir por deslizamiento a través de uno de los planos de estratificación y que existe una grieta de tensión rellena de agua, en la posición más crítica (en la parte superior de talud). Así mismo, si la resistencia del plano más probable de falla, está dada por $c = 8 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 60^\circ$, entonces se tiene que: (ver fig A-2)

$$z = 14.85 \text{ m}; \quad \gamma = 2 \text{ ton/m}^3; \quad \psi_f = 76^\circ; \quad \psi_p = 35^\circ$$

$$z/H = 0.83$$

$$z_w/H = 0.83$$

$$P = 0.30 \text{ (de la fig 13)}$$

$$S = 0.48 \text{ (de la fig 13)}$$

$$R = 0.415$$

$$Q = 0.12 \text{ (de la fig 14)}$$

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{(2c/\gamma H) \cdot P + |Q \cot \psi_p - R(P+S)| \tan \phi}{Q + RS \cot \psi_p} & (A-1) \\
 &= \frac{(2 \times 8 / 2 \times 18) \cdot 0.30 + |0.12 \times 1.43 - 0.415 (0.30 + 0.48)| 1.73}{0.12 + 0.415 \times 0.48 \times 1.43} \\
 &= - 0.32
 \end{aligned}$$

Este factor de seguridad negativo no es representativo, y se debe a la suposición de que existe una grieta de tensión desde la parte superior del talud hasta la superficie de falla más baja que pasa por el pie del talud, siendo mayores las fuerzas de subpresión que el peso del bloque.

Si se considera que los planos de estratificación son prácticamente impermeables y por tanto el empuje hidrostático U no se genera en el plano de falla, el factor de seguridad se calcula haciendo en la ec A-1 el término RP igual a cero, entonces:

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{(2 \times 8 / 2 \times 18) \cdot 0.3 + (0.12 \times 1.43 - 0.415 \times 0.48) 1.73}{0.12 + 0.415 \times 0.48 \times 1.43} \\
 &= 0.33
 \end{aligned}$$

En este caso se ha desechado el segundo término del numerador por ser negativo.

En vista de que FS es bajo, vale la pena analizar los casos en que la grieta de tensión se presenta a cierta distancia de la corona del talud, b.

Por la geometría del talud se tiene que:

$$z/H = 0.829 - 0.039 b \text{ (b en metros)}$$

Si en el cálculo de FS suponemos que la grieta puede llenarse de agua $z_w = z$, entonces se obtiene la siguiente tabla:

b	z/H	P	S	R	Q	FS1	FS2
m							
1	0.790	0.365	0.452	0.395	0.170	0.382	0.647
2	0.751	0.433	0.430	0.375	0.215	0.434	1.000
4	0.673	0.569	0.385	0.337	0.339	1.06	1.64
10	0.439	0.975	0.251	0.219	0.50	2.09	2.71

La columna FS1 indica el factor de seguridad en caso que la fuerza de subpresión se genere tanto en la grieta de tensión como en el plano de deslizamiento y la columna FS2 da el valor de FS cuando solo se genera subpresión en la grieta de tensión. Puede observarse que si se asegura un buen drenaje en un ancho de cuatro metros a partir de la corona del talud el factor de seguridad será suficientemente grande para fines prácticos.

Por último conviene revisar el factor de seguridad para el caso del talud en estado seco ($z_w = 0$), para diferentes posiciones de la grieta de tensión.

b	z/H	z	P	Q	FS
m		m			
0	0.829	14.5	0.30	0.120	3.58
1	0.790	14.2	0.365	0.170	3.44
2	0.751	13.7	0.433	0.215	3.36
4	0.673	12.1	0.569	0.339	3.25
10	0.439	7.9	0.975	0.500	3.33

Nota: R = S = 0

En estos casos el factor de seguridad es suficientemente grande. Nótese que FS va disminuyendo a medida que b aumenta hasta 4 m y posteriormente empieza a aumentar, esto es congruente con lo mencionado en el texto, respecto a la profundidad y posición

críticas de una grieta de tensión en el caso de un talud seco; para el caso anterior la posición crítica resulta ser $b = 5.7$ m.

En el cálculo anterior se ha supuesto la existencia de una grieta de tensión y se ha evaluado la influencia de su posición en el factor de seguridad en los casos en que esté llena de agua ($z_w = z$) o totalmente seca ($z_w = 0$). Los cálculos anteriores pueden efectuarse para los casos en que se desee obtener el factor de seguridad si se cree poco probable que las grietas de tensión sean tan profundas (en la tabla anterior puede observarse que la profundidad, z , de la grieta varía entre 7.9 y 14.5 m si su posición, b , varía entre 10.0 y 0.0 m respectivamente). Así mismo, puede calcularse FS en caso que la profundidad del agua en las grietas sea variable $0 < z_w < z$.

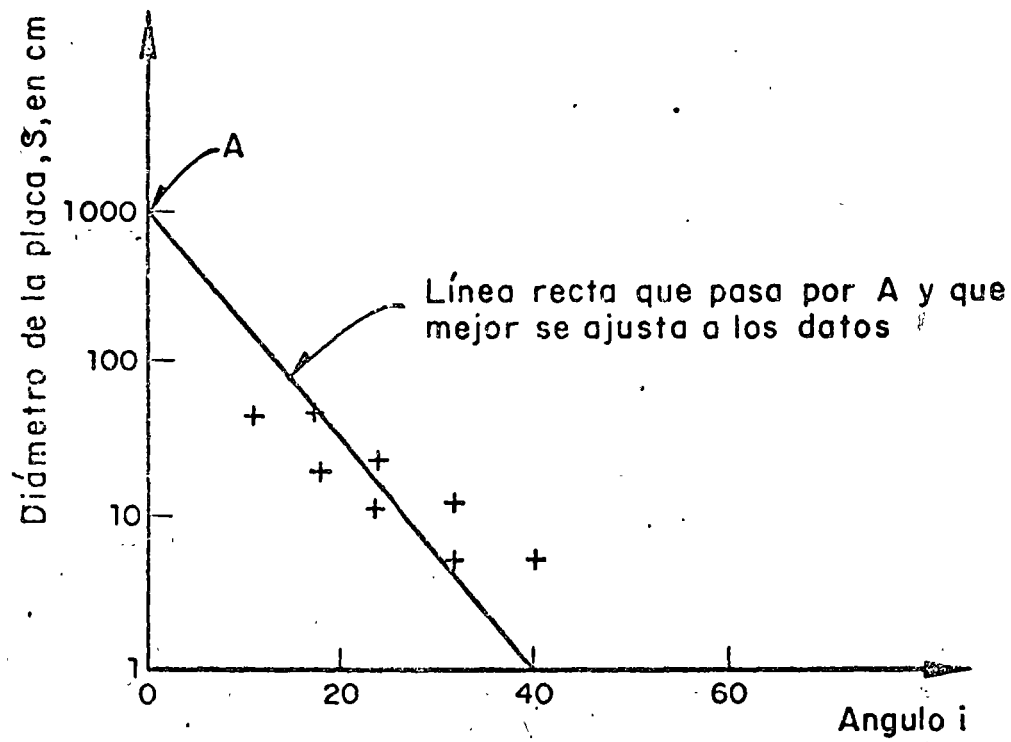


Fig A.1. Una medida de la rugosidad

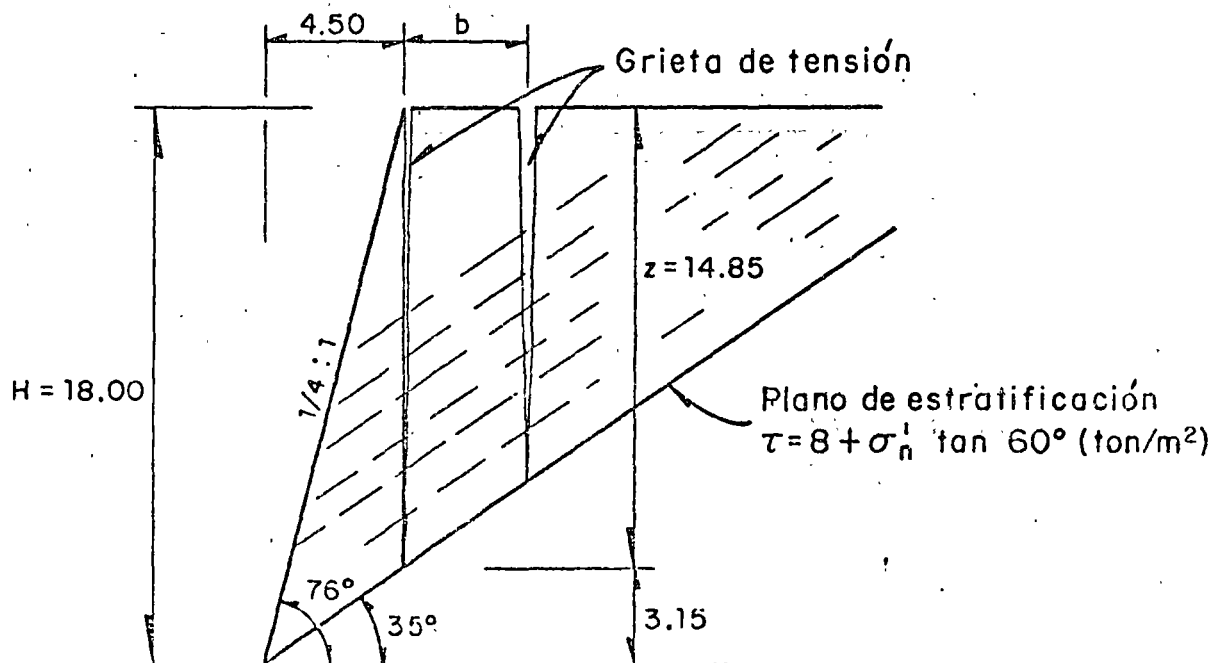


Fig A.2. Ejemplo

A REVIEW OF THE SHEAR STRENGTH OF FILLED DISCONTINUITIES IN ROCK

Oversikt over skjærfastheten hos fylte diskontinuiteter i fjell.

Dr. Nick. Barton, Norges Geotekniske Institutt.

SUMMARY

Rock discontinuities that are filled with plastic materials represent one of the greatest problems in rock engineering. The wide range of properties and variety of occurrences make it extremely difficult to estimate the shear strength in anything but crude terms – for instance "low" ($\phi_f = 12^\circ - 20^\circ$), or "very low" ($\phi_f = 6^\circ - 12^\circ$). Even the ability to classify in this manner may be extremely valuable when designing the optimum anchoring or bolting required to stabilize surface cuttings or the walls of large underground openings. The most complicated and critical filled discontinuities may need to be tested in situ, if the cost of failure is sufficiently high.

If direct shear tests are to be performed it is extremely important that the test conditions are as relevant as possible to field conditions. The soil mechanics principles relevant to shearing and unloading problems are briefly reviewed. It would seem that slow drained tests will be the most relevant test method for all cases involving unloading above the critical filled discontinuities.

An increasing degree of complexity is introduced into the problem when the clay fillings are less thick than the roughness amplitude of the wall rock. A limited shear displacement will then result in a marked stiffening when opposed rock asperities make contact.

Both idealized laboratory models and engineering examples of rock wall interaction are reviewed, in an attempt to clarify the relative importance of filling behaviour and rock contact. Shear test results reported in the literature for filled discontinuities are tabulated in an appendix.

INTRODUCTION

For various reasons the rock joints of Norway, both clean and clay-filled, have hardly ever been tested in direct shear, either in the laboratory or in situ. Among the most important reasons for this apparent failure are:

- (i) the unusually high strength of most of the rock
- (ii) the relative lack of surface weathering, due to recent glacial erosion
- (iii) generally widely spaced and discontinuous jointing
- (iv) extremely varied and complicated occurrences of filled joints

The first three factors combine to make shear testing "unnecessary" in the view of the optimistic design engineer. The last factor makes testing "impossible", or at least very expensive. The object of the next few paragraphs is to show that shear strength parameters can play an important role in rock engineering.

The two stability problems illustrated in Figure 1 are examples of engineering constructions that result in unloading of two hypothetical clay filled joints. If these clay fillings are in a heavily over-consolidated state it is quite possible that their initial shear strength (combined cohesion and friction represented by $\tan^{-1} (\tau/\sigma)^\circ$) will exceed their angle of dip (α). Their apparent short term stability will be increased by the marked drop in pore water pressure as a result of unloading and increased shear strain. The visible signs of complete stability at the end of construction might easily lead to inadequate anchoring or bolting, which in any case could not be designed economically without knowledge of the approximate long term shear strength of the clay filled joints.

In time, as a result of increasing pore water pressures and softening and swelling of the clay, the stability will deteriorate and an increasing load will be thrown onto the existing bolts or anchors. It is quite possible that tension cracks above a surface cutting could be filled with water during unfavourable weather conditions.

All these factors should be taken into account when designing optimum reinforcement. A simple force diagram such as that illustrated in Figure 1 will provide the designer with the required anchor loads, for instance in units of tons per metre of wall. An estimate of the long term shear strength ($\tan^{-1} (\tau/\sigma)^\circ$) is absolutely necessary, since this is the angle that the anchors should be inclined, relative to the dip (α) of the critical clay filled joints. Relative to horizontal the anchors or bolts should be inclined at an angle (β) as follows:

$$\beta = \alpha - \tan^{-1} (\tau/\sigma)^\circ \quad \begin{array}{l} (+) \text{ upwards} \\ (-) \text{ downwards} \end{array} \quad (1)$$

The above examples illustrate that there are simple everyday uses for shear strength information. Perhaps more important than anchor design, is the ability to estimate that it is often unnecessary. The force diagram illustrated in Figure 1 (stippled line) indicates that anchoring may not be required if the line of action (R) intersects the line of action (W), unless a certain factor of safety is required in addition to the pessimistic water pressure assumptions.

Methods of testing filled discontinuities

It may be possible to extract clay samples from simple clay filled discontinuities, and thereby perform relatively inexpensive shear tests in the laboratory. More complicated occurrences involving clay and decomposed rock may need larger scale tests and more careful recovery using the method of "integral sampling" described by Rocha (1). An ingenious method of wire sawing described by Londe (2) can be used for recovering larger blocks containing the filled zone. Finally there are large scale in situ tests which are often justified for important dam foundations. Figure 2 illustrates three possible test set-ups which have been used for testing block samples from about 40 cm to 300 cm in length. Such tests are very expensive and time consuming, but justified if the cost of failure is sufficiently high. Unfavourable tectonic shear zones beneath the 100 metre high Krasnoyarsk dam in Russia qualified for 8 m x 12 m tests. Each block weighed at least 1700 tons. Details of these tests — probably the worlds largest — are given by Evdokimov and Sapegin (6).

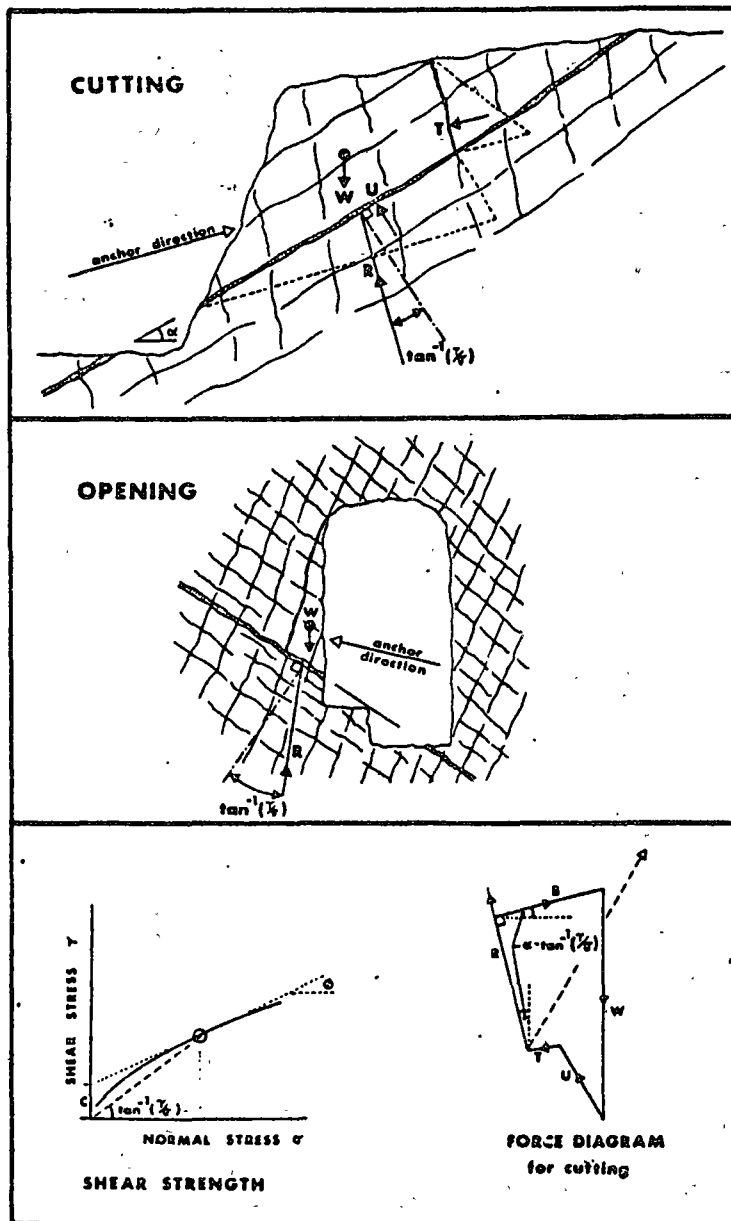


Fig. 19-1 Engineering occurrences of filled discontinuities in which knowledge of shear strength is necessary for the design of optimum reinforcement.

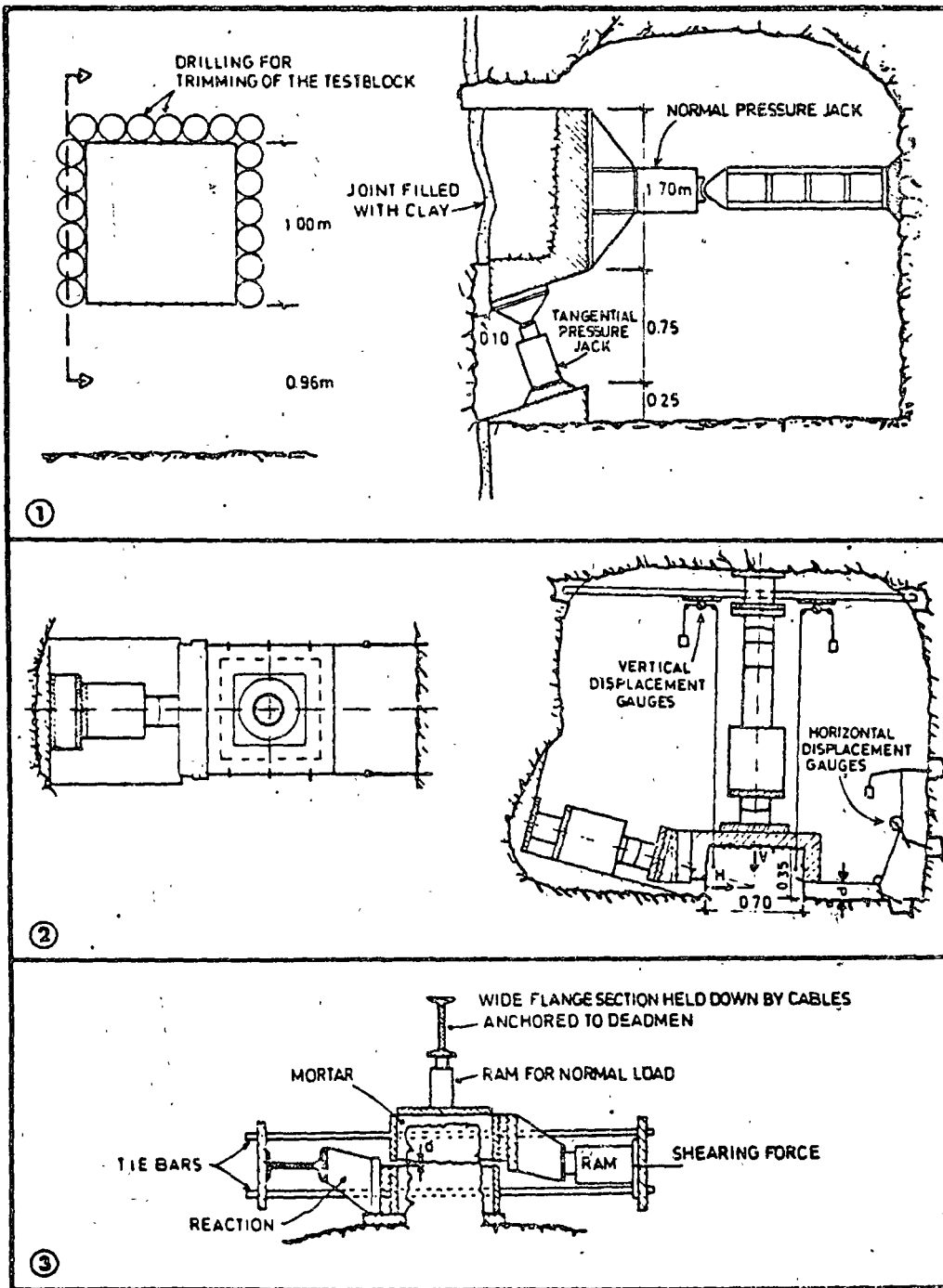


Fig. 19-2 In situ direct shear equipment for testing vertical and horizontal discontinuities exposed in an adit, and for testing a horizontal joint where a reaction frame is needed to apply the necessary forces. After Romero (3), Rocha (4) and Dodds (5).

SLIDING ALONG FILLED JOINTS – SIMPLIFIED GEOMETRICAL EFFECTS

The behaviour of discontinuities that are filled with a thick layer of clay, where there is no complication due to rock/rock interaction, can be largely understood from well tested soil mechanics principles. Complications arise due to fillings that consist of widely graded materials, for instance rock breccia down to clay, and for discontinuities that have a filling no thicker than the amplitude of the wall roughness. Unfortunately, these complications seem to be the rule rather than the exception.

The range of behaviour that can be exhibited by different filled discontinuities is so vast that it is necessary to build up a picture in small steps starting with the simple geometric effects.

If a filled joint is sheared under conditions of no lateral (normal) displacement, there will be no change in the volume of the filling. Closing asperities will be exactly balanced by diverging voids. If, under these conditions, rock contact does eventually occur and dilation is then allowed, there will be an increase in volume which might cause negative pore pressure to be developed unless the rate of shearing is very slow. A thinly filled rough discontinuity may dilate and increase in volume enormously, but this effect will steadily reduce as the thickness of the filling increases. The effect will theoretically disappear when the thickness of the filling just exceeds the amplitude of the largest asperity.

Figure 3 is an idealized picture of a rough, undulating joint that has four hypothetical thicknesses of clay filling. The shear characteristics of these four examples can be grossly simplified as follows:

- A. Almost immediate rock/rock asperity contact. Shear strength will be very little different from the unfilled strength because the rock/rock contact area at peak strength is always small. Normal stresses across the contact points will be sufficiently high to dispel the clay in these critical regions. Slight reduction in dilation component of peak strength may be more than compensated by "adhesive" action of the clay in zones which would be voids during shear of the unfilled joints. Dilation due to rock/rock contact will cause negative pore pressures to be developed in filling if shearing rate is fast.
- B. May develop same amount of rock/rock contact as in A, but required displacement will be larger. Dilation component of peak strength greatly reduced since new position of peak strength is similar to position of residual strength for unfilled joints. Similar "adhesion" effect as in A. Less tendency for negative pore pressures due to reduced dilation.
- C. No rock/rock contact occurs anywhere, but there will be a build up of stress in the filling where the adjacent rock asperities come closest together. If the shearing rate is fast there will be an increase in pore pressure in these highly stressed zones and the shear strength will be low. If on the other hand the shearing rate is slow, consolidation and drainage will occur, the drainage being directed towards the low stress pockets on either side of the consolidating zones. The net result will be a marked increase in shear strength as compared to the fast shearing rate.
- D. When the discontinuity filling has a thickness several times that of the asperity amplitude, the influence of the rock walls will disappear. Provided the filling is uniformly graded and predominantly clay or silt the shear strength behaviour will be governed by straight-forward soil mechanics principles.

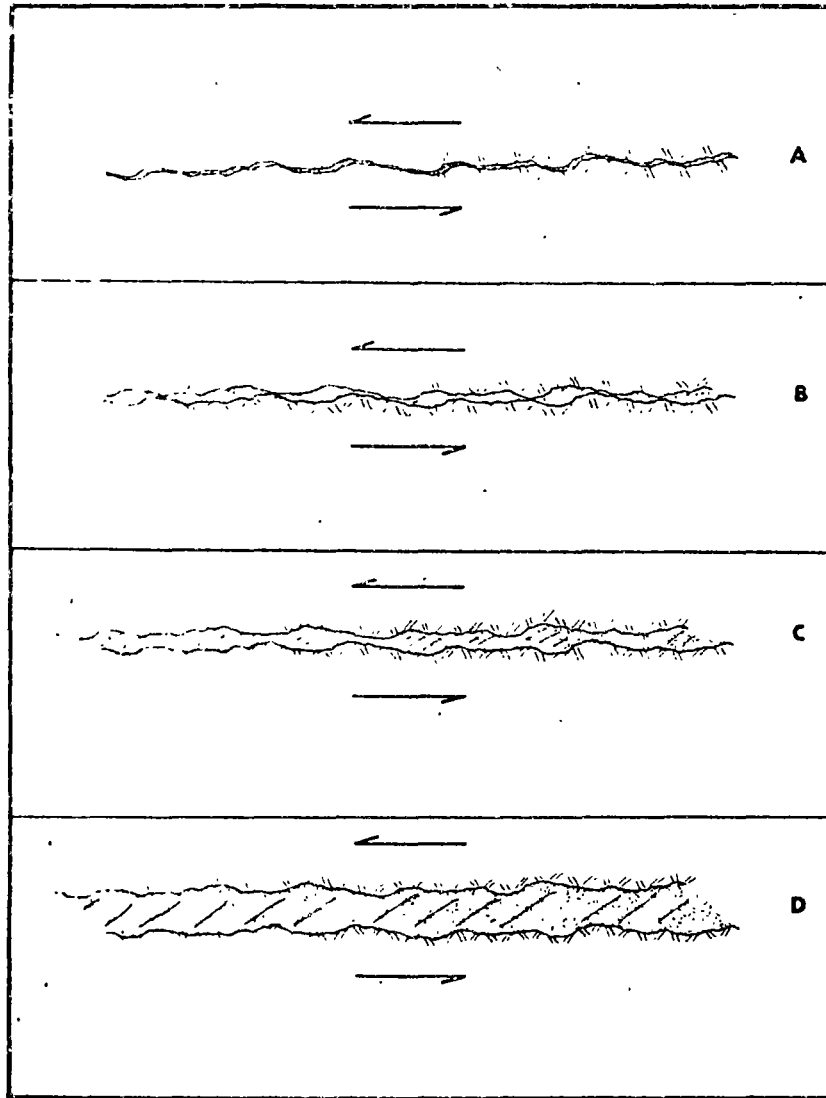


Fig. 19-3 Four categories of discontinuity filling thickness.

Rocha (4) has suggested that if the stresses present in the joint filling are very low in comparison with the overburden stresses, it can be safely assumed that the influence of the filling material on the shear strength is slight. He has also observed that joints are frequently closed in certain lengths and filled with weak material in others, and has suggested that this intermittent type of filling need not be taken into account if it does not occur continuously for a considerable proportion of the foundation surface. In other words, in such cases, in situ test blocks would be prepared where the joints were closed and the filled pockets would be ignored. These observations appear to be valid in principle, but in practice would require a very thorough investigation programme, perhaps to the extent of tracing partially filled joints by means of galleries.

OCCURRENCES OF FILLED JOINTS AND INFLUENCE OF DISPLACEMENT AND LOADING HISTORY

The simplified geometrical effects discussed above take little or no account of the real complexity and range of occurrence of filled joints. To understand the significance of all the different varieties it is again necessary to simplify greatly, but on a more realistic level.

To start with it is convenient to divide the numerous varieties of filled joints into two parts: Those that have suffered earlier shear displacement and are therefore at, or near residual strength, and those that have not been displaced.

The first group of occurrences involving previous displacement is typified by faults, old slide surfaces in rock masses, shear zones, clay mylonites, and bedding plane slips. These last two occurrences probably involved slip across discontinuities which were already clay-bearing and merely represented weak horizons during folding or gravitational sliding during basin formation. In contrast, the faults and prehistoric slide surfaces probably became filled with breccia and gouge during the sliding process itself. Subsequently, the finer material may have been altered to clay with particle orientation more or less parallel to the shear planes due to the favourable stress system. These weak zones have probably suffered many periods of displacement as a result of subsequent stress changes. In all these cases one must assume for design purposes that sufficient shearing has occurred for favourable clay particle orientation and for smoothing of rock protrusions. Close to the surface there may be instances where silty-clay materials have subsequently been washed into voids as a result of near-surface weathering. These zones will obviously not be at their residual strength. Nevertheless, the shear strength of the whole will be low, particularly in view of the additional softening that may occur due to increased water content.

The second group of occurrences, specifically those involving no previous displacement, is typified in sedimentary rocks by alternating beds or seams of clay and weak rocks such as shales, sandstone or limestone. In igneous and metamorphic rock masses there will be many varieties of filling as a result of alteration, for instance the alteration of a diabase dyke to amphibolite and finally to clay, and the alteration of feldspar to clay. A very large group of filled discontinuities can be broadly described as hydrothermally altered. Sometimes these will be the end product of hydrothermal alteration of an old fault zone, and a weak alteration product such as montmorillonite will be found within a crushed zone perhaps several metres wide. In other cases the hydrothermal alteration product may be relatively strong and the zone may also be quite narrow, as typified by quartz or calcite filled joints. The formation of clay particles as a result of hydrothermal alteration would seem unlikely to be accompanied by preferential particle orientation, due to the probable hydrostatic nature of stresses during crystallization. As regards near-surface excavation, there are two further potential classes of undisplaced clay/rock interfaces which can have an important influence on stability. Both are a direct result of surface weathering. The finer products of weathering such as silty clays may be washed into open, water conducting joints and gradually precipitate as a weak unconsolidated clay with a correspondingly high water content. In other cases the products of weathering may remain in situ and result in a weak interface between two dissimilar rocks which are differently weathered. Patton and Deere (7) have discussed several practical examples and their adverse influence on rock slope stability.

The division of occurrences into displaced and undisplaced categories is illustrated in Figure 4. An additional and very important category is also shown: normally- or over-consolidated. If previous displacement has occurred then the weakened state will be

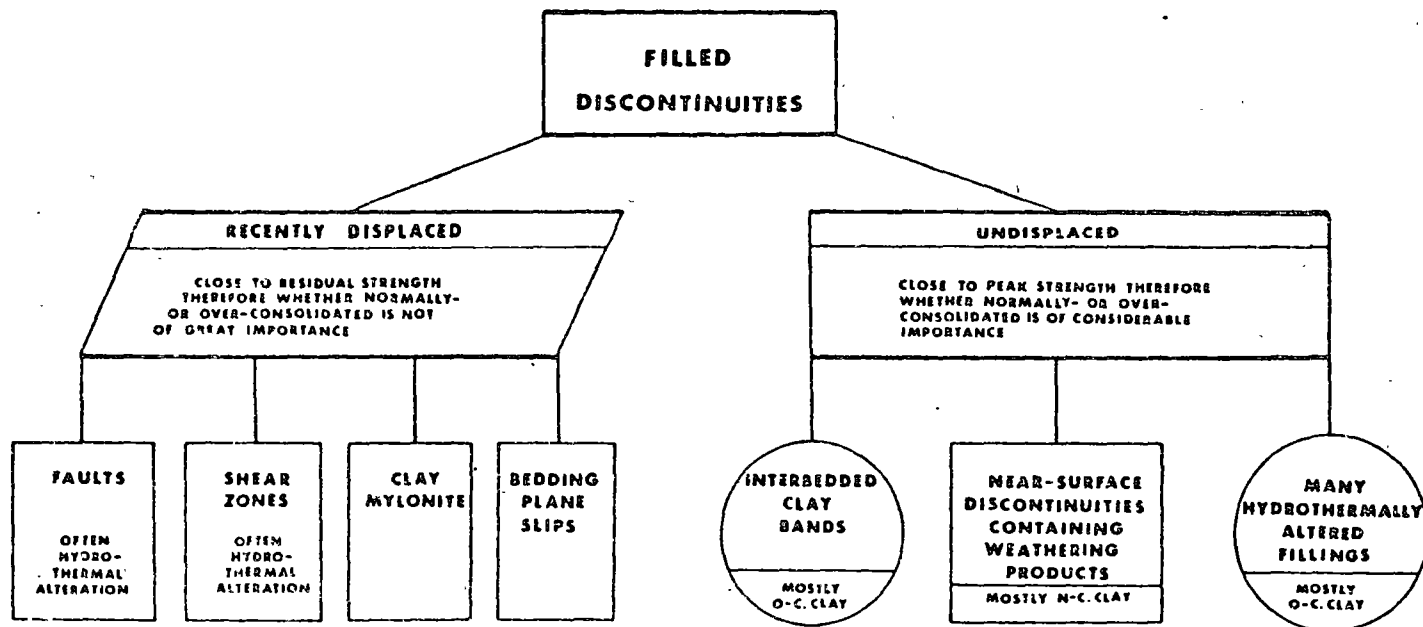


Fig. 19-4 Simplified division of filled discontinuities into displaced and undisplaced, and normally- and over-consolidated categories.

relatively easy to detect or recognise due to the softening and particle orientation that has occurred. In the actual shear zone the cohesive bonds associated with over-consolidation are destroyed, and this remoulded state is equivalent to the normally consolidated state as far as residual strength is concerned.

If the fillings are in an undisplaced condition then the differences in strength between the normally- and over-consolidated state may be very large. The degree of consolidation of many clay fillings probably exceeds even the most over-consolidated deposits that are familiar in soil mechanics practice. Therefore the real danger lies in the under-estimation of softening, swelling and pore pressure changes that are possible when unloading occurs. The high initial strength exhibited immediately after excavation can seldom be used as a design for long term stability.

The significance of the above categories: displaced, undisplaced, normally-consolidated and over-consolidated can be largely understood from soil mechanics principles. It seems essential that these principles should be followed before embarking on a programme of shear strength investigation. Consequently the next section of this paper is devoted to a brief summary of those soil properties that would seem to have most significance to methods of estimating or testing the shear strength of clay filled discontinuities. Complications arising from rock wall or rock fragment interaction will be discussed after this section on soil properties.

PRINCIPLES CONCERNING THE SHEAR STRENGTH OF SOIL FILLINGS

The shear strength of plastic filling materials is contributed by a complicated interaction of mineralogy, particle size and loading history together with various physico-chemical effects such as the composition of the pore fluid and the nature of the absorbed ions. For rock mechanics purposes a rough guide to the range of shear strength may be obtained from the following index quantities:

1. Degree of over-consolidation (if any)
2. In situ water content (w%)
3. Plasticity index (= liquid limit - plastic limit) (I_p %)
4. Clay fraction ($\% < 2\mu$)

The measured strength will depend on all these quantities together with several external experimental factors of which the following are perhaps the most important:

- (i) The degree of sample disturbance and the stress condition within the test sample in relation to the in situ stress and anisotropy condition.
- (ii) Degree of drainage or volume change allowed during test.
- (iii) Rate of shearing in relation to the field problem.

(a) Mineralogy and particle size

Horn and Deere (8) and Kenney (9) have made detailed investigations of the shear strength of rock forming minerals, and of the influence of mineral composition on the shear strength of natural soils. Kenney was able to conclude that mineral composition was even more important than the grain size or the plasticity characteristics of the soil. For the case of

pure minerals the following ranges of drained, residual angles of friction were obtained from tests conducted at effective normal stresses from 0.2 to 8.0 kg/cm²:

1. Massive minerals: quartz, feldspar, calcite: $\phi'_r = 29^\circ - 35^\circ$
2. Micaceous minerals: mica, muscovite, hydrous-mica and illite: $\phi'_r = 17^\circ - 26^\circ$
3. Montmorillonitic minerals: Na-, Ca-: $\phi'_r = 4^\circ - 10^\circ$

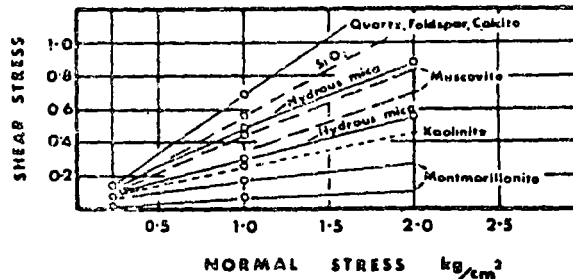


Fig. 19-5 Dependence of residual shear strength on mineralogy, after Kenney (9).

The range of values obtained by Kenney for pure minerals is reproduced in Figure 6. The residual strength of natural soils was found to be strongly dependent on the relative amounts of the above minerals. For instance, soils containing large amounts of montmorillonite or mixed-layer minerals containing montmorillonite exhibited small values of ϕ'_r . Soils containing large quantities of massive non-clay minerals, small quantities of the montmorillonite minerals, and large quantities of the clay minerals of the mica family exhibited the highest values of ϕ'_r . The mineralogic control of shear strength is also reflected in part by the clay fraction of a given discontinuity filling. The range of values of residual strength obtained from a variety of normally- and over-consolidated clays is shown in Figure 6. When the clay fraction drops to zero and the soil is more or less a silt or sand, the friction angle corresponds to that of the massive minerals. On the other hand, when the clay fraction

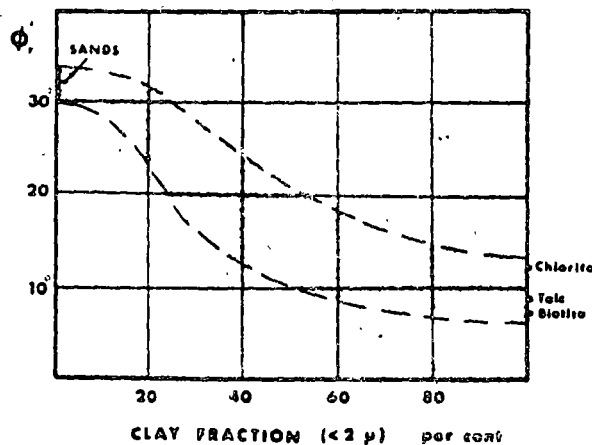


Fig. 19-6 Dependence of residual shear strength on clay fraction, after Skempton (10).

is very high, the strength corresponds to Horn and Deere's (8) results of the minerals chlorite, talc and biotite which Skempton (10) compared with the clay minerals illite and kaolinite.

In many cases a discontinuity filling may consist of particles of clay, silt and perhaps sand, and the coarser particles will tend to increase ϕ'_r above that of the clay particles. The full orientation of the clay particles will be inhibited and the coarse particles may contribute some measure of their own higher strength to the overall value. Terzaghi and Peck (11) gave the following range of effective friction angles for silts, sands and gravels for effective normal stresses less than 5 kg/cm².

Tab. 19-1 Frictional angles for silts, sands and gravels after Terzaghi and Peck (11).

Material	ϕ' degrees	
	Loose	Dense
Sand, round grains, uniform	27,5	34
Sand, angular grains, well graded	33	45
Sandy gravels	35	50
Silty sand	27-33	30-34
Inorganic silt	27-30	30-35

The residual shear strength will be almost independent of the history of loading of the discontinuity. The residual shear strength obtained from drained tests on a clay in a normally-consolidated or over-consolidated state will be more or less identical since the residual state is by definition the strength along a slip surface in which the clay particles are completely reorientated, with all original cohesive bonds broken. However, the history of loading has an enormous influence on the peak strength of clays and this aspect will now be summarized.

(b) Normally- and over-consolidated clay fillings

A discontinuity filling is normally-consolidated if the existing effective normal stress in situ (σ'_{n0}) equals or exceeds the maximum effective pre-consolidation pressure (p_c) that the filling has ever been subjected to. The filling is over-consolidated if (σ'_{n0}) is less than (p_c). It is probable that almost all discontinuities, filled or unfilled, will be in an over-consolidated condition when exposed at the surface. There may be an additional over-consolidation effect between the stages "undisturbed" and "post-construction", since the undisturbed in situ effective normal stress (σ'_{n0}) may exceed the post-construction effective normal stress (σ'_{n1}), particularly in the case of slope excavation.

In the terms of the present discussion, the only filled discontinuities that are likely to be normally-consolidated are those resulting from surface weathering processes, as described earlier. The relative strengths of normally- and over-consolidated clays have been described by Skempton (10), and are reproduced in Figure 7. The idealized peak and residual strength envelopes are in terms of effective stress, so are equivalent to the results that would be obtained from slow, drained shear tests.

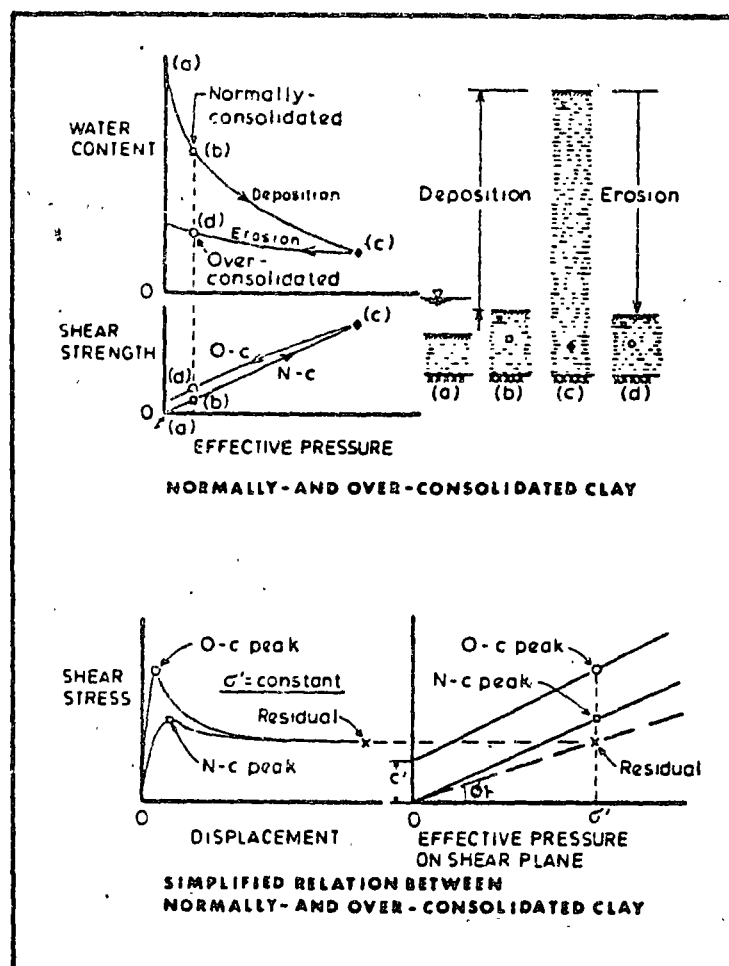


Fig. 19-7. Origin and strength effects of normally- and over-consolidated clay, after Skempton (10).

(c) The effect of drainage on the shear strength of clay fillings

Drained or undrained tests are employed for effective stress or total stress analyses respectively. In all testing the aim is to simulate the field conditions as closely as possible, and consequently, these tests will be used to simulate long-term (drained) and short-term (undrained) conditions. The permeability of a clay filling will generally be very low and consequently, in a true drained test the shearing rate will have to be very slow to prevent the development of pore pressures. If it were possible to monitor the changing pore pressure during an in situ shear test, then this slow testing requirement could be dispensed with, and the total stresses would be simply corrected to the effective stresses, by subtracting the measured pore pressures.

Drained strength

The drained strength of normally and over-consolidated clays were illustrated diagrammatically in Figure 7. Over a limited range of effective stresses the peak and residual strength can be represented by linear Coulomb envelopes:

$$\text{peak } \tau = \text{"tau"} = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (i)$$

$$\text{residual } \tau = \text{"tau"} = c'_r + \sigma'_n \tan \phi'_r \quad (ii) \quad (2)$$

It should be noted that the value of (c') is not a constant since it depends on the rate of shear.

For over-consolidated clays both (c') and (ϕ') depend on the range of effective stresses, as shown for heavily over-consolidated clay by Bishop, Webb and Lewin (12). Values of (c') between approximately 1.3 and 8.0 kg/cm² and values of (ϕ') between 26° and 10° were obtained between the low stress and high stress portions of typical Mohr envelopes for this clay. The strongly curved shape of the peak strength envelopes is of exactly the same character as that for rough undulating joint surfaces in extremely weak rocks. For low ranges of effective normal stress below about 5 kg/cm² the values of (c') are frequently in the range 0.1 to 0.6 kg/cm² according to results reported by Skempton and Petley (13). However, it seems possible that very heavily over-consolidated filled joints which have suffered tectonic stressing could have significantly higher cohesion intercepts. At present there does not appear to be any reliable data, devoid of the complicating influence of rock wall interaction.

The value of (c'_r) denoting residual strength is normally very small or zero. Thus, in moving from peak to residual strength in over-consolidated clays the cohesion intercept disappears completely, and the angle of friction decreases, in some cases by only 1° or 2°, but in others by up to 10° or 11°. Over-consolidated clays show this marked difference between peak and residual strength due to reorientation of clay particles within narrow bands next to the shear surfaces, and also due to the dilation accompanying shear, which, in a slow drained test allows an increase in water content and consequent softening to occur. These effects increase with clay content and the degree of over-consolidation (Skempton and Hutchinson (14)). Soft silty clays may show little difference between peak and residual strength.

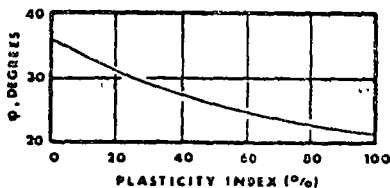


Fig. 19-8 Approximate relation between ϕ' and plasticity index for normally-consolidated clays under drained conditions, after Terzaghi and Peck (11).

For normally-consolidated clays both the peak (c') and the residual (c'_r) Coulomb parameters are zero for all practical purposes. This in no way implies that the clays are non-cohesive in nature. The real strength components are to some extent misrepresented by simple Coulomb parameters. The value of (ϕ') is strongly related to the plasticity index (I_p),

as shown by Figure 8, which is taken from Terzaghi and Peck (11). However, the scattering may be greater than 5° and will be very dependent on the rate of shearing during the drained test, particularly for very plastic clays. (Time effects will be discussed shortly). Soft silty clays may show little difference between peak and residual strength, but with higher clay contents the difference tends to increase. Skempton (10) suggested that the residual strength of both normally- and over-consolidated clays would be the same at any given effective pressure, depending only on the nature of the particles. The variation of (ϕ_r) with clay fraction shown in Figure 6 applies to both normally- and over-consolidated clays.

Undrained strength

The undrained shear strength of an over-consolidated clay may be smaller or larger than the drained strength depending on the value of the over-consolidation ratio. If it lies between 1 and 4 or 8 (which would be unusually low for an over-consolidated discontinuity filling), the volume tends to decrease during shear and the undrained strength is less than the drained strength. However, for values of the over-consolidation ratio greater than this, the clay tends to increase in volume during shear, the pore pressure correspondingly decreases and the undrained strength exceeds the drained value. We can therefore expect the short-term stability of slopes excavated above heavily over-consolidated filled discontinuities to be greatly superior to their long-term stability. The strong negative pore pressures associated with unloading would tend to draw water into the discontinuity fillings, causing the filling to soften and swell, whereupon the strength would steadily be reduced. This aspect was discussed earlier in connection with the two anchoring examples.

The undrained shear strength of a normally-consolidated clay is lower than the drained strength because of a decrease in volume during shear. However, as a result of slope excavation there is a tendency for negative pore pressures to be developed, which take time to dissipate. Consequently, although in the case of *loading* the short-term stability of clay-filled discontinuities that have soft normally-consolidated fillings will be critical compared to the long-term condition, in the case of *unloading* due to slope excavation, the long-term drained condition is critical. Thus for both normally- and over-consolidated fillings the long-term drained condition seems to be most critical for design of rock reinforcement. This generalization should apply to all cases of unloading caused by excavation of slopes or large openings. However it may not apply to dam foundations.

(d) Effect of shearing rate on the shear strength of clay fillings

The influence of shearing rate on the shear strength of clay-filled discontinuities is not only associated with the reduced possibility of drainage when the rate is too fast, or on the softening process that accompanies the slow shearing of heavily over-consolidated fillings. There is a fundamental shearing rate effect due to the viscous nature of the cohesive component of shear strength. Bjerrum (15) has given a detailed description of this phenomenon for the case of soft, plastic, normally-consolidated marine clays. It appears that the rate effect is a function of the time required to reach the critical shear strain at which failure will take place. A clay filling subjected to a high shear stress will show a very high rate of straining, resulting in an early shear failure, but at a relatively high stress level. To each stress level applied to a clay filled discontinuity, there corresponds a length of time over which the filling is able to sustain the stress before shear failure will occur.

Tests to investigate the effect of time to failure on the *undrained* strength of a plastic marine clay, indicate that in the range between a few minutes and a few days to failure, the

shear strength falls approximately 10% with each ten-fold increase in time. If undrained tests were performed to estimate short-term stability of a clay filling under increased loading, then this order of magnitude correction would obviously need to be applied, at least for the case of soft, plastic normally-consolidated clay fillings. The actual magnitude of the correction is dependent on the plasticity index of the clay.

The effect to time to failure on the drained shear strength of clays is little known, due to the experimental difficulties arising from the consolidation and decrease in water content that is likely to occur during the few days duration of each test. Bjerrum (15) has suggested that during unloading, for instance that resulting from slope excavation above clay-filled discontinuities, the effect of time will be of the same order of magnitude for drained as undrained tests. It also appears from the limited data available that the time effect will operate on both normally- and over-consolidated clay, since the cohesive property (plasticity index) is the controlling parameter, and its value is fundamentally the same for the normally-consolidated and over-consolidated states.

The slow drained tests recommended for both normally-consolidated and over-consolidated clay fillings will induce failure in a time period that is several orders of magnitude smaller than the so called "long-term". Based on limited data, Skempton and Hutchinson (14) suggested the use of a 10 to 15% reduction in drained strength for long-term conditions. The same authors reported only a small influence of rate of shear on the residual strength of cut planes in over-consolidated clays, amounting to 0.5% to 2% decrease in strength per log cycle of time. The rates of shear employed in these tests ranged from 20 cms/day down to 2 cms/year. In general, all the above rate effects depend on the plasticity of the clay, in fact on the cohesive component of shear strength. A discontinuity filling having a high content of silt and coarser material may not exhibit any appreciable rate effect, due to the essentially frictional strength.

(e) Sample disturbance and anisotropy

When taking "undisturbed" samples of clay from filled discontinuities, or when preparing test blocks for direct shear tests on the rock/clay/rock sandwich, the in situ total normal stress (σ_{n0}) will be temporarily reduced – probably to zero. If the clay fillings are saturated, as is likely, this reduction in stress will cause negative pore pressures to be developed. If the clay is in an over-consolidated state and of the swelling variety then all available moisture will tend to be absorbed, both from the atmosphere and from the outer disturbed zone which will probably have been compressed during sampling. The net result is that the water content will tend to be higher within the sample than in the undisturbed state in situ. In his review of these problems, Bjerrum (15) layed great emphasis on the necessity for reconsolidating samples before testing:

1. to replace the field stresses with an identical set of effective stresses in the sample,
2. to squeeze out the additional water absorbed since sampling.

In problems involving unloading caused by slope excavation, softening and swelling due to water uptake will probably occur in practice, and should therefore be allowed to occur before shear testing. When preparing test blocks or samples of fillings containing swelling clays, the design stresses should be applied as soon as possible after the unloading. If in practice it is considered that the excavated slope can be so well drained that access to additional water can be prevented, then shear testing should be performed as soon as possible to retain the undisturbed state. This optimism may not be justified in many

situations, in which case the most realistic simulation of in situ conditions will be to allow the sample to swell under the design stresses with free access to water. The sample can then be sheared drained or undrained according to the design method employed.

An additional factor in the disturbance of clay samples is the strength anisotropy that has been observed in undrained in situ tests on clays of low plasticity. Samples reconsolidated anisotropically before shear testing also show similar anisotropy, which cannot be reproduced by the normal method of reconsolidation.

If possible the samples should be aligned in a direct shear machine in the relevant direction, and the filling reconsolidated at the normal and shear stress that it carried before sampling — if these can be estimated from stress measurements or overburden depth. The sample can be brought to failure by reducing the normal stress and increasing the shear stress to simulate slope excavation under drained conditions. If, after reconsolidation, the filling is sheared in the same direction as the in situ stress condition (active case) as recommended, the strength will be maximum and the failure strain about half of that in the opposite direction (passive case). Strength anisotropy ratios (active/passive) of at least 3 have been measured on clays having low plasticity.

The difference in strength between the "active" and "passive" directions is caused mainly by the disturbance of the structure in reversing the stresses. The clay particles are orientated to resist shear in the "active" direction but not in the "passive". It seems probable that anisotropy effects will be active in drained as well as undrained tests, and in over-consolidated as well as normally-consolidated clays, though relatively little is known about these effects at present.

The importance of possible strength anisotropy in filled discontinuities is that it may explain certain inconsistencies that can arise. It may be quite impossible for rock mechanics investigators to estimate the undisturbed stress condition in the discontinuity fillings, even with the advantage of adjacent rock stress measurements. Consequently, knowledge of anisotropy will merely give the investigator a healthy suspicion of the accuracy of test results.

(f) Residual strength condition of sheared discontinuity fillings

The widespread occurrence of previously displaced filled discontinuities was discussed in the introduction. Heavily over-consolidated fillings that have been sheared at some time in the past, for instance tectonic shear zones, may be at or very close to residual strength. For clays of low plasticity having a small clay-size fraction, the residual strength which is represented by ϕ_r' may be as high as 30° . However, highly plastic clays having a large clay-size fraction may have ϕ_r' as low as 5° to 12° (Terzaghi and Peck, 11). Because of the nearly complete destruction of the structure of the natural clay along the surface of sliding it is likely that the value of ϕ_r' will be the same irrespective of the stress history. The residual strength of an over-consolidated filling could therefore be estimated with sufficient accuracy by residual tests on the remoulded material, taking care not to include any of the coarser materials in the filling.

The residual shear strength of an artificial cut surface would be represented by curve (1) in Figure 9, which is reproduced from Skempton and Petley (13). The shear strength of a slip surface in situ may however exhibit a small peak (2) possibly due to a non-planar surface, or incomplete particle orientation, or a slight "bonding" effect. However, the true

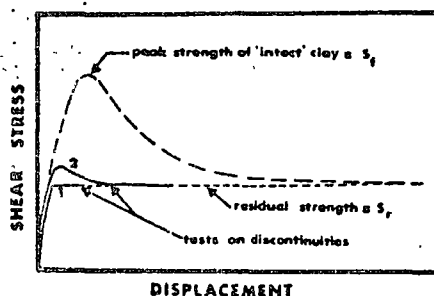


Fig. 19-9 Stress-displacement curves for tests on a discontinuity and on intact clay, after Skempton and Petley (13).

residual strength of intact samples, cut samples and slip surfaces will be essentially the same when sufficient displacement has occurred, as shown in the figure.

The recent descriptions of tectonic shear zones in over-consolidated beds of clay described by Skempton (16) and Fookes and Wilson (17) can be compared to thickly filled discontinuities that have suffered earlier displacements. When the clay fillings are sufficiently thick relative to the amplitude of roughness of the rock walls, multiple slip surfaces (displacement shears and Riedel shears) can form almost unhindered, and the smooth polished slip surfaces will be at or close to the residual strength of the clay. The combined effect of the various sets of slip surfaces illustrated in Figure 10 is to divide the shear zone into numerous lenses, whose size will depend to some extent on the thickness of the clay band. The shear zones discovered during the Mangla Dam Project, in heavily over-consolidated clay beds, were up to 50 cms thick and the result of folding of the inter-bedded clays and sandstones.

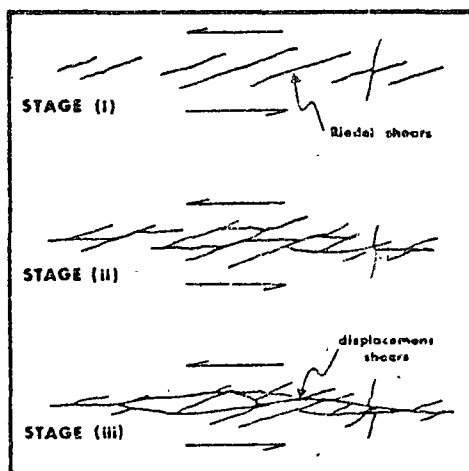


Fig. 19-10 Successive stages in the development of a shear zone in clay, after Skempton (16) and Skempton and Petley (13).

Stimpson and Walton (18) described a small scale variation of these shear zones in English Coal Measure rocks. In this case the clay bands were mostly only 1.0 to 2.5 cms thick. The bands were not at residual strength, but due to the presence of numerous lenses and small shear planes, the residual angle of friction ϕ_r' was only 11° , despite the relatively low plasticity of 21%.

(g) Swelling clay and the problems caused by unloading

Discontinuities that are filled with the products of hydrothermal alteration can display a very wide range of properties. The exceptionally low strength of some of the zones crossing underground constructions frequently causes slides and roof falls.

Brekke and Selmer-Olsen (19) listed several causes of instability of which the following are a direct result of the filling material:

1. the especially low cohesion in joints and fissures carrying chlorite, talc, graphite etc.,
2. the solubility of calcite, especially when the calcite is porous or flaky,
3. washing out and downfall of clayish materials from joint and fault fillings,
4. the swelling capacity of montmorillonite clay minerals.

It appears that montmorillonite can occur in several different ways:

1. as a filling in joints and faults, being strictly confined to the cracks,
2. as an alteration product of feldspar in the side rock of joints and faults,
3. as an alteration product of mica, with thick crushed zones containing montmorillonite and carbonate of high porosity.

It appears that in all occurrences the montmorillonite is saturated, but because of the wide variations in stress, a considerable range of water contents is found. Brekke and Selmer-Olsen (19) laid particular emphasis on the danger of evaluating the stability of montmorillonite occurrence from the dry condition, if there could ever be access to water at a later date.

From the point of view of ease of testing (in direct shear or swelling), it is unfortunate that montmorillonite seldom occurs alone. Rock powder and fragments of the side rock are usually present, together with one or more of the secondary minerals: carbonates, quartz, pyrite, chalcopryite, pyrrhotite, chlorite, talc, serpentine, epidote, asbestos, graphite, zeolite, kaolinite, vermiculite. It is also frequently the case that montmorillonite is locally concentrated in an area, with decreased content on moving away from the area. In addition, younger or older discontinuities crossing a montmorillonite-bearing discontinuity may not necessarily contain any swelling clay. Consequently, any in situ tests performed may only be relevant locally, and uncertainties in the design strengths will be unusually high.

When a discontinuity containing swelling clay is partly unloaded and has access to water a marked softening will occur. In underground openings a swelling pressure may develop due to the unyielding surroundings. The only direction for yield to occur is into the opening, and blocks may be sufficiently loosened for fall-out to occur, even though the swelling pressures may be dissipated after initial loosening. Swelling tests reported by Bjerrum et al. (20) demonstrated that swelling pressure decreased rapidly when even a small increase in volume was allowed. For example, three specimens that developed swelling pressures between 1.6 and 3.6 kg/cm² when zero increase in sample height was allowed, showed swelling pressures of only 0.1 to 1.0 kg/cm² when a 5% increase in sample height was allowed.

In recognition of this displacement-unloading effect, security measures in swelling clay zones are designed to allow some swelling to occur behind the support. In the case of tunnels crossed by swelling clay fault zones a design allowing the clay to swell outwards 5% of the fault width has been suggested by Eurenus (21).

The significance of swelling clay occurrences beneath surface cuttings is somewhat different from that around tunnels, since the overlying rock is relatively unconfined and normal displacements can occur without necessarily reducing the stability. The main factor causing instability is the softening and reduction in cohesion.

When a slope is excavated above a clay filled discontinuity there will be a strong tendency for negative pore pressures to be developed from two causes. Firstly, the total normal stress will be reduced with a tendency for limited expansion which is resisted initially by the pore water. Secondly, if the clay filling is heavily over-consolidated and additional shear stress is thrown onto the joints as a result of the excavation, there will be a further tendency for negative pore pressures to develop since heavily over-consolidated clays tend to expand during shear. Such a situation is illustrated in Figure 11.

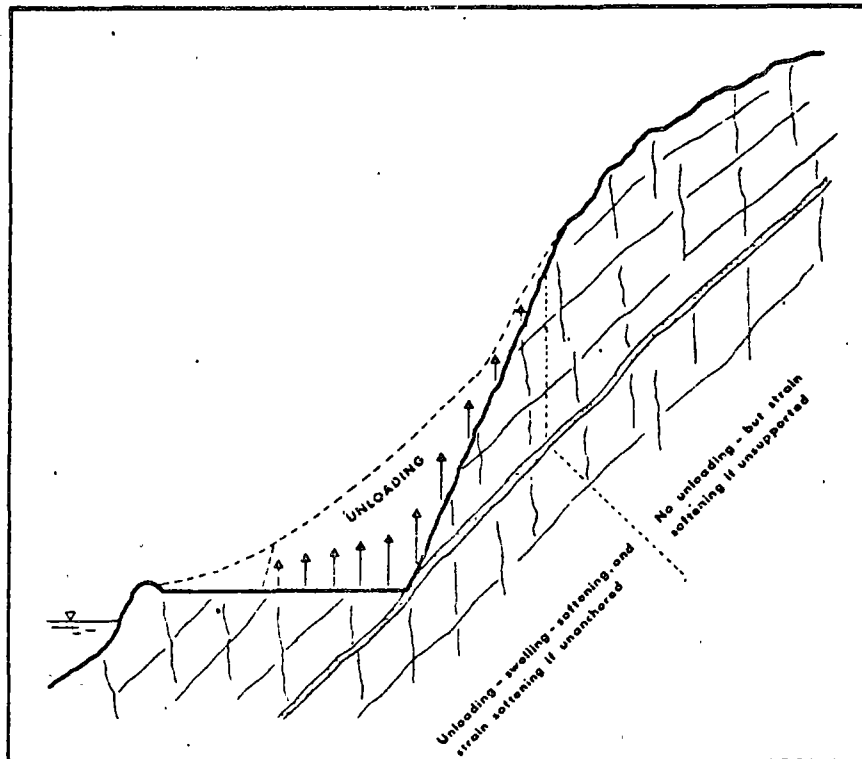


Fig. 19-11 Excavation above a clay filled discontinuity is likely to cause a long term stability problem, particularly if the filling is initially over-consolidated.

The strong negative pore pressures associated with the short-term stability will tend to draw any available water into the unloaded zone. The consequences of this process will be seriously accentuated if the filling contains significant amounts of swelling clay such as montmorillonite. Not only will the clay gradually soften and swell. The dissipating negative pore pressures will cause a reduction in the effective stress with time as the steady seepage condition is approached.

The best engineering solution to this problem is debateable. The zone of swelling and softening associated with the unloading could be stabilized by anchoring as outlined in Figure 1, using a conservative estimate for the shear strength. In view of the uncertainties it would probably be wise to allow only for residual strength, and to make an additional time correction for long-term strength as discussed earlier.

It is very difficult to imagine how the clay filling higher up the hillside will react to the cutting lower down the slope. It is probably best if the anchoring is installed as soon as possible during or after excavation, so that the high initial strength is not dissipated. Increased shear strain under higher parts of the slope may then be avoided. This in turn would help to prevent softening higher up the slope. Therefore a successful engineering solution calls for early recognition of the presence of the clay filled discontinuity.

INTERACTION BETWEEN ROCK WALLS AND FILLING MATERIAL

The majority of direct shear tests performed in situ are used to investigate the shear strength of weak zones, typically clay-filled discontinuities. Despite this relatively large body of data and the acknowledged complexity, there appears to be a marked gap in contributions from the research side. Undoubtedly, this is partly due to the experimental problems. A particular difficulty, and one referred to by Drozd (22) is that soft plastic fillings tend to be squeezed out of the joint during the course of a test. The same thing is not likely to occur in practice due to continuous upper and lower rock faces.

(a) Idealized studies of geometrical effects

Tests by Kanji (23) which were referred to by Patton and Deere (7) showed that a smooth rock/soil interface could have a lower shear strength than the soil tested alone. Artificially sawn and polished surfaces of limestone were used to represent the rock surfaces, and remoulded kaolinite-, illite- and montmorillonite-rich soils were used for the fillers. The test conditions simulated by Kanji are not unlike those present in nature between fault gouge and a slickensided fault surface. For less polished rock surfaces such as sawn surfaces, the effect was less marked. It therefore seems probable that shear tests that are performed on a clay filling that has been extracted from a discontinuity will produce a minimum strength value in all cases, except those involving slickensided rock walls.

In a more idealized study reported by Goodman (24), regular sawtooth surfaces cast in a plaster-celite model material were used to represent non-planar rock walls, and crushed mica was used as the filler. The sawtooth geometry is illustrated in Figure 12. Crushed mica fillings of three different thicknesses were used, ranging from approximately 1.5 mm to 5.0 mm. The graph showing shear strength plotted against percent joint filling illustrates the interesting fact that the thickness of the filling needs to be at least 50% greater than the amplitude of the undulations, for the strength of the composite sandwich to be as low as the filler alone. In the case of saturated clay fillings, the reported effect would probably be

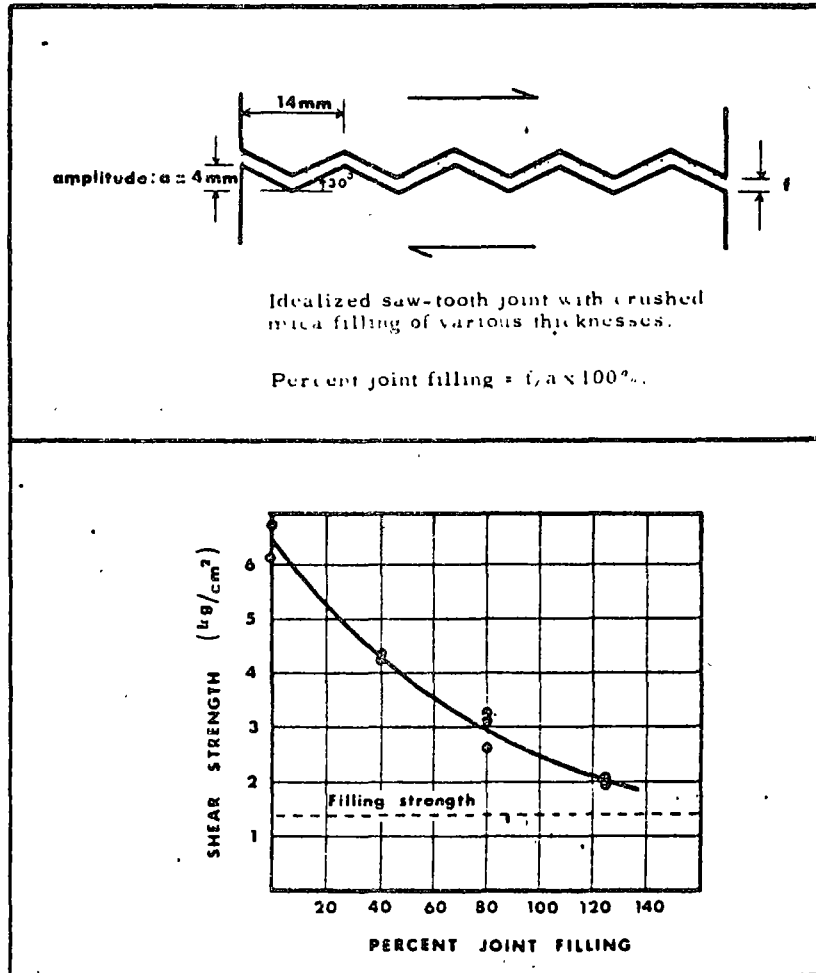


Fig. 19-12 Effect of thickness of filling on the shear strength of an idealized discontinuity, after Goodman (24).

different for fast and slow rates of shear, and also different for normally-consolidated and over-consolidated fillings.

The geometrical effects associated with regular saw-tooth wave forms are obviously quite different from those associated with rough-undulating natural joints which generally have a rather random pattern of troughs and ridges. For instance, for the saw-tooth wave form, rock/rock contact will occur after a horizontal shear displacement of:

$$d = f/\tan i \quad (3)$$

where (f) is the thickness of filling, and (i) the inclination of the teeth. Equation 3 is valid provided the thickness of filling is less than the amplitude of the teeth ($f < a$) and provided there is no volume change up until the instant of rock/rock contact.

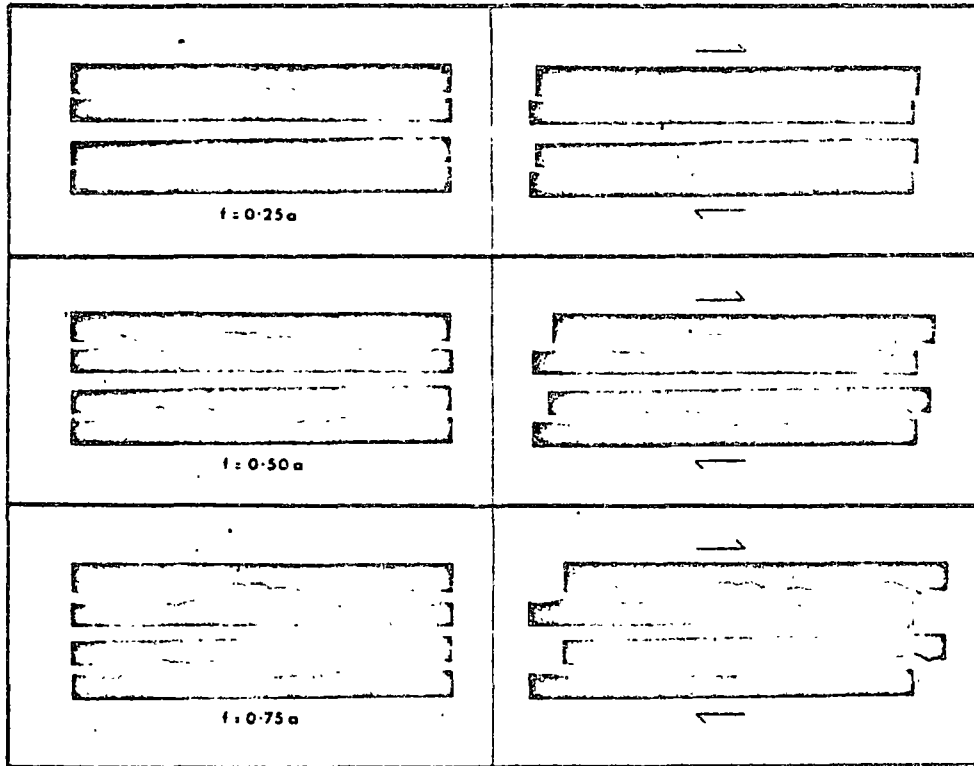


Fig. 19-13 Hypothetical discontinuities containing various thicknesses of "filling" can be used to estimate the displacement required for rock asperity contact to occur, assuming there is no change in volume during shear.

For a natural joint the effective (i) value is not a constant and is dependent on the thickness of filling. Figure 13 illustrates one approach to this problem.

The grey areas represent cross-sections through hypothetical tension joints in rock. These roughness profiles were actually measured from model surfaces by means of photogrammetry, using pairs of overlapping photographs. Between the matching "rock" surfaces are three hypothetical thicknesses of clay filling. These model filled discontinuities were "sheared" under conditions of no volume change, to find out what displacement was required for "rock" contact to occur.

The data tabulated and plotted in section 4 of Figure 14 was obtained from "shear tests" on a number of such profiles. Hypothetical thicknesses of filling (f) equal to 1.0, 0.75, 0.5 and 0.25 times the mean amplitude of roughness (a) were "sheared" under conditions of no volume change, until contact of the asperities occurred. The required distances (d) were averaged between left-handed and right-handed shearing, for a variety of these rough-undulating surfaces.

Application of these results can be illustrated by the following example. Suppose a filled discontinuity was exposed in situ, which over the visible exposure had a mean amplitude (a) of wall roughness of 10 cm. If the mean thickness of filling (f) was 4 cm, then:

$$f/a = 0.4$$

From Figure 14 : $d/a = 0.9$ (approx.)

and : $d = 9$ cm (approx.)

If shearing occurred with no volume change, asperity contact would not occur for the first 9 cm of shearing. In practice the filling would consolidate slightly if

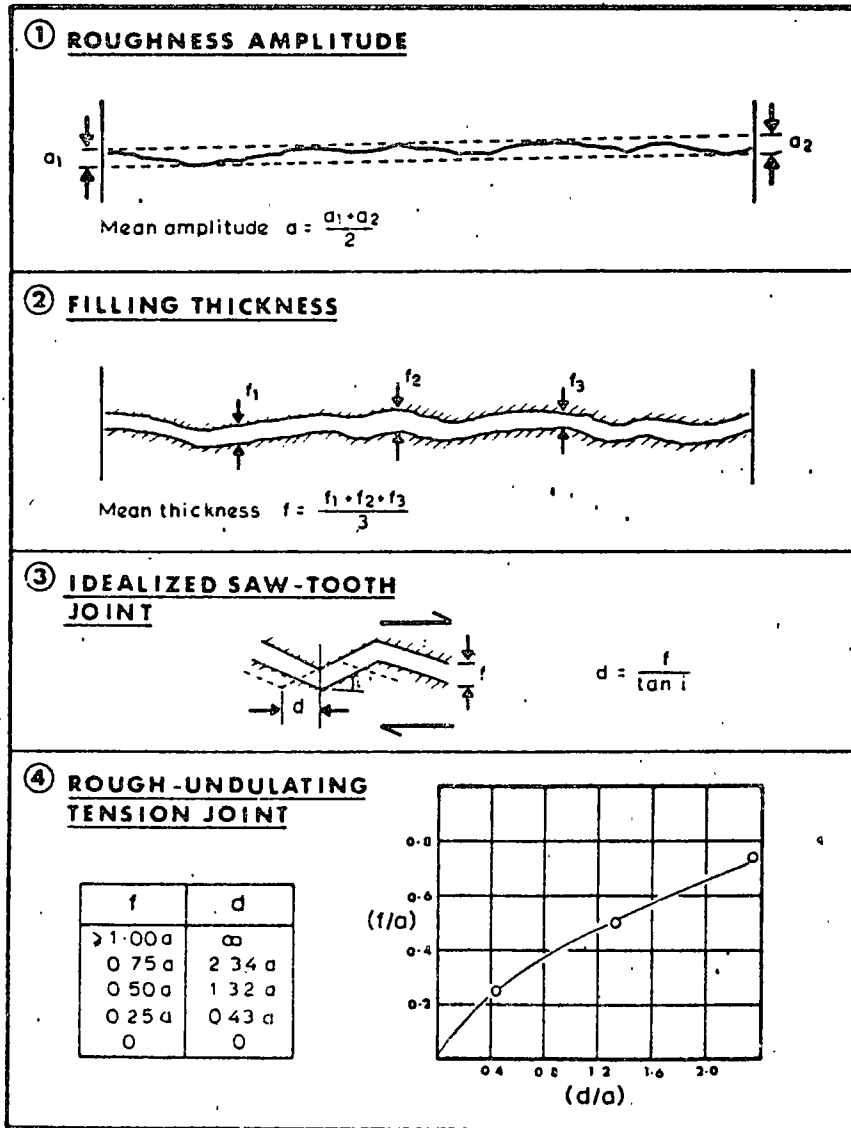


Fig. 19-14 Displacements needed to achieve rock asperity contact when shearing of the filled discontinuity involves no volume change.

normally-consolidated, and dilate if heavily over-consolidated. These effects might be significant if the surface undulations were small. The values obtained from the graph will tend to be minimum values, since when rock/rock contact is approached, the highly consolidated pockets of filling may force the discontinuity to dilate and thereby delay actual contact. In the case of very thin fillings, the small steep asperities come into contact first. As the filling thickness is increased, the flatter slopes of major irregularities are the ones that finally make contact. In the case of these rough-undulating joints, the effective (i) values (equation 3) ranged from 30° for the thin fillings, down to about 18° when the filling thickness was threequarters of the amplitude of roughness.

A series of direct shear tests using real rock joints and remoulded clay fillings is planned at NGI, in order to investigate these relatively simple filled discontinuities. Various degrees of over-consolidation will be simulated. The high initial strength produced by unloading will be compared with the much lower long-term strength simulated in slow drained tests. Various filling thicknesses will be investigated, and a comparison will be made with a parallel series of tests on unfilled rock joints of various roughnesses.

(b) Engineering examples of geometrical effects

Observations of geometrical effects obtained in practice are described by several authors, and some of these will be briefly reviewed. Firstly, on the subject of smooth rock walls, Eurenus and Fagerström (25) found that the contact zone between bentonitic clay layers and chalk walls could be weaker than the internal parts of the clay seam. The tests were performed in situ and were approximately 1 m^2 in area. These observations confirm the findings of Kanji (23) described earlier.

An interesting series of in situ tests reported by Romero (3) were used to estimate the variable shear strength of open clay filled joints, which were vertically orientated in the limestone walls of a steep sided valley. These rough discontinuities, which are typical in cases of decompression in deep valleys, were approximately 10 cm wide high in the valley walls, and reduced to zero at depth. In the context of earlier discussions it is probable that this clay filling resulted from the products of surface weathering and was in a normally-consolidated state. In most of the reported tests on the deeper parts of the discontinuities, there was interlocking between opposing asperities after a certain displacement. Shear force displacement curves showed a marked kink and subsequent stiffening after rock/rock contact occurred.

The displacements needed to develop peak strength in the first test on each block reveals the influence of reducing thickness of clay filling with increasing depth. For normal stresses in the range 2.4 to 5.4 kg/cm^2 , the peak displacements were 3.0, 1.8, 0.9 and 0.5 mm. The discontinuity with the thinnest clay filling and a great deal of rock/rock contact displayed Coulomb strength parameters of $c = 5.5 \text{ kg/cm}^2$, and $\phi' = 49^\circ$. This is broadly similar to the approximate c, ϕ values expected from rough, undulating joints containing no filling.

It is known from model studies (26) that rock contact occurs over a relatively small area for unfilled joints. The stresses at the contact points are so high that if any clay is present it is readily squeezed away from the contacts, if the filling is sufficiently thin. If the filling is thick, these high stress areas may not arise, and consequently there may be no possibility for the thicker filling to be squeezed aside. In this connection should be mentioned the frequent occurrence of higher strength for second and third sliding tests of the same filled discontinuity. Relatively large displacements may be required for rock contact, and the real

peak strength may not be mobilized in the first tests performed because of insufficient displacements.

Some large in situ tests reported by Krsmanovic and Popovic (27) provide some interesting data on the effect of pre-consolidating filled discontinuities in limestone, before shearing under lower levels of stress. Test areas of 280 x 180 cm were used. A test on a discontinuity with approximately 1 mm of a clayey filling can be taken as an example.

A conventional rock mechanics test using no pre-consolidation load produced a shear strength of 8 kg/cm² when the normal stress was 15 kg/cm². When time was allowed for consolidation under 15 kg/cm², the shear strength was 9 kg/cm². When the block was pre-consolidated under a normal stress of 25 kg/cm², before shearing under 15 kg/cm², the shear strength was 12,5 kg/cm². This effect occurred despite slight smoothing of the rock contacts due to continued shear. Before concluding that these results are due to the usual squeezing out of water and consequent strengthening of the filling, it should be noted that the above preconsolidation procedures caused only a slight increase in strength when the filling thickness was in the range 1 to 10 mm, and no increase whatsoever when 10 to 20 mm thick. One must therefore assume that the improved rock/rock contact produced the greatest strength increase. The author noted that the strength increase due to "consolidation" was greatest for discontinuities with rough walls, and least for those with smooth walls. Nevertheless, it is perhaps possible that incomplete consolidation of the filling occurred, and that the water content did not reduce as much as might be expected during the pre-consolidation of the thicker fillings. The length of time of pre-consolidation was not reported.

It may be frequently the case that a discontinuity filling has the consistency of a very dense rock fill with the voids filled with clay and decomposed or crushed rock. Ruiz et al. (28) described this type of situation, and the results of a huge in situ test involving an area of 35 m². The normal stress operating was only 1.7 kg/cm². It is interesting to observe that the "undisturbed" and first sliding tests gave peak values of $\tan^{-1} (\tau/\sigma_n)$ of 69° and 68° respectively, yet the peak dilation angles were 39° and 32°.

The shear strength of a cohesionless material such as sand or gravel can be approximated by an equation of the following type, as suggested by Newland and Allely (29):

$$\tau = \sigma'_n \tan (\phi + i) \quad (4)$$

where σ'_n is the mean effective normal stress acting across the sliding surface,

ϕ is the intergranular friction angle

i is the angle of movement (dilation) with respect to the direction of the applied shear stress

If one can assume that the discontinuity filling tested by Ruiz et al. (28) was behaving like a cohesionless mass and that equation 4 can be applied, then one can say that the *frictional strength* increased from 30° to 36° as a result of continued shearing. Improved rock particle contact would explain such an increase.

(c) Strength effects of grout-filled joints

An important man-made filling which frequently influences the stability of dam foundations is cement grout, which is generally used to reduce the mass permeability of the

foundations. As a side effect it may increase or decrease the shear strength of the joints, the positive or negative effect depending on the joint roughness and on the compressive strength of the rock.

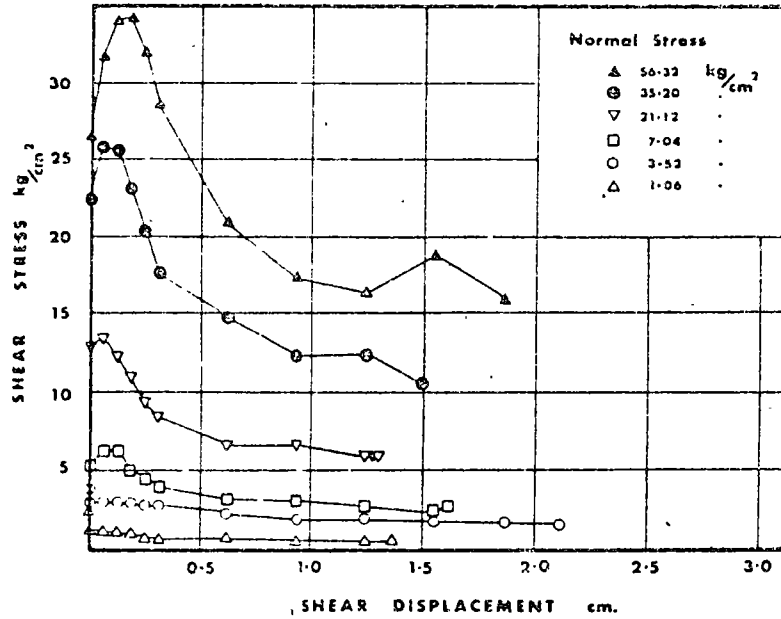


Fig. 19-15 Shear strength-displacement curves for saturated, grouted joints in fine-grained granite, for a grout thickness of 0.8 mm, after Coulson (30).

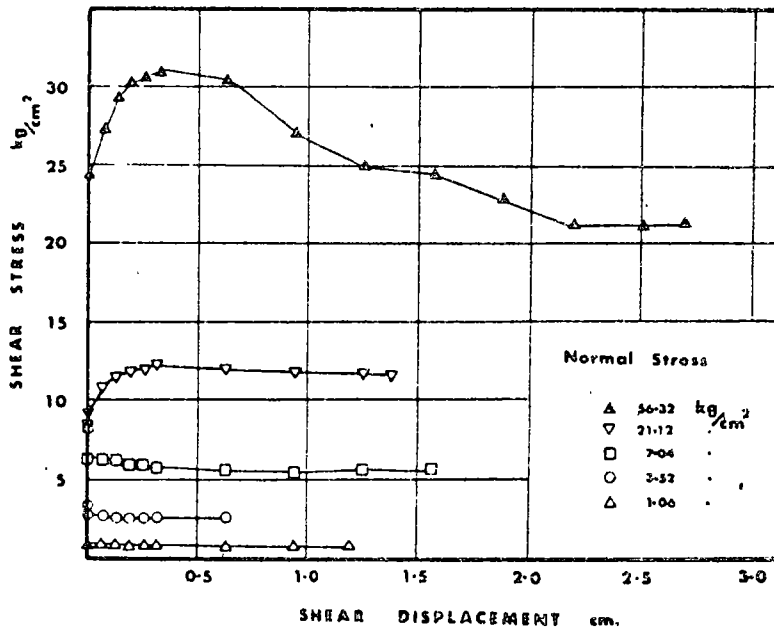


Fig. 19-16 Shear strength-displacement curves for saturated grouted joints in fine-grained granite, for a grout thickness of 3.2 mm, after Coulson (30).

An important investigation on the effects of grout thickness on shear strength has been reported by Coulson (30). Artificial extension fractures in a fine-grained granite were filled with a variety of thicknesses of grout, ranging from 0.8 mm up to 6.4 mm. The effect of grout thickness on the shear strength-displacement curves is clearly illustrated in Figures 15 and 16. The "brittle" type of behaviour for the thinnest grout filling is very similar to that for clean, rough joints. It is probable that in this laboratory study there was rock/grout adhesion across both the upper and lower interfaces, hence the strength at zero displacement.

The relative strength effects of grouted and natural joints in fine-grained and coarse-grained granite are illustrated in Figure 17. In all cases but one, the upper side of each shaded envelope is the strength limit for the coarse-grained granite, and the lower side the

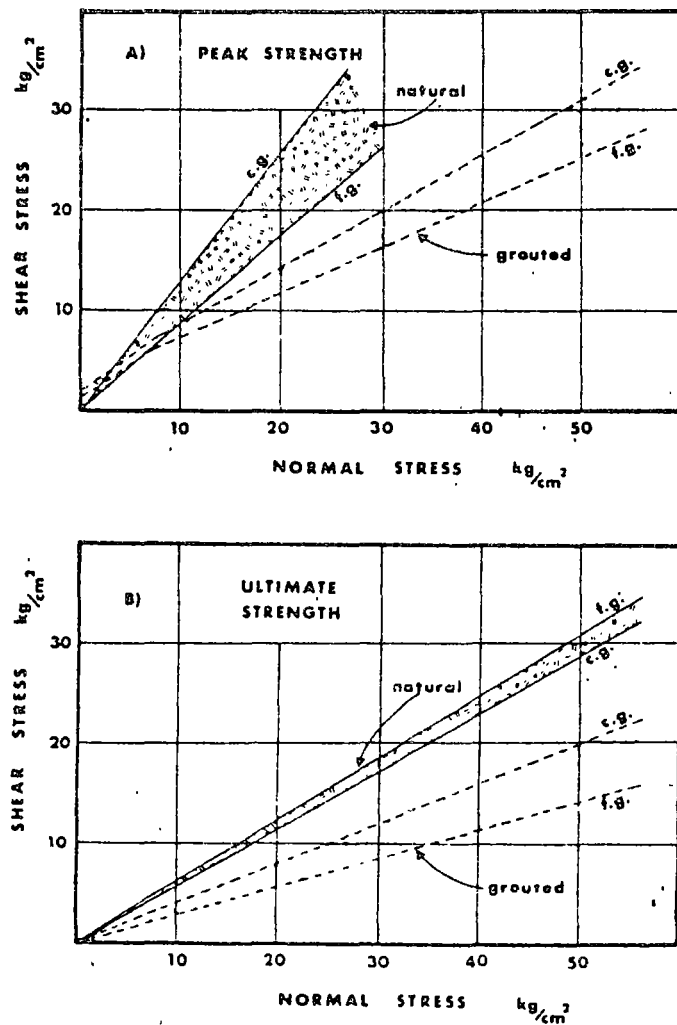


Fig. 19-17 Comparison of peak and ultimate strengths for natural and grouted joint surfaces. The data is for coarse-grained (c.g.) and fine grained (f.g.) granite, after Coulson (30).

minimum strength of the fine-grained granite. The one exception is the ultimate strength of natural joints in fine-grained granite which showed slightly higher strength ($\phi_r' = 32^\circ$) than those in coarse-grained granite ($\phi_r' = 30^\circ$).

The really significant feature of these test results is that except at normal stress levels below about 4 kg/cm², the shear strength of grouted joints is much inferior to those of natural undulating tension joints. At all stress levels the ultimate or residual strength of grouted joints was drastically low, the residual angle of friction, ϕ_r' , ranging from only 16° to 22°. It is possible that the fine powder generated during shearing behaves like a silty clay when saturated, and this would explain the surprisingly low values of residual friction.

An investigation by Barroso (31) showed that planar artificial surfaces in granite would benefit from grouting, at least as far as peak strength was concerned. The coefficient of friction μ rose from 0.47 (25°) to 0.57 (30°) with the addition of grout. However, for natural joints in shale there were few advantages if any from grouting. Values of compressive strength for the cement grouts used in this study ranged from 50 to 460 kg/cm² when cured at atmospheric pressure, and from 130 to 570 kg/cm² when cured under a confining pressure of 30 kg/cm².

If the adhesive strength component is ignored or the normal stresses are greater than a few kg/cm², it is likely that rock walls having strengths in excess of the compressive strength of the grout will suffer a reduction in shear strength. The above ranges of compressive strength which depend on the water/cement ratio, limit improvements by grouting to the very weakest rocks. A further important point is that a rock/grout/rock sandwich will have a shear strength corresponding to the "weakest link". When the value of the compressive strength for the grout exceeds that of the rock wall, the rock will control the shear strength. Consequently, grouting can never be advantageous except where normal stresses are very low, and grout/rock adhesion is guaranteed. These same principles will also apply to joints containing the stronger products of hydrothermal alteration such as calcite.

SUMMARY OF TESTING PRINCIPLES FOR FILLED JOINTS

There are two conventional approaches when applying the results of shear strength measurements to stability analyses:

- (a) effective stress analysis: usually employed for long-term or drained conditions,
- (b) total stress analysis: short-term or undrained conditions.

The long-term condition is separated from the short-term condition by a period of pore pressure redistribution. This may take years in the case of clay-filled discontinuities cutting through impermeable rock, but only a matter of hours or days if the fillings are predominantly sand or silt with little or no clay-size particles.

The loading and drainage conditions that are simulated by shear tests of filled discontinuities, either in the laboratory or in situ, must be relevant to conditions expected in the field during or after excavation. The examples illustrated in Figures 1 and 11 involve unloading and possibly increased shear stresses. Therefore from two sources there may be a tendency for the discontinuity filling to expand. This expansion is resisted by the pore water. The length of time over which this resistance is effective, and the length of time needed for subsequent pore pressure changes will depend on the permeability and loading history of the fillings. The following three simplified conditions of filling are convenient as a basis for discussing the most relevant test method:

1. heavily over-consolidated clay, very impermeable ($< 10^{-10}$ cm/sec?),
2. normally-consolidated clay, probable permeability range 10^{-5} to 10^{-8} cm/sec,
3. decomposed, crushed rock and clay, probable permeability range 10^{-1} to 10^{-5} cm/sec.

(1) The long-term, drained condition is the only one of concern to the first example. This over-consolidated filling will develop strong negative pore pressures when resisting shear in addition to those resulting from the excavation, and this will lead to a slow process of softening and swelling (very marked if the clay is sensitive), and eventually to a reduction in effective stress as the filling becomes more permeable and the long-term drained distribution of pore pressures is established. For this type of situation Skempton and Hutchinson (14) suggested very slow drained tests using the range of effective stresses which will operate in the long-term field condition. If the filling is sensitive, the greatest care will need to be taken to prevent access to water until these effective stresses are applied. Reconsolidation of a free-swelled sample will not reconstitute the original structure. If the stability of a long-term condition is to be "back-analysed", with the clay filling already in its final softened state, then undrained tests can be performed, and a total stress analysis employed.

(2) Normally-consolidated clay, which will occur in open joints or tension cracks that have been filled with the finer products of surface weathering, would normally tend to develop increased pore pressures when the shear stress/normal stress ratio is increased. However, due to the unloading there will be a stronger tendency for negative pore pressures to be developed. Consequently, the long-term condition after drainage occurs is likely to be critical for stability, particularly in view of the time effect. Slow drained tests will be the most relevant approach.

(3) The more coarse-grained fillings containing crushed rock will tend to have the highest permeability. Even if there are initially no voids due to clay filling, there will be the possibility of greatly increased permeability due to geometrical rearrangement when shear strain develops as a result of excavation. The dilation which is likely to accompany shearing will mean that the "long-term" drained condition is likely to be the critical condition for stability analysis. However, due to the increased permeability it may take only a matter of days or weeks for the "long-term" condition to be established. Slow drained shear tests will again be the correct approach.

In all the above cases the shear apparatus should be designed to apply shear stress in the same direction as that applied by the slope excavation. In addition, since the effective design stresses may be lower and in some cases higher than the undisturbed effective stresses, the fillings to be tested drained should be given time to swell or consolidate under these stresses, while having free access to water. Several days should be allowed before applying the shear loads.

APPENDIX*Peak and residual shear strength for filled discontinuities*

In this final section, the reported shear strengths of filled discontinuities are tabulated. A brief description of the filling and rock is given, together with the peak and residual values of c' and ϕ' , and the range of effective normal stress. The assumption is made that all these shear tests were performed at sufficiently slow rates of shear to be considered drained. It is clear that this assumption is rather an optimistic one. Only occasionally do authors give any indication of the time taken over each test. Laboratory tests of extracted clay-gouge fillings lasting only a few minutes, and in situ tests of clay filled discontinuities lasting only a few hours are probably only "partly-drained" tests. It is difficult to imagine how such test results can be used for design, though undoubtedly they often are.

This possible discrepancy should be taken as a warning concerning indiscriminate use of these parameters for other, apparently similar geological environments. Each location would seem to have its own peculiarities, and therefore requires individual in situ testing. The expense involved in testing would be justified if the risk and expense of failure was sufficiently high.

Tab. 19-2 The shear strength of plastic fillings extracted from discontinuities, and related materials, as obtained from laboratory triaxial and direct shear tests.

Rock	Description of filling	c' (kg/cm ²)		ψ'		σ_n' (kg/cm ²)	References
		peak	resi- dual	peak	resi- dual		
weakened granite	sandy-loam fault filling	0.50		40°		<3	Nose (32)
diorite granodiorite and porphyry	clay gouge (2% clay) (P I = 17%)	0		26.5°		0-7	Brawner (33)
clay-shale	stratification surfaces		0		19°-25°	0-5	Leussink and Muller-Kirchen- bauer (34)
"paint rock" soft, fine grained mass quartz, kaolin, pyrolusite	saturated and remoulded to in situ void ratios (triaxial tests)	e = 56 0.42 e = 49 0.91		36° 38°			Coates McRorie and Stubbins (35)
slates finely laminated and altered	saturated and remoulded (triaxial tests)	e = 1.06 0.5		33°			
clay-shale bentonitic-shale " " " bentonite " " " bentonitic-shale	(triaxial tests) " " " " (direct shear tests)	0.6 0 2.7 0.6 1.0		32° 29° 8.5° 13° 9°		<3.5 <3.5 10-35 <3.5 10-35	Sinclair and Brooker (36)
clays (over-consolid.)	slips, joints or minor shears	0-0.18	0-0.03	12°-18.5°	10.5°-16°	0-5	Skempton and Petley (13)
montmorillonite clay		3.6	0.8	14°	11°	2-12	Eurentius (21)

Tab. 19-3 The shear strength of filled discontinuities as obtained from direct shear tests. The results appearing above the line in the upper part of the table were obtained from laboratory tests. All the remainder were obtained from in situ tests.

Rock	Description of filling	c' (kg/cm ²)		ϕ'		σ_n' (kg/cm ²)	References
		peak	residual	peak	residual		
sand measure rocks	clay mylonite seams (1.0 to 2.5 cm thick)	0.13	0	16°	11°	0-7	Stimpson and Walton (18)
		0.11	0	16°	11.5°		
granulite lamproschist	clay filled joints clay within dyke	0	0	25°	22°	?	Henkel et al. (37)
		0		25°			
chalk	bentonite clay 8 cm seams (mostly montmorillonite)	0.16		7.5°		?	Underwood (38)
		0.22		11.5°			
greywacke	1-2 mm clay in bedding plane		0		21°	0-25	Drozd (22)
limestone	marlaceous joints, 2 cm thick, 7% in situ water content	0	0	25°	15°-24°	10-30	Bernaix (39)
lignite	layer between lignite and underlying clay	0.14		17.5°		0-1.5	Schultze (40)
		0.3 (lab)		15° (lab)		0-4	
granite (?)	clay filled (30% 5 μ clay) faults (40% 5 μ clay) (40% 5 μ clay)	1.0		45		1-10	Rocha (4)
		1.0		27		1-10	
		0		24		1-10	
limestone	6 cm clay layer		0		13°	8-25	Krsmanovic Tufo and Langof (41)
limestones, lignites and marls	interbedded lignite layers lignite/marl contact	0.8		38°		0-20	Salas and Uriel (42)
		1.0		10°		?	
limestone	v. thin clay fillings (<1 mm) thin clay fillings (1-2 cm)	0.5-2.0		21°-17°		1-25	Krsmanovic and Popovic (27)
		1.0		13°-14°		1-25	

Tab. 19-4 The shear strength of filled discontinuities as measured during in situ direct shear tests.

Rock	Description of filling	c (kg/cm ²)		φ		σ _n [*] (kg/cm ²)	References
		peak	resi- dual	peak	resi- dual		
basalt	clayey basaltic breccia wide variation from clay to basalt content	2.42		42°		0-25	Ruiz, Camargo, Midea and Nieble (28)
basalt	contact between compact basalt and clay filled breccia	(r/o)		(4.5/1.7)		1.7	" "
chalk	bentonite seam	0.15		7.5°		3	Link (43)
bentonite	thin layers	0.9		12°		3	
	thin layers	1.2		17°			
granite	tectonic shear zone schist- ose and broken granites, disintegrated rock and gouge	2.6		45°		4-7	Evdokimov and Sapegin (6)
schistose quartzite	stratification planes with 1) thin film of clay	7.4		41°		3-9	Serafim and Guerreiro
	2) thin film of clay	6.1		41°		5-11	
	3) rock completely sepa- rated by clay	3.8		31°		2-4	
schists quartzites and siliceous schists	10-15 cm thick clay filling	0.8		32°		3-8	(44)
	10-25 cm thick clay filling (of altered rock and clay)	0.3		32°		3-12	
dolomite	altered shale bed, approx 15 cm thick	0.41	0.22	14.5°	17°	0-7	Pigot and Mackenzie (45)

ACKNOWLEDGEMENTS

The author is indebted to Reidar Lien and Søren Holmberg of Norges geotekniske institutt for reading those parts of the original manuscript on which this review is based (NGI int. report 54204-1, ref. 46). Their comments, corrections and suggestions for changes in emphasis are gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Rocha, M. (1971)
A method of integral sampling of rock masses.
Rock Mechanics, Vol. 3, No. 1, p. 1-12.
2. Londe, P. (1972)
The mechanics of rock slopes and foundations.
Course of three lectures in mining and metallurgy. University of London. London. 89 p.
Imperial College. Rock mechanics research report, 17.
3. Romero, S. U. (1970)
"In situ" direct shear tests on irregular surface joints filled with clayey material.
International Symposium on Rock Mechanics. Madrid 1968. Proceedings, p. 189-194.
4. Rocha, M. (1964)
Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 785-831.
5. Dodds, R. K. (1970)
Suggested method of test for in situ shear strength of rock.
American Society for Testing and Materials. Special procedure for testing soil and rock for engineering purposes. 5th ed. Philadelphia, Pa. p. 618-628.
ASTM. Special technical publication, 479.
6. Evdokimov, P. D. and D. D. Sapegin (1970)
A large-scale field shear test on rock.
International Society for Rock Mechanics. 2nd Congress. Belgrade 1970.
Proceedings, Vol. 2, paper 3.17.
7. Patton, F. D. and D. U. Deere (1970)
Significant geologic factors in rock slope stability.
Planning open pit mines. Proceedings of the Symposium on The Theoretical Background to the Planning of open Pit Mines with special Reference to Slope Stability, Johannesburg 1970. Ed. P. W. J. van Rensburg, A. A. Balkema, Cape Town/Amsterdam. p. 143-151.
8. Horn, H. M. and D. U. Deere (1962)
Frictional characteristics of minerals.
Géotechnique, Vol. 12, p. 319-335.
9. Kenney, T. C. (1967)
The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings, Vol. 1, p. 123-129.

10. Skempton, A. W. (1964)
Long-term stability of clay slopes. 4. Rankine Lecture.
Géotechnique, Vol. 14, No. 2, p. 77–102.
11. Terzaghi, K. and R. B. Peck (1967)
Soil mechanics in engineering practice. 2nd ed.
New York, Wiley. 729 p.
12. Bishop, A. W., D. L. Webb and P. I. Lewin (1965)
Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft: strength effective stress relationships.
Géotechnique, Vol. 15, p. 1–31.
13. Skempton, A. W. and D. J. Petley (1968)
The strength along structural discontinuities in stiff clays.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings, Vol. 2, p. 29–46.
14. Skempton, A. W. and J. Hutchinson (1969)
Stability of natural slopes and embankment foundations.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. State of the art volume, p. 291-340.
15. Bjerrum, L. (1973)
Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State-of-the-art report to Session IV.
To be published in International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moscow 1973. Proceedings.
16. Skempton, A. W. (1966)
Some observations on tectonic shear zones.
International Society for Rock Mechanics. 1st Congress. Lisboa 1966. Proceedings, Vol. 1, p. 329–335.
17. Fookes, P. G. and D. D. Wilson (1966)
The geometry of discontinuities and slope failures in Siwalik clay.
Géotechnique, Vol. 16, No. 4, p. 305–320.
18. Stimpson, B. and G. Walton (1970)
Clay mylonites in English coal measures. Their significance in opencast slope stability.
International Association of Engineering Geology. 1st International Congress. Paris 1970. Proceedings, Vol. 2, p. 1388–1393.
19. Brekke, T. L. and R. Selmer-Olsen (1965)
Stability problems in underground construct on caused by montmorillonite-carrying joints and faults.
Engineering Geology, Vol. 1, No. 1, p. 3–19.

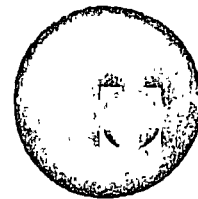
20. Bjerrum, L., T. L. Brekke, J. Moum and R. Selmer-Olsen (1963)
Some Norwegian studies and experiences with swelling materials in rock gouges.
Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 1, p. 23-41.
Also publ. in. Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 57, 1964.
21. Eurenus, J. Forslag till bergförstärkning vid förekomst av svällande lera. (1972)
IVA Bergmekanikkommittén. Bergmekaniskt diskussionsmöte, pp. 189-198. Stockholm.
22. Drozd, K. (1967)
Variations in the shear strength of a rock mass depending on the displacements of the test blocks.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings. Vol. 1, p. 265-269.
23. Kanji, M. A. (1970)
Shear strength of soil-rock interfaces. M. Sc. Thesis, Department of Geology, University of Illinois, Urbana, Ill, 1970.
24. Goodman, R. E. (1970)
The deformability of joints.
Determination of the in situ modulus of deformation of rock. Symposium, Denver, Colo 1969. American Society for Testing and Materials. Special technical publication, 477. p. 174-196.
25. Eurenus, J. and H. Fagerstrom (1969)
Sampling and testing of soft rock with weak layers.
Geotechnique, Vol. 19, No. 1, p. 133-139.
26. Barton, N. R. (1973)
Review of a new shear strength criterion for rock joints.
Engineering Geology, Elsevier, Amsterdam. (In press.)
27. Krsmanović, D. and M. Popovic (1966)
Large scale field tests of the shear strength of limestone.
International Society for Rock Mechanics. 1st Congress, Lisbon 1966. Proceedings, Vol. 1, p. 773-779.
28. Ruiz, M. D., F. P. Camargo, N. F. Midea and C. M. Nieble (1970)
Some considerations regarding the shear strength of rock masses.
International Rock Mechanics Symposium, Madrid 1968. Proceedings, p. 159-169.
29. Newland, P. L. and B. H. Allely (1957)
Volume changes in drained triaxial tests on granular materials.
Géotechnique, Vol. 7, p. 17-34.

30. Coulson, J. H. (1970)
The effects of surface roughness on the shear strength of joints in rock.
Ph. D. Thesis. University of Illinois.
U.S. Department of the Army. Corps of Engineers. Missouri River Division.
Technical report MRD-2-70, Omaha, Nebr., 283 p.
31. Barroso, M. (1970)
Cement grouts and their influence on the shear strength of fissured rock masses.
International Society for Rock Mechanics. 2nd Congress. Belgrade 1970.
Proceedings, Vol. 3, paper 6.9.
32. Nose, M. (1964)
Rock test in situ, conventional tests on rock properties and design of Kurobegawa No. 4
Dam based thereon.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p.
219-252.
33. Brawner, C. O. (1971)
Case studies of stability on mining projects.
Stability in open pit mining. Proceedings of the 1st International Conference on
Stability in Open Pit Mining, Vancouver 1970. Ed. C. O. Brawner and V. Milligan.
Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and
Petroleum Engineers, New York, p. 205-226.
34. Leussink, H. and H. Müller-Kirchenbauer (1967)
Determination of the shear strength behaviour of sliding planes caused by geological
features.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks.
Oslo 1967. Proceedings, Vol. 1, p. 131-137.
35. Coates, D. F., K. L. McRorie and J. B. Stubbins (1963)
Analyses of pit slides in some incompetent rocks.
Society of Mining Engineers of AIME. Transactions, March, p. 94-101.
Also publ. as: Canada. Department of Energy, Mines and Resources. Mines Branch.
Reprint series, 19.
36. Sinclair, S. R. and E. W. Brooker (1967)
The shear strength of Edmonton shale.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks.
Oslo 1967. Proceedings, Vol. 1, p. 295-299.
37. Henkel, D. J., J. L. Knill, D. G. Lloyd and A. W. Skempton (1964)
Stability of the foundations of Monar darn.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p.
425-441.

38. Underwood, L. B. (1964)
Chalk foundations at four major dams in the Missouri River basin.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 23-47.
39. Bernaix, J. (1969)
New laboratory methods of studying the mechanical properties of rocks.
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 6, p. 43-90.
40. Schultze, E. (1957)
Large scale shear tests.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. London 1957 Proceedings, Vol. 1, p. 193-199.
41. Krsmanović, D., M. Tufo and Z. Langof (1966)
Shear strength of rock masses and possibilities of its reproduction on models.
International Society for Rock Mechanics. 1. Congress. Lisbon 1966. Proceedings, Vol. 1, p. 537-542.
42. Salas, J. A. J. and S. Uriel (1964)
Some recent rock mechanics testing in Spain.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 995-1021.
43. Link, H. (1969)
The sliding stability of dams.
Water Power, Vol. 21, No. 3, p. 99-103, No. 4, p. 135-139, No. 5, p. 172-179.
44. Serafim, J. L. and M. Guerreiro (1970)
Shear strength of rock masses at three Spanish dam sites.
International Rock Mechanics Symposium, Madrid 1968. Proceedings, p. 147-157.
45. Pigot, C. H. and I. D. MacKenzie (1964)
A method used for an in situ bedrock shear test.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 495-512.
46. Barton, N. R. (1973)
A review of the shear strength of discontinuities in rock masses with particular reference to slope stability.
Norges geotekniske institutt, Int.rept. 54204-1. Aug. 1973, pp. 1-164.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

METODOS DE DISEÑO PARA ADEMES PROVISIONALES
DEFINITIVOS

ING. ARTURO BELLO MALDONADO

ÁGOSTO, 1978.

USE OF THE LONG-TERM STRENGTH CONCEPT IN THE DETERMINATION OF GROUND PRESSURE ON TUNNEL LININGS

DÉTERMINATION DE LA PRESSION DE TERRAINS SUR LES REVÊTEMENTS DE TUNNELS À PARTIR DE LA CONCEPTION DE RÉSISTANCE À LONG TERME

BEMESSUNG DER TUNNELAUSKLEIDUNGEN AUFGRUND EINER ZEITABHÄNGIGEN GEBIRGSFESTIGKEIT

B. LADANYI

Professor

École Polytechnique, Montreal, Canada

SUMMARY. A closed-form solution for the determination of the true ground pressure acting on tunnel supports in the rock mass is presented in this paper. Although valid for a simple tunnel geometry and field stress conditions, the solution offers the advantage of taking into account a number of significant characteristics of the rock mass, such as its linear or nonlinear failure envelope, its loss of strength after failure associated with the volume dilation, as well as its strength decrease with time.

RESUME. Dans cette communication, on présente une solution explicite du problème de la détermination de la pression de terrains sur le revêtement des tunnels de section circulaire. Cette solution, bien que valable pour une simple géométrie du tunnel et un champ homogène et isotrope des contraintes naturelles, offre néanmoins l'avantage de tenir compte d'un certain nombre de caractéristiques importantes du massif rocheux, telles que la forme linéaire ou nonlinéaire de sa ligne de rupture, sa perte de résistance après la rupture, associée avec un foisonnement, ainsi que la réduction de sa résistance avec le temps.

ZUSAMMENFASSUNG. In dieser Veröffentlichung wird eine geschlossene Lösung für die Bestimmung des echten Gebirgsdruckes auf Tunnelauskleidungen dargelegt. Obgleich diese Lösung nur für einen einfachen Tunnelquerschnitt und homogenes und isotropes Spannungsfeld gültig ist, sie hat doch den Vorteil, einige sehr bedeutende Gebirgseigenschaften in Bezug zu nehmen. Diese sind: die gerade oder gekrümmte Bruchlinie des Gebirges, seine Festigkeitsverminderung und Auflockerung nach dem Bruch, und seine zeitabhängige Festigkeitseigenschaften.

INTRODUCTION

It has been known for some time that the ground pressure on the lining of a tunnel of a given geometry depends not only on the rock mass properties and the natural stress field (effective and groundwater pressure) but also on the type and the rigidity of the lining and on the time of its installation. As pointed out by Talobre (1957), depending on the over-all rigidity of the lining and its real or apparent movement relative to the rock, the following four types of ground pressure, listed in the descending order of their intensity, may occur:

(a) Passive ground resistance, which may exceed several times the effective natural field stress, is mobilized only if the tunnel cavity is forced to expand, either due to the lining and grouting pressure, as in the case of pressure conduits, or due to a pressure build-up behind a rigid lining in a swelling type of rock.

(b) Total stabilization pressure, which is of the order of the effective field stress, occurs if no movement of the rock is allowed, either during the construction or later. In practice, this condition is only very rarely met, but the compressed-air shield method, used sometimes in driving tunnels through clay, comes close to it.

(c) Partial stabilization pressure or true ground pressure is lower than the effective field stress, and occurs if, under a relatively high field stress, a limited amount of rock mass displacement towards the tunnel is allowed. It corresponds to the active earth pressure in soil mechanics.

(d) Rock load on roof supports is a local pressure on the roof of the tunnel due to the stabilization of gravity flow of broken rock mass towards the tunnel.

It should be noted that the last two types of ground pressure are additive, their relative importance varying with the ratio of the field stress to the rock mass strength. If the ratio is high, which happens in the case of deep tunnels in a relatively weak rock mass, the true ground pressure will be determinant for the lining design. In the opposite case, i.e., for relatively shallow tunnels in a competent rock mass, only the rock load on roof supports may be important.

The methods for the determination of the ground pressure on tunnel linings have ranged through the years from simple empirical rules, based on tunnelling experience in conveniently defined types of rock mass, (Terzaghi, 1946; Lauffer, 1956), up to the present numerical methods allowing to predict the ground pressures with a high degree of sophistication, as far as the properties of the rock mass, the stress field, and the tunnel geometry is concerned.

As far as the general understanding of the rock-lining interaction is concerned, the "characteristic line" concept has played an important role in recent years. The "characteristic line" is the pressure-contraction curve for the tunnel cavity, in a given rock mass and stress field. When such a curve is used in connection with the deformation or displacement characteristics of the tunnel supports, it enables, in principle, the value of the required ground pressure acting on the lining to be determined. The method has first been described by Pacher (1964), and has since been used and

discussed by several authors in connection with tunnels both in rock (Rabcewicz 1964, Coates 1965, Lecian 1968, Lombardi 1970, 1973, Daemen and Fairhurst, 1971) and in soil (Peck, 1969).

Although these and other similar investigations have been of great help in improving the general understanding of the liner-rock interaction, they have, nevertheless, up to now (1973) failed to produce a viable closed-form solution for the determination of the ground pressure, i.e., a method that would enable the ground pressure on the lining to be estimated on the basis of the most probable field stress conditions and rock mass properties.

It is evident that such a closed-form solution can be obtained only for very idealized conditions as far as the tunnel geometry and the field stress is concerned. Nevertheless, even if such a solution furnishes only a partial answer to a real problem, it may be of a considerable value as a means for quick dimensioning of the lining in the preliminary design stage.

As shown in the following, for the selected boundary conditions, a relatively simple solution has been obtained, which enabled more attention to be paid to the proper choice and determination of the fundamental rock parameters affecting the results. Among these, the rock dilation due to breakage, and the effect of time on the rock mass strength have received a special consideration.

DETERMINATION OF THE TRUE GROUND PRESSURE

The driving of a tunnel through a stressed rock mass by any method, with the exception of the compressed-air caisson method, produces in the mass a local destressing effect, which is instantaneously followed by the displacement of all the mass towards the tunnel cavity.

In a competent rock, this displacement passes mostly unnoticed since it occurs nearly totally during the excavation. Nevertheless, the fact remains that, at the moment of the installation of the lining, the state of stress around the tunnel has already been perturbed, and even some permanent deformation and rock breakage may have taken place. If such a mass remains stable thereafter, the lining will experience no pressure other than that due to the back-packing and grouting behind the lining.

In other words, if there is a build-up of pressure on the lining, this may be due either to a local instability of some rock blocks in contact with the lining, or to a general deterioration of rock mass properties as a result of creep, weathering, fatigue and other effects.

In order to be able to determine the design ground pressure on the lining, one needs, therefore, not only one but two characteristic lines of the rock: one for the short term response, and another for the long term response of the mass to destressing.

In the following calculations it will be assumed that both the short term and the long term properties of the rock mass are known. The former will be used for finding the instantaneous closure of the tunnel before the installation of the lining, and the latter for determining the required long term value of the ground pressure, taking into account the deformability of the lining and an eventual initial gap between the lining and the rock face. The theory, which is similar

to that shown earlier for the cavity expansion case in rock (Ladanyi 1967), is valid for a tunnel of circular cross section, driven through an isotropic rock mass and subjected to an isotropic state of natural stress, ($p_x = p_y = p_z = p_0$). The rock behavior under stress is assumed to be as follows:

(a) In the pre-failure region: Linear-elastic, characterized by the Young's modulus E and the Poisson's ratio ν .

(b) At failure: The rock is assumed to fail according to the Mohr failure criterion. Two particular forms of the failure envelope are considered: (b-1) Coulomb straight line (Parameters: uniaxial compression strength C_0 , and the angle of shearing resistance ϕ_s); (b-2) Fairhurst (1964) second-degree parabola (Parameters: C_0 and the uniaxial tensile strength T_0).

(c) In the post-failure region: Perfectly plastic. Mohr-Coulomb failure theory valid for broken rock. (Parameters: cohesion intercept c and the angle of shearing resistance ϕ).

(d) As far as the volume strain is concerned, in the elastic domain, the strain is governed by the value of the Poisson's ratio ν . At failure, and up to some strain beyond failure, it is determined by the associated flow rule of the theory of plasticity.

(e) All the parameters are assumed to be time-dependent, but only their limiting, i.e., short term and long term values are used in the analysis.

Figure 1 shows schematically the principal assumption on the rock strength behavior.

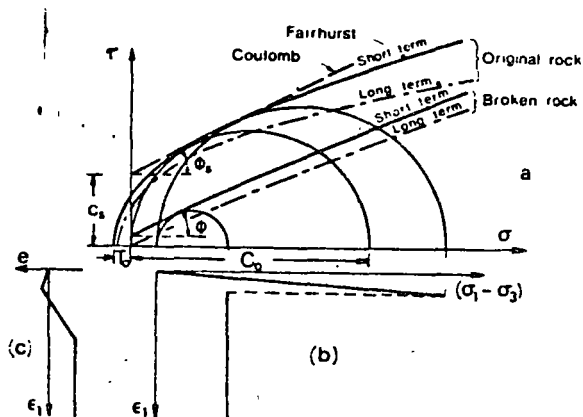


Fig. 1 - Principal assumptions on the rock behavior: (a) Strength; (b) Stress-strain; (c) Volume strain.

The analysis was made for the plane strain case with the major principal stress circumferential (σ_θ), the minor principal stress radial (σ_r) and the intermediate principal stress (σ_z) longitudinal.

Figure 2 shows the notation used in connection with the analysis of stresses, Fig. 2(a), and displacements, Fig. 2(b).

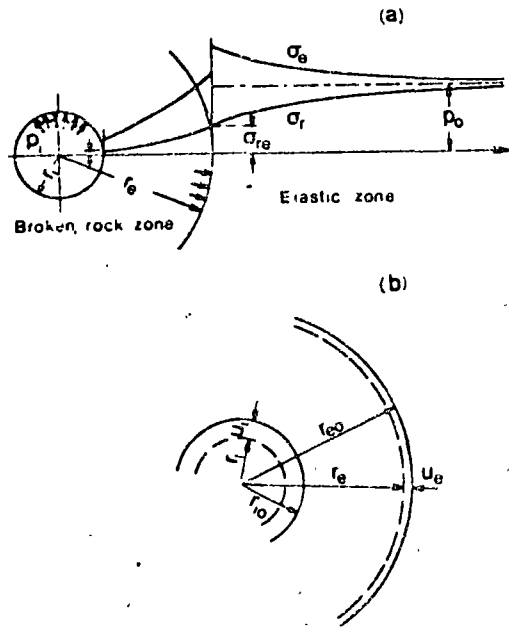


Fig. 2. - Notation for (a) Stresses, and (b) Displacements around the tunnel.

Stresses. For the cylindrical symmetry case, the differential equation of equilibrium reduces to

$$d\sigma_r/dr + (\sigma_r - \sigma_\theta)/r = 0 \quad (1)$$

Satisfying Eq.(1) for linear-elastic rock behavior and the boundary conditions $\sigma_r = \sigma_{re}$ at $r = r_e$, and $\sigma_r = p_0$ at infinity, yields the Lamé's equations for stresses in the elastic region:

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - \sigma_{re})(r_e/r)^2 \quad (2)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + (p_0 - \sigma_{re})(r_e/r)^2 \quad (3)$$

Here, σ_{re} and r_e , referring to the elastic-plastic interface, remain to be determined.

Within the broken zone, Eq.(1) is integrated by substituting the Mohr-Coulomb failure criterion for broken rock:

$$(\sigma_\theta + H)/(\sigma_r + H) = f \quad (4)$$

where

$$f = (1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi) \quad (5)$$

and

$$H = c \cot \phi \quad (6)$$

Integration of Eq.(1) and substitution of a boundary condition $\sigma_r = p_i$ at $r = r_i$, yields stresses in the broken rock zone:

$$\sigma_r = (p_i + H)(r/r_i)^{f-1} - H \quad (7)$$

$$\sigma_\theta = f(p_i + H)(r/r_i)^{f-1} - H \quad (8)$$

In order to find the value of σ_{re} and the radius of the broken zone r_e , the failure criterion for the original rock should be satisfied at the internal boundary of the elastic region, $r = r_e$, where, from Eqs.(2) and (3), the principal stress difference is:

$$\sigma_{\theta e} - \sigma_{re} = 2(p_0 - \sigma_{re}) \quad (9)$$

(I) Coulomb straight-line criterion for the original rock mass can be written as

$$\text{with } \sigma_1 - \sigma_3 = C_0 + \sigma_3(f_s - 1) \quad (10)$$

$$f_s = (1 + \sin \phi_s)/(1 - \sin \phi_s) \quad (11)$$

Since $\sigma_1 = \sigma_{\theta e}$ and $\sigma_3 = \sigma_{re}$, substituting Eq.(9) into Eq.(10), yields

$$\sigma_{re} = p_0 - C_0 M_C \quad (12)$$

where

$$M_C = [1 + (f_s - 1)p_0/C_0]/(f_s + 1) \quad (13)$$

(II) Fairhurst parabolic criterion for the original rock mass. Denoting by $n = C_0/(-T_0)$ and $m = \sqrt{(n+1)}$, the criterion can be written as

$$\sigma_1 - \sigma_3 = C_0 [2(1 + n \sigma_3/C_0)^{\frac{1}{2} + m} - 1]/(m+1) \quad (14)$$

Since $\sigma_1 = \sigma_{\theta e}$ and $\sigma_3 = \sigma_{re}$, substitution of Eq.(9) into Eq.(14) gives

$$\sigma_{re} = p_0 - C_0 M_F \quad (15)$$

where

$$M_F = [1 + n p_0/C_0 - \frac{1}{4}(m-1)^2]^{\frac{1}{2}}/(m+1) \quad (16)$$

The continuity of σ_r at $r = r_e$ gives, from Eq.(7):

$$\sigma_{re} + H = (p_i + H)(r_e/r_i)^{f-1} \quad (17)$$

from which, taking into account Eq.(12) or (15), (with M equal either M_C or M_F),

$$r_e/r_i = [(p_0 + H - M C_0)/(p_i + H)]^{1/(f-1)} \quad (18)$$

It will be seen that the broken rock zone will exist only if the pressure p_i is lower than a critical value given by

$$p_i < p_{icr} = p_0 - M C_0 \quad (19)$$

The stresses in the broken zone, $r_i \leq r < r_e$, are given by Eqs.(7) and (8). In the elastic zone, $r \leq r < \infty$, the stresses can be obtained by substituting Eqs.(12) or (15) into Eqs.(2) and (3).

It will be seen that the solution has the same form for the two considered failure criteria for the original rock mass. Once one of the two criteria has been selected, the values of M-factors can be either calculated from Eqs.(13) and (16), or be read directly from the graphs in Figs. 3 and 4.

Deformations. The radial displacement, u_e , of the elastic boundary, when p_0 decreases to σ_{re} at $r = r_e$, is from the Lamé's theory:

$$u_e/r_e = (p_0 - \sigma_{re})(1 + \nu)/E \quad (20)$$

which, with Eq. (12) or (15), becomes

$$u_e/r_e = C_0 M(1 + \nu)/E \quad (21)$$

Let e_{av} denote the average plastic volume strain (positive for volume decrease), associated with the passage of the rock from solid (or densely interlocked) to broken state. Then, by comparing the volume of the broken zone before and after its formation, one gets (Fig. 2b),

$$\pi(r_e^2 - r_i^2) = \pi(r_{e0}^2 - r_{i0}^2)(1 - e_{av}) \quad (22)$$

Substituting

$$r_e = r_{e0} - u_e$$

and

$$r_i = r_{i0} - u_i$$

and simplifying, yields:

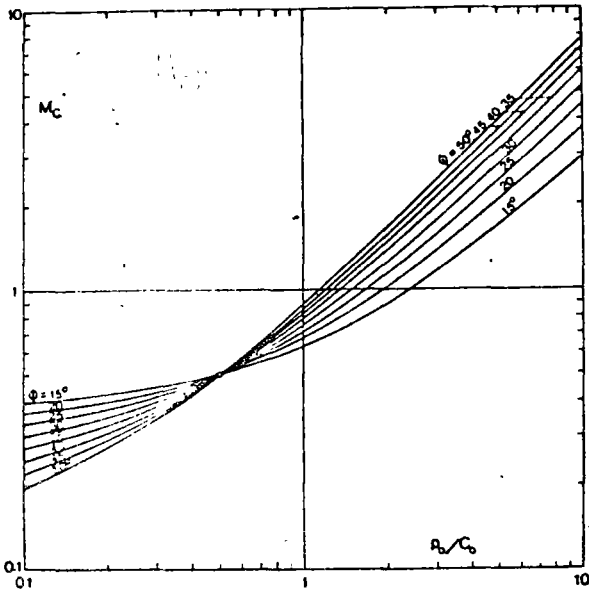


Fig. 3. - Values of factor M_C , Eq. (13).

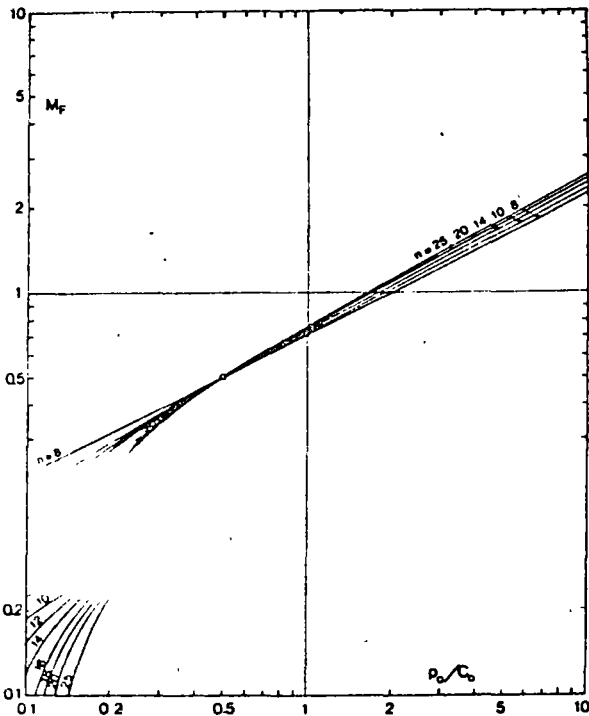


Fig. 4. - Values of factor M_F , Eq. (16).

$$u_i/r_{i0} = 1 - [(1 - e_{av})/(1 + A)]^{1/2} \quad (24)$$

in which A denotes:

$$A = (2 u_e/r_e - e_{av})(r_e/r_i)^2 \quad (25)$$

or, more explicitly, with Eqs.(18) and (21),

$$A = (2 \frac{1+\nu}{E} C_0 M - e_{av}) \left[\frac{p_0 + H - C_0 M}{p_i + H} \right]^{2/(f-1)} \quad (26)$$

Equation of the characteristic line. As long as there is no failure of the rock around the tunnel, i.e., as long as the internal pressure p_i remains between p_0 and p_{icr} , given by Eq.(19), the response of the rock mass is elastic and the equation of the characteristic

line is determined from the Lamé's theory:

For $p_{icr} < p_i < p_0$:

$$u_i/r_{i0} = (p_0 - p_i)(1+\nu)/E \quad (27)$$

For all values of p_i smaller than p_{icr} the broken zone exists, and the corresponding pressure-contraction relationship, i.e., the characteristic line, is given by Eq. (24).

Short term and long term case. It is known that rock mass properties may change with time due to creep and weathering effects. Eventually, after a long period of time, or during the design life of the tunnel, the characteristic rock properties may reduce to their long term values, so that, denoting the long term parameters by a dash, these long term values will be:

$E' < E$; $\nu' \neq \nu$; $C'_0 < C_0$; $T'_0 < T_0$; $c' \neq c$; $\phi' \neq \phi$; $e'_{av} \neq e_{av}$. The probable long term variation of these parameters will be discussed in one of the following paragraphs.

The long term characteristic line is then obtained by substituting the long term parameters into Eqs.(24) to (27). The two characteristic lines are shown schematically in Fig. 5 (AB and AB'). It is obvious that, between the two lines, there is an infinity of similar lines (isochrones), each corresponding to a given time interval after the tunnel construction.

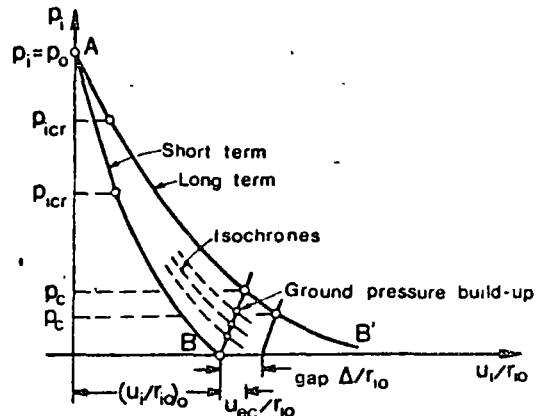


Fig. 5. - Schematic representation of the characteristic line concept for ground pressure determination.

Determination of the ground pressure. The ground pressure acting on the lining after a long time interval, is represented by a point on the long term characteristic line at which the radial displacement of the rock and the supporting system equalize. As shown in Fig.5, the total radial displacement to be taken into account is essentially composed of three independent parts:

(1) Instantaneous displacement of the tunnel wall prior to the lining installation, $(u_i/r_{i0})_0$, can be obtained from Eqs.(24) and (27) for $p_i = 0$ and for short term values of all parameters.

(2) Contraction of the lining under stress, (u_{ec}/r_{i0}) , depends on the type of lining adopted in the design. Load-deformation characteristics of various types of linings and supports have been discussed by several authors (e.g., Lombardi, 1970, 1973). As an illustration, for a massive annular concrete lining with external radius $r_{ec} \approx r_{i0}$, and internal radius r_{ic} ,

the ratio u_{ec}/r_{io} can be calculated from

$$u_{ec}/r_{io} = p_c/k_c E_c \quad (28)$$

where

$$k_c = (1 - w_e^2)/[(1 + v_c)(1 - 2v_c + w_e^2)] \quad (29)$$

and

$$w_e = r_{ic}/r_{ec} \approx r_{ic}/r_{io} \quad (30)$$

The parameters E_c and v_c refer to the concrete.

(3) Eventual gap Δ between the lining and the rock face. The gap, mainly due to the irregularities of the rock face, is usually filled with pressure grout in order to avoid pressure concentration on the lining and an excessive rock loosening.

The sum of all the displacements is then:

$$\Sigma(u_i/r_{io}) = (u_i/r_{io})_0 + p_c/k_c E_c + \Delta/r_{io} \quad (31)$$

The ground pressure acting on the lining can be found by substituting $\Sigma(u_i/r_{io})$ for u_i/r_{io} in Eq.(24) and by using long term parameters for the rock mass. Explicitly, from Eqs.(24) and (26), the ground pressure is given by

$$p_c = (p_0 + H' - C_0' M) \left[\frac{2 C_0' M' (1 + v)/E - e_{av}}{1 - e_{av}} - 1 \right]^{(f-1)/2} - H \quad (32)$$

Since p_c is also contained in Eq.(31), one or two trials are necessary for finding the final value of the ground pressure from Eq.(32).

EVALUATION OF THE AVERAGE PLASTIC DILATION, e_{av} .

It has been known for quite a long time that the loosening of the rock mass due to breakage and opening of the joints affects the ground pressure on the lining, not only because it results in a strength reduction of the mass, but also because it affects its deformability.

The concept of an average plastic dilation was first introduced into the tunnelling literature by Labasse (1950), who also attempted to estimate its value. Later, Ladanyi (1967) investigated the effect of the plastic dilation on the cavity expansion resistance in rock, while Daemen and Fairhurst (1971), and Lombardi (1973), showed its effect on the shape of the characteristic line for tunnel contraction. However, although all the authors agree about the importance of plastic dilation, few have actually attempted to quantify it in connection with the tunnel design.

The problem is that the plastic dilation varies from point to point in the plastic zone, depending on the shear strain and the value of the mean normal stress.

In a dense rock, or a well interlocked rock mass, the classical plasticity concepts may be of some help in determining the maximum rate of dilation at failure. In fact, it has been shown experimentally by Ladanyi and Nguyen Don (1971) that in dense rocks the rate of volume increase associated with the brittle failure could be predicted very closely by using the concept of the associated flow rule of the theory of plasticity, which implies that the plastic strain increments are normal to the yield surface in the principal stress space.

The same rule has already been used by some authors in connection with the tunnelling problems (Salençon, 1969; Voight and Dahl, 1970). It is, however, easy to show that an indiscriminate use of this rule may lead to predicting volume strains much in excess of reali-

ty. In the following, the value of e_{av} will, therefore, be determined by applying the associate flow rule only to a limited portion of the post-failure strains, which seems to be justified according to the available experimental evidence, (e.g., Ladanyi and Nguyen Don, 1971).

The associated flow rule can be stated as (Drucker and Prager, 1951):

$$de_{ij}^p = \lambda \partial F / \partial \sigma_{ij} \quad (33)$$

where de_{ij}^p denotes the plastic strain increment, λ is a non-negative factor of proportionality, and F is the yield function. The superscript "p" for "plastic" will be omitted in the following.

If the yield function is linear, (Coulomb line, Eq.10) one gets from Eq.(33) the following ratio of the principal plastic strain increments:

$$de_1/de_3 = -1/f_s \quad (34)$$

from which the ratio of plastic dilation to the plastic shear strain, for the plane strain case, is

$$\frac{de}{d\gamma} = \frac{de_1 + de_3}{de_1 - de_3} = -\frac{f_s - 1}{f_s + 1} = -\sin \phi_s \equiv D_c \quad (35)$$

On the other hand, if the yield function is parabolic and given by Eq.(14), use of Eq.(33) yields:

$$de_1/de_3 = -\alpha/(\alpha + \beta) \quad (36)$$

where

$$\alpha = (1 + n \sigma_3/C_0)^{1/2} \quad (37)$$

and

$$\beta = m - 1 \quad (38)$$

From Eq.(36) it follows that

$$\frac{de}{d\gamma} = -\frac{(m-1)}{2(1+n\sigma_3/C_0)^{1/2} + m-1} \equiv D_F \quad (39)$$

It should be noted that in Eq.(39) σ_3 denotes the minor principal stress at the elastic-plastic interface σ_{re} , given by Eq.(12) or (15). From Eqs.(35) and (39) it follows that, for small increments of strain, the plastic dilation is proportional to the shear strain γ , the coefficient of proportionality being either D_c or D_F , as required by the shape of the yield function, i.e., for a small strain,

$$e \approx D \gamma \quad (40)$$

As shown by Ladanyi (1967), the value of e_{av} can be obtained by dividing the total volume change in the plastic zone, ΔV_p , by the volume of the plastic zone, V_p . While the latter follows readily from the foregoing analysis, the former has to be calculated from

$$\Delta V_p = \int_{r_i}^{r_e} 2\pi e(r) r dr \quad (41)$$

In order to express e as a function of r use is made of the approximate relationship between γ and r (valid strictly only for a volume constant case),

$$\gamma \approx \gamma_i (r_i/r)^2 \quad (42)$$

where γ_i is the shear strain at the tunnel wall, $r = r_i$. In addition, it can be shown (Ladanyi, 1961) that

$$u_i/r_{io} = (1 - \gamma_i)^{-1/2} - 1 \quad (43)$$

On the other hand, since u_i/r_{io} is also given by Eq.(24), equating the two yields a simplified form of γ_i (because A and e_{av} are much smaller than one),

$$\gamma_i \approx (A + e_{av})/(1 + A) \quad (44)$$

Using Eqs.(40) to (44), Eq.(41) can now be integrated.

As mentioned before, if the volume change rate is assumed to obey the associate flow rule only within a limited portion of post-failure strains, say, only up to three times the failure strain, and falls to zero beyond that strain, Eq.(41) should be integrated only between the radius of the plastic zone r_e at which $\gamma = \gamma_f$ (the failure strain), and the radius r_i at which $\gamma = 3\gamma_f$, and which is from Eq.(42) equal to $r_e/\sqrt{3}$. It follows that, for a relatively thin plastic zone, i.e., for $r_e/r_i < \sqrt{3}$, the integration should be carried out over the whole zone, and the resulting e_{av} is:

$$e_{av} = \frac{2D\gamma_1 \ln(r_e/r_i)}{(r_e/r_i)^2 - 1} \approx \frac{2(u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{[(r_e/r_i)^2 - 1][1 + 1/2D \ln(r_e/r_i)]} \quad (45)$$

If the plastic zone is relatively thick, i.e., $r_e/r_i > \sqrt{3}$, Eq.(41) is integrated only between r_e and $r_e/\sqrt{3}$, which yields,

$$e_{av} = \frac{1.1 D \gamma_1}{(r_e/r_i)^2 - 1} \approx \frac{2(u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{[(r_e/r_i)^2 - 1][1 + 1/1.1 D]} \quad (46)$$

It should be noted that the values of (r_e/r_i) and (u_e/r_e) in Eqs.(45) and (46) are given by Eqs.(18) and (21), respectively.

LONG TERM PARAMETERS OF THE ROCK MASS

Defined very broadly, the rock mass around the tunnel, depending on its degree of weathering and fragmentation, may range from a soil-like to a rock-like material, as far as the time-dependent behavior is concerned. Although a considerable attention has been paid for a number of years to the effect of time on the behavior of soils, rocks and concrete, very little is still known about the variation with time of the principal strength and deformation parameters of the rock mass.

In saturated clays it is known that, with time, the two Coulomb strength parameters change continuously, the cohesion decreasing from its undrained value to close to zero, and the apparent angle of internal friction increasing from zero to its fully drained value. As a result, the unconfined compression strength of clays tends usually to zero with time.

In solid-brittle materials like rock and concrete, there is much smaller loss of strength with time. On the basis of a great number of controlled-rate and sustained-load uniaxial compression tests performed by a number of authors on concrete and various types of rocks, (e.g., Desayi and Viswanatha, 1967; Bieniawski 1970; Wiid, 1970; Singh and Bamford, 1971), it can be concluded that the long term compressive strength of such materials corresponds to the stress at which fracture initiation occurs during conventional short term tests in compression. The long term strength level is located at about 70 to 90 per cent of the short term strength in most dry and partially saturated rocks and concrete, but was found to be as low as 60% in completely saturated rocks (Wiid, 1970). In the latter, according to Wiid, the long term strength agrees well with the Griffith theory of fracture initiation.

As far as the strength of broken rock is concerned, it is found to be derived mainly from friction and interlocking (Hobbs, 1970), and to be best represented by a slightly curved Mohr envelope passing through the origin. While clear evidence on the effect of time on the broken rock strength is still lacking, some loss with time of the apparent cohesion due to interlocking may be anticipated.

As far as the deformation properties are concerned, Bieniawski's 1970 tests on sandstone show that, in uniaxial compression, when the strain rate decreases from 10^{-4} to 10^{-10} per second, i.e., through 6 logarithmic cycles, the modulus of elasticity drops about 50%, while the failure strain increases by about 100%.

ADDITIONAL LOAD DUE TO GRAVITY FLOW

The rock mass located in the broken zone above the tunnel roof has a tendency to flow towards the tunnel under the effect of gravity forces. Thus, in addition to the true ground pressure, acting radially from all sides towards the tunnel axis, there may also be a rock load acting on the tunnel roof. The load is proportional to the thickness D of the broken rock zone above the roof, but is reduced due to the arching action. The additional vertical pressure on the roof can be estimated from the bin formula, e.g., in the form given by Ladanyi and Hoyaux, 1969.

EXAMPLE AND DISCUSSION

In order to illustrate how the foregoing theory would apply to a typical field situation, a calculation of the true ground pressure was made for the following field stress conditions and rock mass properties:

Field stress: $p_0 = 2000 \text{ psi} = 13.8 \text{ MNm}^{-2}$;

Rock properties: (a) Short term: $E = 0.72 \times 10^6 \text{ psi} = 4960 \text{ MNm}^{-2}$, $\nu = 0.20$, $C_0 = 2300 \text{ psi} = 15.85 \text{ MNm}^{-2}$,

$n = 15$ (Parabolic failure envelope). For broken rock:

$\phi = 40^\circ$, $c = 100 \text{ psi} = 0.69 \text{ MNm}^{-2}$.

(b) Long term: $E' = 0.5 E$, $\nu' = 0.20$, $C_0' = 0.70 C_0$,

$n' = 12$ (Parabolic failure envelope).

For broken rock: $\phi' = 40^\circ$, $c' = 0$.

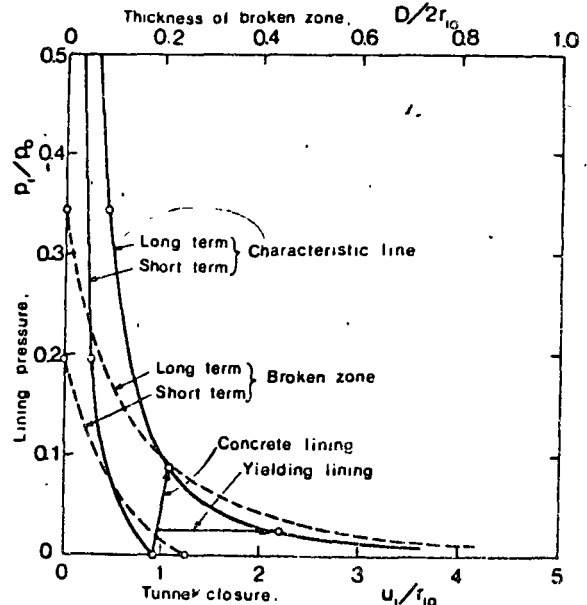


Fig. 6. - Normalized plot of results of calculation for a typical true ground pressure case; Tunnel radius: 8 ft = 2.44 m; Lining thickness: 6 in = 15.3cm. Principal results of the calculation are shown in Fig. 6. The figure shows both the short term and the long term characteristic line, as well as the two corresponding curves giving the extent of the broken rock zone around the tunnel. The average plastic dilation e_{av} in the broken zone, calculated from the shape of the failure envelope as described, was found to vary with p_i from zero to -0.0054 at $p_i = 0$, in the short term case, and to -0.0030 at $p_i = 20 \text{ psi}$ (0.138 MNm^{-2}) in the long term case. The broken rock

zone appeared when p_i dropped to 390 psi (2.69 MNm^{-2}) and 652.3 psi (4.7 MNm^{-2}) in the short term and the long term case, respectively. With time, the extent of the broken zone more than doubled, and would lead to tunnel instability without lining. The selected concrete lining proved to be relatively rigid, which resulted in a ground pressure of $p_c = 170 \text{ psi} = 1.17 \text{ MNm}^{-2}$. If, on the other hand, a yielding lining, designed to yield at $p_i = 50 \text{ psi} = 0.345 \text{ MNm}^{-2}$ is adopted, the amount of long term closure, measured from the moment of lining installation, would be about 1.27 in = 3.22 cm. It will be seen that these values agree well with the order of magnitude of expected ground pressures and displacements in similar tunnel situations.

CONCLUSION

The closed-form solution for the determination of the true ground pressure on tunnel linings presented in this paper, although valid for a simple tunnel geometry and field stress conditions, offers the advantage of taking into account a number of significant characteristics of the rock mass, in particular its plastic volume dilation and its strength decrease with time. The solution is considered to be able to furnish a reasonable first estimate of the true ground pressure, in particular at relatively high field stresses and in creep-sensitive rock materials.

REFERENCES

- BIENIAWSKI, T., Time-dependent behaviour of fractured rock, Rock Mechanics, Springer, Vol.2, pp.123-127.
- COATES, D.F., 1965, Rock Mechanics Principles, Mines Branch Monograph #74, Information Canada, Ottawa.
- DAIMEN, J.J.K. and FAIRHURST, C., 1971, Influence of failed rock properties on tunnel stability, "Dynamic Rock Mechanics", (Ed. G.B. Clark), American Inst. of Min., Metal and Petroleum Engineers, New York, pp.855-875.
- DESAYI, P. and VISWANATHA, C.S., 1967, True ultimate strength of plain concrete, Bulletin Rilem, 36, 163-173.
- DRUCKER, D.C. and PRAGER, W., 1951, Soil mechanics and plastic analysis of limit design, Quarterly of Applied Mathematics, Vol.10, pp.157-165.
- FAIRHURST, C., 1964, On the validity of the Brazilian test for brittle materials, International Journal of Rock Mechanics and Min. Sci., Vol.1., pp.535-546.
- HOBBS, D.W., 1970, The behaviour of broken rock under triaxial compression, Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.7, pp.125-148.
- LABASSE, H., 1949, Les pressions de terrains dans les mines de huiles, Revue Universelle des Mines, 9e Série, tome V, No.3, pp.78-88.
- LAPANYI, B., 1961, Theoretical and experimental study of expansion of spherical and cylindrical cavities in granular soils, (In French), Annales des Travaux Publics de Belgique, No.2, pp.105-137 and 365-406.
- LAPANYI, B., 1967, Expansion of cavities in brittle media, Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.4, pp.301-328.
- LAPANYI, B. and HOYAUX, B., 1969, A study of trap-door problem in a granular mass, Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, pp.1-14.
- LAPANYI, B. and NGUYEN DON, 1970, Study of strains associated with brittle failure, Proceedings, 6th Canadian Rock Mechanics Symposium, Montreal, Information on Canada, pp.49-64.
- LAUFFER, H., 1958, Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau, Geologie und Bauwesen, 24, H.1.
- LECIAN, J., 1968, Abstimmen von Gebirgsverformung und Ausbauwiderstand in Strecken und Schächten ohne Abbaueinwirkungen, Glückauf-Forschungshefte, Vol.29, No.6, pp.311-314.
- LOMBARDI, G., 1970, The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities, Tunnels and Tunnelling, Vol.2, pp.104-109.
- LOMBARDI, G., 1973, Dimensioning of tunnel linings with regard to constructional procedure Tunnels and Tunnelling, Vol.5, pp.340-351.
- PACHER, F., 1964, Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaus, Festmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl.1, pp.149-161.
- PECK, R.B., 1969, Deep excavations and tunnelling in soft ground, Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Vol., pp.225-290.
- RABCEWICZ, L.V., 1964, 1965, The new Austrian tunnelling method, Water Power, Nov., Dec., 1964, Jan., 1965.
- SALENOON, J., 1969, Contraction quasistatique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élasto-plastique, Annales des Ponts et Chaussées, IV, pp.231-236.
- SINGH, D.P. and BAMFORD, W.E., 1971, The prediction and measurement of the long-term strength of rock, Proceedings, 1st Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Melbourne, Vol.1, pp.37-44.
- TALOBRE, J.A., 1957, La mécanique des roches, Dunod, Paris.
- TERZACHI, K., 1946, Rock defects and loads on tunnel supports, "Rock Tunnelling with Steel Supports", The Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio.
- VOIGT, B. and DAHL, H.D., 1970, Numerical continuum approaches to analysis of nonlinear rock deformation, Canadian Journal of Earth Sciences, Vol.7, pp.814-830.
- WIID, B.L., 1970, The influence of moisture on the pre-rupture fracturing of two rock types, Proceedings, 2nd Congress of the International Society of Rock Mechanics, Beograd, Vol.2, pp.233-250.

ESTIMATION OF SUPPORT REQUIREMENTS FOR UNDERGROUND EXCAVATIONS

ESTIMATION DES SOUTÈNEMENTS NÉCESSAIRES POUR LES EXCAVATIONS SOUTERRAINES

ABSCHÄTZUNG DES NÖTIGEN FELSAUSBAUES IM HOHLRAUMBAU

Nick Barton Ph.D. Reidar Lien (Senior engineer) Johnny Lunde (Senior engineer)
Norwegian Geotechnical Institute, P.O. Box 40, Tåsen, Oslo 8, Norway.

1

Nick Barton, Ph. D.
Reidar Lien (Senior Engineer)
Johnny Lunde (Senior Engineer)
Norwegian Geotechnical Institute
P. O. Box 40
Tåsen, Oslo 8, Norway

ESTIMATION OF SUPPORT REQUIREMENTS FOR UNDERGROUND EXCAVATIONS

ESTIMATION DES SOUTÈNEMENTS NÉCESSAIRES POUR LES EXCAVATIONS SOUTERRAINES

ABSCHÄTZUNG DES NÖTIGEN FELSAUSBAUES IM HOHLRAUMBAU

An analysis of some 200 case records has revealed a useful correlation between the amount and type of permanent support and the rock mass quality Q , with respect to excavation stability. The rock mass quality Q is a function of six parameters, each of which has a rating of importance, which can be estimated from surface mapping and can be updated during subsequent excavation. The six parameters are as follows: the RQD index, the number of joint sets, the roughness of the weakest joints, the degree of alteration or filling along the weakest joints, and two further parameters which account for the rock load and water inflow. In combination these parameters represent the rock block size, the interblock shear strength, and the active stress. Analysis of the rock mass quality and corresponding support practice has shown that suitable permanent support can be estimated for the whole spectrum of rock qualities. Support measures include various combinations of shotcrete, bolting, and cast concrete arches together with the appropriate bolt spacings and lengths, and the requisite thickness of shotcrete or concrete.

Une analyse de données provenant de quelque 200 cavités creusées a permis d'établir une relation utile entre, d'une part, l'envergure et le type de soutènements et, d'autre part, la qualité Q des masses rocheuses, en ce qui concerne la stabilité. La qualité Q de la roche est une fonction de six paramètres dont chacun, dans des échelles données, s'est vu attribuer un coefficient pondéré déterminé qu'on peut estimer en se basant sur des observations faites en travaillant à ciel ouvert et qui pourra être ajusté et mis à jour au cours de l'avancement des travaux. Ces paramètres sont: l'indice RQD, le nombre de systèmes de fissuration, la rugosité (celle du plus faible plan de fissuration), le degré d'altération (caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies), et, en outre, deux paramètres qui tiennent compte du niveau de tension et de l'afflux d'eau. Dans leur ensemble, ces paramètres représentent l'influence qu'exercent la grandeur des pierres, la résistance au cisaillement existant sur les surfaces de contact entre les pierres, et les tensions actives. Des analyses de la qualité, accompagnée d'une prise en considération de la pratique de soutènement utilisée, ont permis de démontrer qu'il est possible d'estimer un soutènement approprié pour toute la variété de qualités de roche. Les mesures de sûreté englobent différentes combinaisons de béton projeté, de boulonnage et d'arcs en béton coulés, accompagnées de l'indication de la distance appropriée entre boulons, de la longueur de ces derniers et de l'épaisseur à respecter tant pour le béton projeté que pour le béton coulé.

Eine Untersuchung von Daten aus etwa 200 fertiggestellten Tunnelbauten ergab einen nutzbaren Zusammenhang zwischen Umfang und Typ des permanenten Verbaues und der Gebirgsqualität Q . Die Gebirgsqualität Q ist eine Funktion von sechs Parametern, die aus Oberflächenbeobachtungen und nach skalierten Gewichten bestimmte Leitziffern erwerfbar werden. Die Werte können während des Bauvortriebes justiert werden. Die sechs Parameter sind: RQD-Leitziffer, Anzahl der Kluftsysteme, Rauigkeit (für schwächste oder ungünstigste Spaltebene), Umwandlungsgrad (Charakter der Risse oder Füllung längs der schwächsten Spalten) und des weiteren zwei Parameter, die Spannungsniveau und Wasserzufluss berücksichtigen. Wenn man diese Parameter koordiniert, vertreten sie den Einfluss der Körnung, der Scherfestigkeit an den Anschlussflächen zwischen den Felsblöcken und der einwirkenden Spannungen. Analysen der Gebirgsqualität und der entsprechenden Sicherungsmassnahmen haben erwiesen, dass es möglich ist, einen angemessenen Ausbau fürs ganze Spektrum der Gebirgsqualität zu veranschlagen. Die Sicherungsmassnahmen umfassen verschiedene Kombinationen von Nägeln, Ankern, Spritzbeton und Ortsbetongewölben sowie auch Angaben über Ankerabstände und erforderliche Stärke des Spritz- oder Gussbetons.

INTRODUCTION

Two important factors for the stability of underground excavations are their location and orientation relative to unfavourable geological conditions. Both factors are weighed to minimise difficult rock conditions for the case of large span openings of limited length. However there is little opportunity to choose the orientation of tunnels, and generally only the location can be changed significantly. The amount of support required will be strongly dependent on orientation if poor rock conditions are encountered.

Estimates of support are required at three stages in a project: for the feasibility studies, for the detailed planning, and finally during excavation itself. In view of the economic importance of support costs it is vital that the support estimates are as accurate as possible for all three stages. The accuracy will depend partly on the success of the geological investigations, and partly on the success of extrapolating past experiences of support performance to new rock mass environments. When beginning this work of support estimation a literature survey directed towards related excavations

Barton, Lien, and Lunde.

Estimation of support....

in similar rocks can be extremely useful. Subsequently several site visits to related projects will further contribute to the familiarization process for the engineers concerned with the new design. No matter how many sophisticated rock mechanics test programmes and /or finite element analyses are performed, the design engineers will come back to the basic question - "is this bolt spacing, shotcrete thickness, or unsupported span width reasonable in the given rock mass?" Their opinions are likely to be based mainly on past experience in such projects and on their recent literature and case record study. Rock mechanics testing and finite element analyses will probably contribute little to the final decision of bolt spacing and shotcrete thickness, although the excavation shape and layout may of course benefit from such analyses. *Underground excavations are supported with some confidence primarily because many others have been supported before them and they have performed satisfactorily.*

Empirical design is likely to persist for a long time in the planning of underground support, due to the enormous complexity of the problem. It is therefore all the more important to have an objective method of analysing case records, so that this past experience can be used logically in the planning of support for new excavations in different rock mass environments.

Approximately two hundred case records have been analysed for the purpose of finding out what type and amount of support is used for a given type and size of excavation in given rock mass conditions. The quality of the rock mass is described numerically using a six parameter classification which can encompass more than 300,000 combinations of geotechnical conditions. The method appears to have great promise, although its reliability could obviously be improved by putting it to test in further projects. This paper is written in the hope of stimulating engineers and geologists to try the method, and to provide both critical and positive feedback especially in areas where the authors' case record data is sparse or non-existent. The following steps are involved in testing the method

1. Classify the relevant rock mass quality (or qualities) by means of surface mapping, bore core analysis, trial adits, etc. The method of classification, which is explained fully in the following pages (Tables 1 to 6) consists of numerically rating the following rock mass parameters: joint density (RQD) number of joint sets, roughness of most unfavourable joint set, degree of alteration or filling of most unfavourable joint set, rock load resistance, water inflow.
2. Choose optimum dimensions of excavations, keeping in mind the purpose of each excavation and the degree of safety required, i.e. power house, water tunnel, road tunnel, access tunnel etc.
3. Estimate the appropriate permanent support (shotcrete thickness, bolt spacing, cast concrete arch thickness etc.) for each excavation using the support tables (Tables 8,9,10,11).

The method is essentially a weighting process in which the positive and negative aspects of a rock mass are assessed. A store of experience (case records) is searched to try to find the most appropriate support measures for the given excavations and rock mass conditions. The whole procedure is probably not dissimilar

to the mental process occurring when a very experienced tunneling consultant is asked for his support recommendations.

METHOD FOR ESTIMATING ROCK MASS QUALITY Q

The six parameters chosen to describe the rock mass quality Q are combined in the following way:

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (1)$$

where

- RQD = rock quality designation (Deere, 1963)
- J_n = joint set number
- J_rⁿ = joint roughness number
- J_a^r = joint alteration number
- J_w = joint water reduction factor
- SRF = stress reduction factor

The three pairs of parameters are found to be crude measures of :

1. block size (RQD/J_n)
2. inter-block shear strength (J_rⁿ/J_a^r) (≅ tan φ)
3. active stress (J_w/SRF)

The rock mass descriptions and ratings for each of the six parameters are given in Tables 1 to 6. The range of possible Q values (approx. 0.001 to 1000) encompasses the whole spectrum of rock mass qualities from heavy squeezing ground right up to sound unjointed rock. The case records examined included 13 igneous rock types, 24 metamorphic rock types, and 9 sedimentary rock types. More than 80 of the case records involved clay mineral joint fillings of various kinds, including 12 swelling clay occurrences. However, most commonly the joints were unfilled and the joint walls were unaltered or only slightly altered. Further details of the range of case records studied can be found in the report by Barton et al. (1974a). Three examples are given later in this paper.

Table 1. Descriptions and ratings for the parameter RQD.

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)	
A. Very poor	0 - 25
B. Poor	25 - 50
C. Fair	50 - 75
D. Good	75 - 90
E. Excellent	90 - 100

Note: (i) Where RQD is reported or measured as = 10, (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in equation (1).
(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100,95,90, etc. are sufficiently accurate.

Table 2. Descriptions and ratings for the parameter J_n

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
G. Three joint sets plus random	12
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube" etc.	15
J. Crushed rock, earthlike	20

Note: (i) For intersections use (3.0 × J_n)

Estimation of support.....

Note: (ii) For portals use (2.0 J_n)

Table 3. Descriptions and ratings for the parameter J_r

3. JOINT ROUGHNESS NUMBER		
	(J_r)	
(a) Rock wall contact and		
(b) Rock wall contact before 10 cms shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough or irregular, undulating	3	
C. Smooth, undulating	2	
D. Slickensided, undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	

Note: (i) Descriptions refer to small scale features and intermediate scale features, in that order.

(c) No rock wall contact when sheared

H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0

Note: (ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3m.

(iii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength

Table 4. Descriptions and ratings for the parameter J_a

4. JOINT ALTERATION NUMBER		
	(J_a)	(ϕ_r)
(a) Rock wall contact		(approx.)
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i.e. quartz or epidote	0.75	(-)
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-soft.)	3.0	(20-25°)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0	(8-16°)
(b) Rock wall contact before 10 cms shear		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25-30°)
G. Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness)	6.0	(16-24°)
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (continuous but <5mm thickness)	8.0	(12-16°)
J. Swelling -clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but <5mm thickness) Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8 - 12	(6-12°)

(c) No rock wall contact when sheared		
	(J_a)	(ϕ_r)
K, L. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition)	6, 8, or 8-12	(6-24°)
N. Zones or bands of silty or sandy-clay, small clay fraction (non-softening)	5.0	(-)
O, P. Thick, continuous zones		
R. or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	10, 11, or 13-20	(6-24°)

Table 5. Descriptions and ratings for the parameter J_w

5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR (J_w)		
		Approx. water pres. (kg/cm ²)
A. Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min. locally.	1.0	<1
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings.	0.66	1 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5-10
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	>10
F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1-0.05	>10

Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed.
(ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

Table 6. Descriptions and ratings for parameter SRF

6. STRESS REDUCTION FACTOR	
(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated.	
	(SRF)
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10
B. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation \leq 50m)	5
C. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50m)	2.5
D. Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	7.5
E. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation \leq 50m)	5.0

Estimation of support.....

F.	Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50m)			(SRF)	2.5
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)				5.0
Note: (i) Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.					
(b) Competent rock, rock stress problems					
		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	(SRF)	
H.	Low stress, near surface	>200	>13		2.5
J.	Medium stress	200-10	13-0.66		1.0
K.	High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10-5	0.66-.33		0.5-2
L.	Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-.16		5-10
M.	Heavy rock burst (massive rock)	<2.5	<0.16		10-20
Note: (ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8\sigma_c$ and $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where: σ_c = unconfined compression strength, and σ_t = tensile strength (point load), and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.					
(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).					
(c) Squeezing rock: plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure (SRF)					
N.	Mild squeezing rock pressure				5 - 10
O.	Heavy squeezing rock pressure				10 - 20
(d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on presence of water					
P.	Mild swelling rock pressure				5 - 10
R.	Heavy swelling rock pressure				10 - 15

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF TABLES 1 to 6.

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1 to 6:

1. When borecore 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 relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses (Palmarström, 1975) :

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)} \quad (2)$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3 \text{ (RQD} = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$

2. The parameter J 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 only occasional

breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n in Table 2.

3. The parameters J_r and J_a (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_r/J_a) is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q from equation 1. *The value of (J_r/J_a) 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 (Table 6a). 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 (Table 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in Note (ii), Table 6b.

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 present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

ORIENTATION AND WEAKNESS ZONES

Potential users of this classification method will have noted that the only mention of *joint orientation* is in Note 3 above. Most of the case records that were analysed included the necessary information on structural orientation relative to the excavation axes. However the information was not found to be sufficiently important to justify the use of a seventh parameter. No doubt this was in some cases due to the fact that excavation axes were already orientated favourably with respect to weakness zones. It is certainly necessary to orientate important excavations favourably with respect both to stress anisotropy and to weakness zones, as usually attempted.

However, the weakness zone poses a threat to stability not only because of its potential orientation, but also because of its weakness. A rough unfilled joint having identical orientation might not even be noticed and would certainly pose no threat to stability.

It is probable that engineers and geologists who note the presence of "unfavourably orientated" discontinuities in an excavation - and this is admittedly an important observation - do so because these surfaces are visible. One of the reasons that they are visible is that overbreak occurs preferentially along their surfaces. This is partly a consequence of planarity and/or filling material. In fact the surfaces in question are relatively non-dilatant, so offer little resistance to continued shearing. Discontinuities with $J_r/J_a \leq 1$ would probably come under this category.

It is in fact difficult to separate the observation "unfavourably orientated" from the implication of low dilatancy and low shearing resistance. The number of joint sets may also play an important role here, since this number controls the degree of freedom for block

Estimation of support....

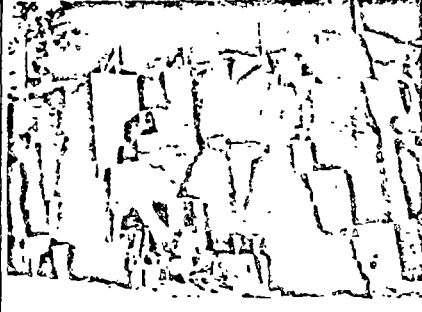
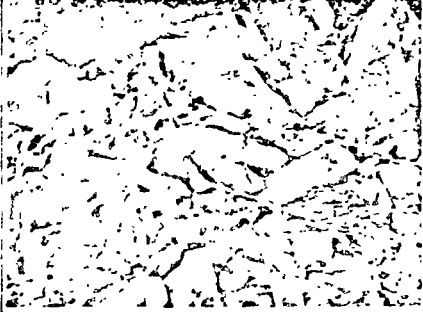
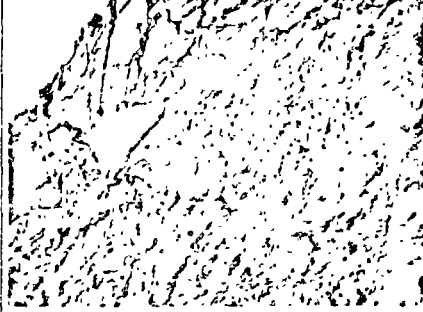
		
<p>1. GRANITE RQD = 90 $Q = (90/9) \cdot (1.5/1.0) \cdot (0.66/1.0)$ = 10 (fair/good) (1E/2F, 3E/4B, 5B/6J)</p>	<p>2. GRANITE RQD = 70 $Q = (70/15) \cdot (3.0/1.0) \cdot (0.66/1.0)$ = 9.2 (fair) (1C/2H, 3B/4B, 5B/6J)</p>	<p>3. GRANITE RQD = 0 $Q = (10/20) \cdot (1.0/6) \cdot (0.66/6)$ = 0.009 (exceptionally poor: 1A/2J, 3J/4K, 5B/6N)</p>

Figure 1. Examples of classification for three dissimilar granitic rock masses.

fall-out, if any, whatever the orientation or shearing resistance of the discontinuities or joints. Most of the influence of orientation is automatically reflected in the value of Q since the parameters J_n , J_r , J_a and SRF are indirectly weighted by "unfavourably orientated" features.

Cases sometimes arise where unfavourably dipping shear zones delineate exceptionally large unstable wedges requiring special support. This may take the form of specially dimensioned tensioned anchors positioned to allow for the variously orientated forces. A surge chamber wall at Churchill Falls (Benson et al. 1971), and a power house wall at Morrow Point (Brown et al. 1971) were both stabilized in this manner. In view of the special nature of such problems, no attempt should be made to relate the relevant rock mass quality Q to special-purpose support of this type.

EXAMPLES OF ROCK MASS CLASSIFICATION

Figure 1 illustrates the method of classifying rock masses for their quality Q . The three photographs are of surface exposures, but imaginary tunnel depths of around 40m have been assumed. Therefore water pressures and rock pressures of medium values have been assumed for each of the examples. Beneath each photograph the following are listed:

1. Rock type. RQD.
2. Rock mass quality Q and values of the 6 parameters: RQD/J_n , J_r/J_a , J_w/SRF .
3. Numerical and alphabetical coding to the classification descriptions given in Tables 1 to 6. (This coding may be used for concise recording of rock conditions in routine tunnel mapping).

The following points can be noted from the classification of the three granitic rock masses:

1. The positive contribution of irregular, undulating joints ($J_r = 3$) in example 2, gives this rock mass almost the same quality (Q) as example 1, despite the greater number of joint sets.
2. The decomposed granite shown in example 3 has a very low strength. It is probable that at 40m depth, with a rock pressure in the region of 10-15 kg/cm², the material will exhibit some mild squeezing, hence the estimate of SRF = 6.

ESTIMATION OF SUPPORT BASED ON CASE RECORDS

(A) EXCAVATION SUPPORT CHART FOR ANALYSIS OF CASE RECORDS

The method of classifying a rock mass to obtain its quality Q was developed by successive re-analysis of case records, until a consistent relationship was obtained between Q , the excavation dimension, and the support actually used. These three variables were inter-related by means of a support chart. The final version of this chart is shown in Figure 2. It was arrived at after several alterations and re-analyses of the case records. The box numbering 1 to 38 is used as a reference to the support category. Support measures that are appropriate to each category are listed in Tables 8, 9, 10, and 11.

The left-hand axis of the support chart gives the equivalent dimension (D_e) which is a function both of the size and of the purpose of the excavation. The span or diameter are used as dimensions when analysing roof support, and the height or diameter are used for wall support. The excavation support ratio (ESR) which modifies these dimensions, reflects construction practice in that the degree of safety and support demanded by an excavation is determined by the purpose of the excavation, the presence of machinery, personell etc.

Table 7. The excavation support ratio (ESR) appropriate to a variety of underground excavations.

Type of excavation	ESR No.
A. Temporary mine openings etc.	ca. 3-5? (2)
B. Vertical shafts: (i) circular section	ca. 2.5? (0)
(ii) rectangular/square section	ca. 2.0? (0)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc.	1.6 (83)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (hemispherical caverns?)	1.3 (25)
E. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.	1.0 (79)
F. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories etc.	ca. 0.8? (2)

Estimation of support.....

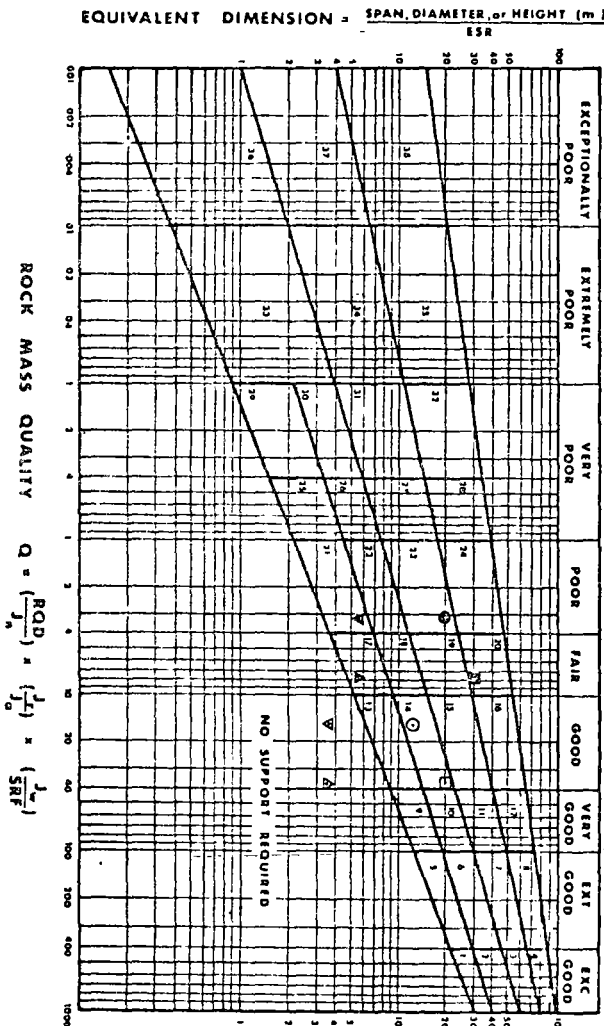


Figure 2. Excavation support chart showing the box numbering for 38 categories of support. The plotted points refer to the worked examples given in the appendix.

Machine Hall	Tailrace Tunnel	
⊙	▼	roof (permanent)
⊠	▲	walls "
⊙	▽	roof (temporary)
⊠	△	walls "

The list of ESR values given in Table 7 was developed through trial and error as the most workable solution to the problem of variable support practice. The number of case records relevant to each class of construction are given in brackets. The degree of confidence in these figures will be roughly in proportion to the number of relevant cases, hence the question marks.

More than 200 case records were evaluated, and the relevant values of Q and SPAN/ESR are plotted in Fig.3 In all, more than 90 of the case records were obtained from Cecil (1970), who visited and mapped a wide variety of excavation conditions in Scandinavia.

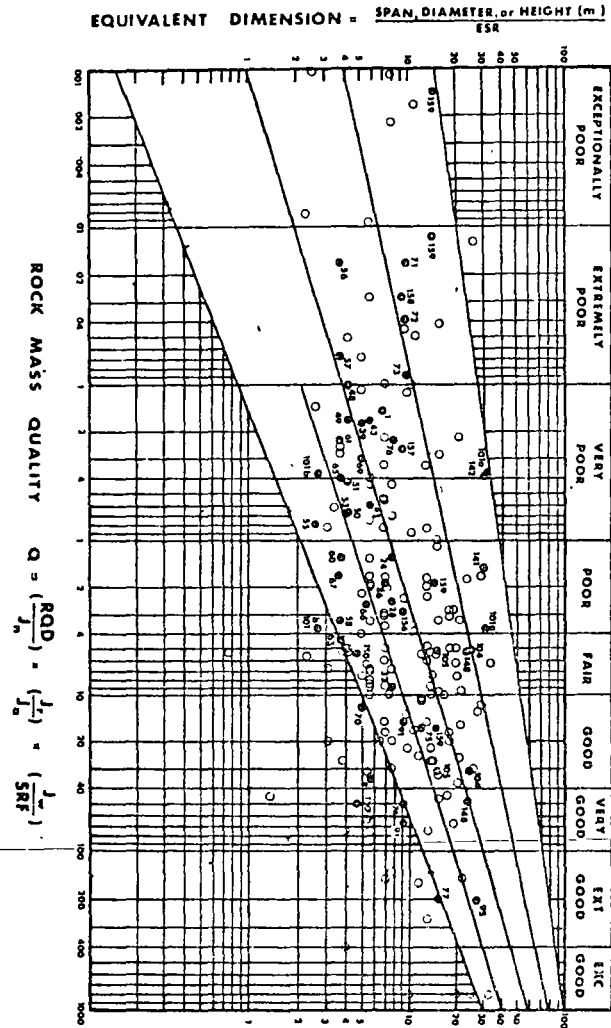


Figure 3. Support estimates are based on analysis of more than 200 case records. Numbered points refer to case records that are described in detail by Barton et al. (1974a)

(B) GENERAL EXCAVATION SUPPORT ESTIMATES

Different engineering practices inevitably lead to variations in methods of support, even for the same quality of rock. The majority of data has been obtained from European case records due in particular to the ninety or so case records from Scandinavia (Cecil, 1970) and to the Norwegian cases known to the authors. As a result of this European - Scandinavian bias, and the belief that bolting and shotcrete methods deserve most attention, several well documented case records have been ignored. These include those describing steel rib support methods, free span concrete arch roofs, and pre-cast sectional linings. However a large number of the several hundred case records that were reviewed could not be included, as some aspect of the rock mass or support was inadequately described.

The general estimates of support for each of the 38 support categories (Figure 2) are given in Tables 8, 9, 10, and 11. They have been tailored to fit the

Estimation of support.....

largest number of case records possible, that plot within the same support category. (See Figure 3). Exceptionally conservative or (occasionally) unsafe designs are automatically excluded from consideration since it is impossible to accommodate them in a generally applicable support recommendation for a given category.

However, small variations in support methods do occur in each category due to rock mass differences, since a given value of Q is not unique, but a combination of several variables. In order to separate the more important variations in support practice, the conditional factors RQD/J_n and J_r/J_a should be evaluated in addition to the overall quality Q. Two excavations having the same rock mass quality Q, may in one case be bolted, and in the other case only shotcreted. The conditional factor RQD/J_n describing block size will normally separate these two cases. In other examples the conditional factor J_r/J_a describing inter-block shear strength may play a more important role, and occasionally the value of SPAN/ESR also helps to differentiate support methods.

In cases involving swelling or squeezing rock, the Notes appearing in the right hand columns of Tables 8, 9, 10 and 11 are also used to differentiate support requirements (see Notes VIII, IX and X).

The support recommendations listed in Tables 8, 9, 10 and 11 have been designed in the first instance to give estimates of permanent roof support, since they are based on the roof support methods quoted in the case records. However, Figure 2 and the tables can also be used to estimate the wall support, and the temporary support. The suggested methods are given in the appendix, together with recommendations for bolt and anchor lengths, and complete worked examples to illustrate the method.

Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- B = systematic bolting
- (utg) = untensioned, grouted
- (tg) = tensioned, (expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)
- S = shotcrete
- (mr) = mesh reinforced
- clm = chain link mesh
- CCA = cast concrete arch
- (sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm). All bolts are assumed to be 20 mm in diameter.

Table 8. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good" and "Good" Quality (Q range: 1000-10)

Support category	Conditional factors			Type of support	Notes
	RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR		
1*	-	-	-	sb(utg)	-
2*	-	-	-	sb(utg)	-
3*	-	-	-	sb(utg)	-
4*	-	-	-	sb(utg)	-

5*	-	-	-	sb(utg)	-
6*	-	-	-	sb(utg)	-
7*	-	-	-	sb(utg)	-
8*	-	-	-	sb(utg)	-
9	≥ 20	-	-	sb(utg)	-
	<20	-	-	B(utg) 2.5-3 m	-
10	≥ 30	-	-	B(utg) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(utg) 1.5-2 m	-
				+clm	
11*	≥ 30	-	-	B(tg) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(tg) 1.5-2 m	-
				+clm	
12*	≥ 30	-	-	B(tg) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(tg) 1.5-2 m	-
				+clm	
13	≥ 10	≥ 1.5	-	sb(utg)	I
	≥ 10	<1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
	<10	≥ 1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
	<10	<1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
				+S 2-3 cm	
14	≥ 10	-	≥ 15	B(tg) 1.5-2 m	I, II
	<10	-	≥ 15	B(tg) 1.5-2 m	I, II
				+S(mr) 5-10 cm	
	-	-	<15	B(utg) 1.5-2 m	1, III
				+clm	
15	>10	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, II, IV
	≥ 10	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, II, IV
				+S(mr) 5-10 cm	
16*	>15	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, V, VI
See note XII	≤ 15	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, V, VI
				+clm	
				+S(mr) 10-15 cm	

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Note: The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is >25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Table 9. Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" quality (Q range: 10-1).

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR		
17	>30	-	-	sb(utg)	I
	(≥ 10 , ≥ 30)	-	-	B(utg) 1-1.5 m	I
	<10	-	≥ 6 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+S 2-3 cm	
	<10	-	<6 m	S 2-3 cm	I
	>5	-	≥ 10 m	B(tg) 1-1.5 m	I, III
				+clm	
	>5	-	<10 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+clm	
18	≤ 5	-	≥ 10 m	B(tg) 1-1.5 m	I, III
				+S 2-3 cm	
	≤ 5	-	<10 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+S 2-3 cm	

Estimation of support.....

19	-	-	≥20 m	B(tg) 1-2 m +S(mr) 10-15 cm	I,II,IV
	-	-	<20 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I,II
20*	-	-	≥35 m	B(tg) 1-2 m +S(mr) 20-25 cm	I,V,VI
See note XII	-	-	<35 m	B(tg) 1-2 m +S(mr) 10-20 cm	I,II,IV
21	≥12.5	≤0.75	-	B(utg) 1 m +S 2-3 cm	I
	<12.5	≤0.75	-	S 2.5-5 cm	I
	-	>0.75	-	B(utg) 1 m	I
22	>10, (<u><30</u>)	>1.0	-	(B(utg) 1 m +clm	I
	≤10	>1.0	-	S 2.5-7.5 cm	I
	<30	≤1.0	-	B(utg) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	I
	≥30	-	-	B(utg) 1 m	I
23	-	-	≥15 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I,II,IV, VII
	-	-	<15 m	B(utg) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I
24*	-	-	≥30 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 15-30 cm	I,V,VI
See note XII	-	-	<30 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I,II,IV

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Table 10. Support Measures for Rock Masses of "Very poor" Quality (Q range: 1.0-0.1)

Support category	Conditional factors RQD J _n	J _r J _a	SPAN ESR	Type of support	Note
25	>10	>0.5	-	B(utg) 1 m +mr or clm	I
	≤10	>0.5	-	B(utg) 1 m +S(mr) 5 cm	I
	-	≤0.5	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII,X, XI
	-	-	-	B(utg) 1 m +S 2.5-5 cm	I,IX
27	-	-	≥12m	B(tg) 1 m +S(mr) 7.5-10cm	I,IX
	-	-	<12m	B(utg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	I,IX
	-	-	>12m	CCA 20-40 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI
	-	-	<12m	S(mr) 10-20 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI
28*	-	-	≥30m	B(tg) 1 m +S(mr) 30-40 cm	I,IV,V, IX
See note XII	-	-	(<u>≥20</u> , <30m)	B(tg) 1 m +S(mr) 20-30 cm	I,II,IV, IX
	-	-	<20m	B(tg) 1 m +S(mr) 15-20 cm	I,II,IX
	-	-	-	CCA(sr)30-100cm +B(tg) 1 m	IV,VIII, X,XI
29*	>5	>0.25	-	B(utg) 1 m +S 2-3 cm	-
	≤5	>0.25	-	B(utg) 1 m +S(mr) 5 cm	-
	-	≤0.25	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5 cm	-

30	≥5	-	-	B(tg) 1 m +S 2.5-5 cm	IX
	<5	-	-	S(mr) 5-7.5 cm B(tg) 1 m	IX VIII,X, XI
	-	-	-	+S(mr) 5-7.5 cm	
31	>4	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-12.5cm	IX
	≤4, ≥1.5	-	-	S(mr) 7.5-25 cm CCA 20-40 cm	IX
	<1.5	-	-	+B(tg) 1 m CCA(sr)30-50 cm	VII,X, XI
32	-	-	≥20m	B(tg) 1 m +S(mr) 40-60 cm	II,IV, IX
See note XII	-	-	<20m	B(tg) 1 m +S(mr) 20-40 cm	III,IV, IX
	-	-	-	CCA(sr)40-120cm +B(tg) 1 m	IV,VIII, X,XI

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (Q range: 0.1-0.001)

Support category	Conditional factors RQD J _n	J _r J _a	SPAN ESR	Type of support	Note
33*	≥2	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	IX
	<2	-	-	S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm	IX VIII,X
34	≥2	≥0.25	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	IX
	<2	≥0.25	-	S(mr) 7.5-15 cm S(mr) 15-25 cm	IX
	-	<0.25	-	CCA(sr)20-60 cm +B(tg) 1 m	VIII,X XI
35	-	-	≥15m	B(tg) 1 m +S(mr) 30-100cm	II,IX
See note XII	-	-	≥15m	CCA(sr)60-200cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI,II
	-	-	<15m	B(tg) 1 m +S(mr) 20-75 cm	IX,III
	-	-	<15m	CCA(sr)40-150cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI,III
36*	-	-	-	S(mr) 10-20 cm S(mr) 10-20 cm	IX VIII,X, XI
	-	-	-	+B(tg) 0.5-1.0m	
37	-	-	-	S(mr) 20-60 cm S(mr) 20-60 cm	IX VIII,X, XI
	-	-	-	+B(tg) 0.5-1.0m	
38	-	-	≥10m	CCA(sr)100-300cm CCA(sr)100-300cm	IX VIII,X, XI,VI
See note XIII	-	-	≥10m	+B(tg) 1 m	
	-	-	<10m	S(mr) 70-200 cm	IX
	-	-	<10m	S(mr) 70-200 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, III,XI

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Estimation of support.....

Supplementary Notes for Support Tables

- I. For cases of heavy rock bursting or "popping", tensioned bolts with enlarged bearing plates often used, with spacing of about 1 m (occasionally down to 0.8 m). Final support when "popping" activity ceases. (Selmer-Olsen, 1970)
- II. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 3, 5 and 7 m.
- III. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 2, 3 and 4 m.
- IV. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 2-4 m.
- V. Several bolt lengths often used in same excavations, i.e. 6, 8 and 10 m.
- VI. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 4-6 m.
- VII. Several of the older generation power stations in this category employ systematic or spot bolting with areas of chain link mesh, and a free span concrete arch roof (25-40 cm) as permanent support.
- VIII. Cases involving swelling, for instance montmorillonite clay (with access of water). Room for expansion behind the support is used in cases of heavy swelling. See Selmer-Olsen (1970). Drainage measures are used where possible.
- IX. Cases not involving swelling clay or squeezing rock.
- X. Cases involving squeezing rock. Heavy rigid support is generally used as permanent support.
- XI. According to the authors' experience, in cases of swelling or squeezing, the temporary support required before concrete (or shotcrete) arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of RQD/J_n is sufficiently high (i.e. >1.5), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i.e. $RQD/J_n < 1.5$, for example a "sugar cube" shear zone in quartzite), then the temporary support may consist of up to several applications of shotcrete. Systematic bolting (tensioned) may be added after casting the concrete, but it may not be effective when $RQD/J_n < 1.5$, or when a lot of clay is present, unless the bolts are grouted before tensioning. A sufficient length of anchored bolt might also be obtained using quick setting resin anchors in these extremely poor quality rock-masses. Serious occurrences of swelling and/or squeezing rock may require that the concrete arches are taken right up to the face, possibly using a shield as temporary shuttering. Temporary support of the working face may also be required in these cases.
- XII. For reasons of safety the multiple drift method will often be needed during excavation and

supporting of roof arch. Categories 16, 20, 24, 28, 32, 35 (SPAN/ESR >15 m only!).

- XIII. Multiple drift method usually needed during excavation and support of arch, walls and floor in cases of heavy squeezing. Category 38 (SPAN/ESR >10 m only).

(C) EXAMPLES OF CASE RECORD ANALYSIS AND SUPPORT COMPARISON

Application of the classification-support method is illustrated in Table 12. The three case records and the sketches given in Figure 4 were obtained from Cecil (1970) and illustrate a wide range of conditions and dimensions. The authors' estimates of permanent roof support found in tables 8, 9, 10 and 11 are compared in each case with the support actually used. The classification ratings obtained from Tables 1 to 6 can be checked against descriptions using the code letters listed in Table 12. More detailed worked examples are given in an appendix. These include estimates for wall support and for temporary support.

PRELIMINARY ANALYSIS OF FAILURES

It seems unlikely that conventional safety factors can ever be specified for structures as complex as lined underground excavations in jointed rock. There are too many uncertainties concerning the interacting modes of failure between the support and the surrounding rock mass.

A statistical analysis might at first sight appear to provide a promising approach. Ideally the analysis should incorporate the uncertainties in the input parameters and the uncertainties in the mathematical models of the failure modes. The theoretically optimum design could be determined based on the probabilities of failure in the different modes and on the costs of construction and failure. The end result would be superior to design based on conventional safety factors since paradoxically the designs having the highest safety factors might nevertheless incorporate higher probabilities of failure, as for instance shown by Høeg and Murarka (1974).

In underground excavation in rock, statistical design of this form is probably a very long way off, as we know almost nothing about the modes and mathematics of failure. Some engineers might object that we do know that shotcrete fails in shear, not compression, and that a rock mass behind the support will usually slide on pre-existing joints, unless retained by bolts. These are indisputable facts, but they help very little in actually formulating the mathematical analyses for general failure modes in a medium as variable as a rock mass. *It is therefore that we have at present to fall back on a classification method, where the design is based on precedent, and where a good classification method will allow us to extrapolate past designs to different rock masses and to different sizes and types of excavation.*

A valid objection to design based on precedent is that the general safety margin is virtually unknown. Very few failures occur and those that do can be so time dependent that it is difficult to be certain whether the "factor of safety" of the failed design

Estimation of support.....

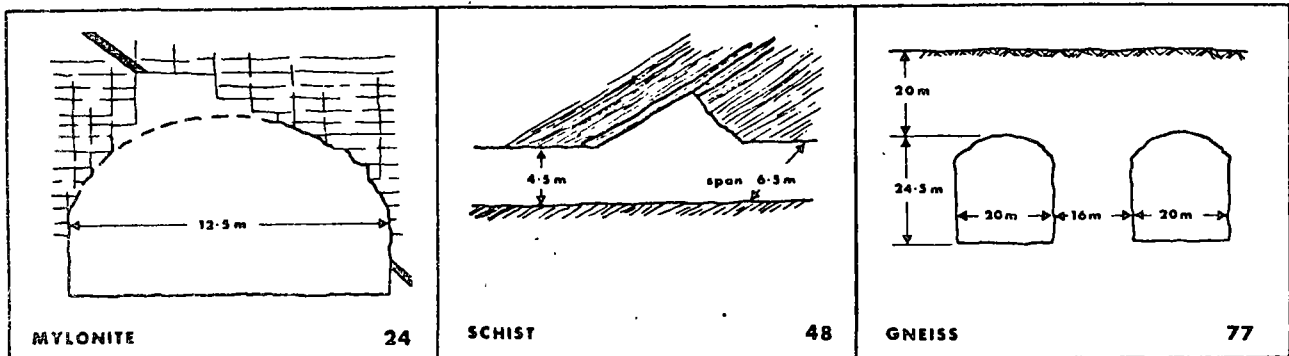


Figure 4. Sketches of three case records described in Table 12, after Cecil (1970).

Table 12. Comparison of support used and support recommended, for three case records described by Cecil (1970).

Case No.	1. DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN (m)	Height (m)	Depth (m)	Support used	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_f}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$	Q	ESR	SPAN ESR	Estimate of permanent roof support	
24	1. 60 m length, including a 1 m wide shear zone in mylonite. Crushed mylonite and non-softening clay seams and joint fillings. Intersecting joint set. 2 joint sets plus random, 5-30 cm spacing. Minor-water inflows (<3l/min). RQD = 60 2. Wedge shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Vietas Hydro, N.Sweden (ref. Cecil 1970).	12.5	6.5	60	Rock bolts, wire mesh and shotcrete	60 6	1.0 6	1.0 2.5		1.3	1.6	7.8	Category 22 =B 1 m +S(mr) 2.5-5 cm
48	1. 15 m length, overthrust shear zone in schist, in which there was a 3 cm thick clay (non softening) and graphite seam. Shear zone was 50-100 cm wide and contained smooth, slickensided graphite-coated joint surfaces, 1 joint set, 5-30 cm spacing. Insignificant water inflow. RQD = 10 2. Wedge-shaped roof fall. 3. Tailrace tunnel, Bergvattnet, Hydro, N.Sweden, (ref. Cecil 1970)	6.5	4.5	50	Rock bolts, wire mesh and two shotcrete applications	10 2	1.0 10	1.0 5		0.10	1.6	4.1	Category 31 =B 1 m +S(mr) 5 cm
77	1. 300 m length, massive gneiss, few joints. Planar, rough-surfaced, unaltered joints. 3 m spacing. Insignificant water inflow. RQD = 100 2. Minor overbreak, no falls or slides. 3. Wine and liquor storage rooms. Stockholm (ref. Cecil 1970).	20	24.5	18	50 spot bolts in about 300 m of chamber	100 1.0	5 1.0	1.0 2.5		200	1.3	15.4	Category 0,5 =None or sb

Estimation of support.....

Note: Right-hand column "Estimate of roof support" is obtained from Tables 8, 9, 10 and 11.

Key: S = shotcrete, B = systematic bolting, sb = spot bolting, CCA = cast concrete arches, mr = mesh reinforced, sr = steel reinforced, clm = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres. - Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

was 0.99, or considerably smaller in the long term. However, an attempt has to be made to investigate those case records describing preliminary failure and subsequent redesign that worked. Care must be taken to recognise the engineers reaction to failure. The redesign could be grossly conservative compared to general practice, or it could be a balanced redesign, depending on the confidence or otherwise of the engineers concerned.

Only six of the two hundred case records that were analysed contained useable descriptions of failure of the support that was first designed. Four of these records of failure unfortunately included no mention of design support pressures and therefore had to be analysed in the following way. The relevant value of SPAN/ESR was marked on Figure 2, and the support categories intersected by this line were searched by examining Tables 8, 9, 10 and 11 in order to find the support estimate identical to the one that failed. The corresponding rock mass quality was termed Q_0 and was the initial over-estimated rock mass quality. The real rock mass quality Q obtained from correct classification was considerably lower. The ratio Q_0/Q is a measure of the safety ratio with respect to failure caused by incorrect rock mass classification.

Table 13. Apparent safety ratio when estimating Q .

Case record No.	ESR	Q_0	Q	Safety ratio (Q_0/Q)
18	1.6	0.37	0.0094	40
19	1.6	0.36	0.028	13
45	1.6	≥ 14	0.60	≥ 23
79	1.0	≥ 4	0.05	≥ 80

The two case records of failure that did include details of support pressures were described by Endersbee and Hofto (1963) and by Cording et al. (1972). In both cases the cause of bolt support failure was slabbing due to insufficient rock strength relative to the high in situ rock stresses*. Both cavities belong in the power station group with ESR = 1.0.

*The ratio of rock compressive strength/major principal stress (σ_c/σ_1) was from 2.1 to 2.5 for Poatina power station, (Endersbee and Hofto, 1963), and 1.5 for the Nevada test cavity (Cording et al., 1972). This places them in the "mild" to "heavy" rock burst categories according to Table 6, descriptions L and M. (SRF = 10 to 20.)

The 13.7 m span Poatina power station described by the first authors had a design support pressure of 0.7 Kg/cm², which had to be increased locally (round the haunches) to 1.4 Kg/cm² by an overlapping 1 m pattern of 3.7 m long bolts. One of the Nevada test site cavities (hemispherical, span ca. 30.5 m) had a design support pressure of 0.35 Kg/cm² on the planar wall. The bolts yielded and failed when spaced at 1.8 m (yield pressure = 0.7 Kg/cm²) and the design pressure was therefore increased locally to 1.4 Kg/cm² by an additional 200 bolts of 14.6 m length and 0.9 m spacing.

The two-fold and four-fold increases in support pressures described above for estimated rock mass qualities of 5.3 and 0.4 are equivalent to safety ratios (Q_0/Q) of approximately 5 and 40 respectively. The apparent correlation between support pressure and rock mass quality Q is discussed in the next section.

The safety ratios listed in Table 13 and those discussed above are clearly inadequate for drawing reliable conclusions. One might expect that excavations of the power station variety (ESR = 1.0) had inherently larger safety ratios than for instance pilot tunnels (ESR = 1.6). However, important excavations are usually more thoroughly investigated than small span tunnels, so the chance of a serious overestimation of Q should be minimal.

In general therefore, large values of safety ratios Q_0/Q are unlikely to be found in case records of important excavations that failed. However, the inherent over-design of important excavations unquestionably does ensure that there is more room for making errors in estimating Q , without actually bringing the inadequate support to failure.

In very approximate terms it would appear that over-estimating Q by a factor of about 5 to 10 (e.g. by failing to anticipate high rock pressure, or by failing to distinguish swelling clay from inactive clay) might perhaps result in failure of the support. Overestimation by a factor of about 30 might cause an even chance of failure. It is to be hoped that others will be able to improve upon these crude conclusions, so that safety can be better evaluated.

EFFECT OF ERRONEOUS EVALUATION OF Q

The problem of failing to anticipate unfavourable rock mass parameters, for example: slickensided joints, swelling clay, high rock pressure, squeezing ground, large water inflows etc. may cause individual errors ranging from factors of 1.5 to 2 up to a maximum of about 20. Two or more large errors out of the six parameters will be virtually certain of causing failure, if both errors are "unfavourable" (causing an overestimate of Q and an underestimate of support). However, there is room for several minor errors, especially since both "unfavourable" and "favourable" judgements of the rock mass may be made, thereby balancing out to some extent. Total errors amounting to a factor of between 2.5 and 4

Estimation of support.....

will be likely to change the support recommendation, since the "width" of most categories is of this order as can be seen from Figure 2. Smaller errors than this will only be reflected in slight adjustments to bolt spacing.

One of the most serious errors of engineering judgement that can be made is failure to anticipate a clay-filled weakness zone. This may have a "snowball error" effect on Q and therefore result in inadequate support, especially if the clay concerned is of the swelling variety. A hypothetical but realistic example is given below to illustrate this situation.

1. Assumed rock mass quality $Q_0 = 70/9 \times 1.5/3 \times 1.0/1.0 = 3.9$ (POOR)
Code to descriptions, Tables 1 to 6 (1C/2F, 3E/4D, 5A/6J)
2. Actual rock mass quality revealed upon excavation $Q = 20/9 \times 1.0/15 \times 0.66/2.5 = 0.039$ (EXT. POOR)
Code to descriptions, Tables 1 to 6 (1A/2F, 3H/4R, 5B/6C)

According to the limited data of Table 13, a *safety ratio* (Q_0/Q) equal to 100, as above, will be virtually certain of causing failure in the unlikely event that support is not redesigned. The two Q values can be translated into engineering terms by imagining a water tunnel (ESR = 1.6) with both span and height equal to 9 metres. The two classifications given above lead to the following estimates for

- a) permanent roof support
- b) permanent wall support
- c) temporary roof support
- d) temporary wall support

(The method of estimating b, c and d is given in the appendix.

1. (a) Category 21 = S(5 cm)
(b) Category 17 = S(2-3 cm)
(Note: $Q_w(\text{wall}) = 3.9 \times 2.5$)
(c) Category 0 = NONE
(d) Category 0 = NONE
(Temporary support: 1.5 ESR, 5Q)
2. (a) Category 34 = CCA(sr) 35 cm
+B(tg) 1 m
Notes: VIII, XI
(b) Category 34 = CCA(sr) 35 cm
+B(tg) 1 m
Notes: VIII, XI
(Note: $Q_w(\text{wall}) = 0.039 \times 1.0$)
(c) Category 30 = B(tg) 1 m
+S(mr) 5 cm
Notes: VIII, XI
(d) Category 30 = B(tg) 1 m
+S(mr) 5 cm
Notes: VIII, XI

The safety ratio of 100 in the above example is by no means the largest that can occur. For instance if the rock mass was essentially crushed in the weakness zone the safety ratio would exceed 200. However, it is a useful illustration of the "snowball error" that can occur through faulty engineering-geological judgement. All six parameters can be altered unfavourably by an unexpected clay zone.

In conclusion it should be emphasised that sensitivity analyses of this type can be very informative for the design engineer since there is quite a large store of case records coded in Tables 8, 9, 10 and 11. The economic consequences of *pessimistic* assumptions of rockmass conditions can be compared with those resulting from *expected* conditions, and the consequences of individual parameter errors can be investigated. It may even be of value to investigate the economic consequences of changing the span of an excavation, if such a choice is available in the design.

SUPPORT PRESSURE ESTIMATES

Figure 5 shows an empirical method for estimating the permanent radial support pressure apparently required to stabilize the roof or walls of an excavation. The pressure to be expected for a given value of Q is likely to be dependent on the dilational properties of the weakest joint set, which is described by the J_r value. According to the limited number of case records available the range of support pressures to be expected generally lie within the shaded envelope. However, a closer estimate may perhaps be obtained from the following empirical relationships.

$$P_{\text{roof}} = \left(\frac{2.0}{3J_r}\right) J_n^4 (Q)^{1/3} \quad (3)$$

$$P_{\text{wall}} = \left(\frac{2.0}{3J_r}\right) J_n^4 (Q_w)^{1/3} \quad (4)$$

where

- P_{roof} = permanent roof support pressure in Kg/cm²
- P_{wall} = permanent wall support pressure in Kg/cm²
- J_r = joint roughness number
- J_n = joint set number
- Q = rock mass quality
- Q_w = wall factor (= 5, 2.5 or 1.0xQ, see appendix)

Estimates of support pressure obtained from Figure 5 are identical to those obtained from equation 3 and 4 when there are exactly three joint sets, which is the limiting case for three-dimensional block movement. If there are a greater number of joint sets the support pressure is likely to increase. Equations 3, and 4 are weighted accordingly. (The reasons for ignoring excavation dimensions when estimating support pressures have been discussed fully by Barton et al. (1974b) and will not be repeated here).

It will be found that the support pressure estimates obtained from Figure 5 (or equations 3 and 4) are reasonably consistent with the range of support measures listed in Tables 8, 9, 10 and 11. However, when the rock mass quality Q is higher than about 100, the estimate of pressure obviously loses its meaning, since excavations are almost certain to be self-supporting, with the exception of occasional blocks that require spot bolting.

The proposed relationship between support pressure and rock mass quality provides a convenient means for developing classification rules for dynamic as well as static loading of underground excavations. The

Estimation of support.....

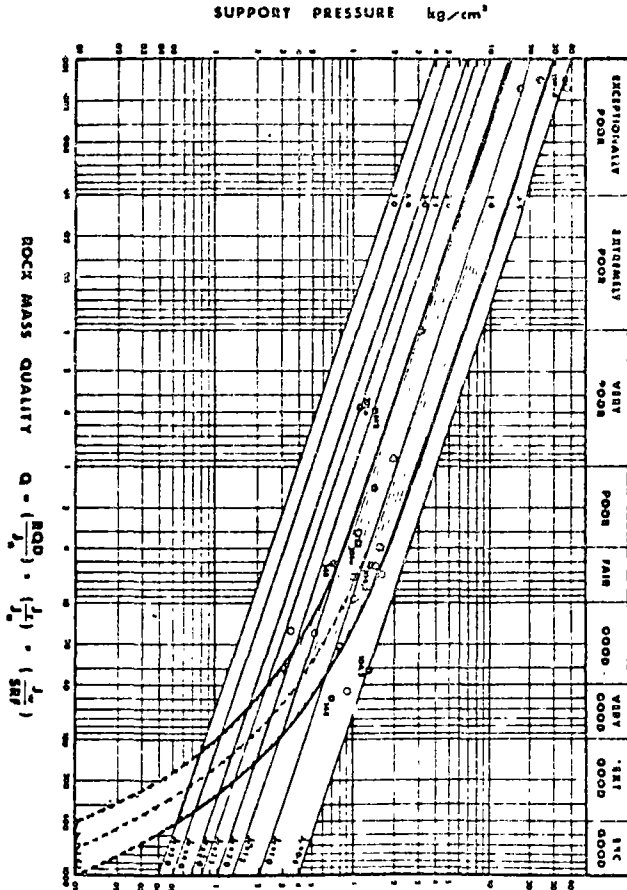


Figure 5. Empirical method for estimating permanent support pressures. Numbered points refer to case records described by Barton et al. (1974a)

dynamic stresses resulting from the passage of seismic waves will presumably exceed the static stresses by some unknown factor. (An increase of up to 20% has been suggested in recent work reported by Glass, 1973 for the case of lined excavations).

An increase in support pressure can be allowed for in the rock mass classification. For example the stress reduction factor SRF (Table 6) could be doubled for the case of dynamic loading. This would reduce Q by 50% and thereby allow for a dynamic/static stress ratio of approximately 1.25. In some cases this would have the effect of changing the support category, and in all cases would lead to reduced bolt spacing.

CONCLUSIONS

1. The method of rock mass classification and support estimation described in this paper can be of great value in the planning stage, when knowledge of the rock mass is limited. Sensitivity analyses of the various parameters can be performed, and cost estimates can probably be given with a little more confidence than hitherto. At a later stage, when

excavation is underway, the rock mass parameters can be updated and the classification method used as a continuous record of rock conditions and a guide to support requirements. Should better methods of support design be available during excavation, then obviously the support recommendations contained in this paper should be overridden. Engineering judgement must be used at all times to prevent the recommendations being followed blindly.

2. Engineers and geologists who are in a position to supply the authors with the necessary classification and support data from projects with which they are familiar could make a valuable contribution, enabling the updating and improvement of the support tables when sufficient new data has been received. This would be especially valuable in categories where the authors' data is sparse or non-existent, and where initial support failed.

APPENDIX

The support recommendations listed in Tables 8, 9, 10, and 11 were derived from the description of permanent roof support given in the numerous case records. The methods of estimating permanent wall support and temporary support that are summarised in this appendix are unlikely to give as reliable an estimate of support as that for permanent roof support. However, in the feasibility and planning stages, estimates of permanent wall support and temporary support also play a part in the cost predictions, so some form of support estimate is required. In the excavation stage of a project the estimates of roof support can continue to serve as a useful guide to actual practice. However, at this stage the less reliable wall support estimate should be critically reviewed. The temporary support will be largely in the competent hands of the engineer in charge at the face.

1. Permanent wall support

An approximate rule of thumb for estimating wall support in medium rock conditions is to use 1.5 times the roof bolt spacing (= approx. half the support pressure) and 2/3 times the thickness of roof shotcrete. However in difficult rock conditions the wall (and invert) support may need to be similar to that of the roof arch. Conversely, in very favourable conditions there may be no need for any general wall support. Exceptions to these general assumptions may be encountered in the case of high walls. Special support might be required to stabilise deep-seated wedges.

An empirical method of modifying the roof support estimates is to multiply the rock mass quality Q by a factor which ranges in value from 1 to 5. The resulting wall factor Q_w is used in place of Q for determining wall support from Figure 2 and Tables 8 to 11.

Range of Q	Wall factor Q_w
$Q > 10$	5.0 Q
$0.1 < Q < 10$	2.5 Q
$Q < 0.1$	1.0 Q

The equivalent dimension axis of Figure 2 is evaluated in terms of the total excavation height for the case of wall support (HEIGHT/ESR ÷ wall height/ESR). The worked examples given in this appendix illustrate the above method.

Estimation of support.....

2. Temporary support (feasibility and planning only)

The method of modifying the estimates of permanent support to take care of temporary support is to select a support category (box numbers 1 to 38, Figure 2) closer to the "no support" diagonal given in Figure 2. It has been found from trial and error that the following modifications to Q and ESR give reasonable estimates:

- Increase ESR to 1.5x ESR
- Increase Q to 5Q (roof arch)
- Increase Q_w to 5 Q_w (walls)

These factors are applied equally to both roof and walls such that any differences in the permanent roof and wall support will also be in operation for temporary support. The worked examples given in this appendix illustrate the method.

3. Recommended bolt and anchor lengths

Bolt and anchor lengths for permanent support depend on the dimensions of the excavations. Lengths used in the roof arch are usually related to the span, while lengths used in the walls are usually related to the height of the excavations. The ratio of bolt length to span tends to reduce as the span increases. This trend has been illustrated by Benson et al. (1971). Accordingly, the following recommendations are given as a simple rule of thumb, to be modified as in situ conditions demand.

ROOF :	bolts	$L = 2 + 0.15 B/ESR$
	anchors	$L = 0.40 B/ESR$
WALLS:	bolts	$L = 2 + 0.15 H/ESR$
	anchors	$L = 0.35 H/ESR$

where

L = length in metres
 B = span in metres
 H = excavation height in metres
 ESR = excavation support ratio

(Bolt lengths used as temporary support will usually be only loosely dependent on excavation dimensions. Lengths of between 1.5 and 3.0 metres seem to be used in many types of excavations).

4. WORKED EXAMPLES

Two hypothetical examples are now given to illustrate the various stages of the method outlined in this paper. It is assumed that estimations of permanent and temporary support are required for a machine hall of 20m span, and a tailrace tunnel of 9m span, both to be excavated in the same phyllitic rock mass. It is assumed that the estimates are required for the planning stage of a project. At this stage the following geotechnical information has been produced: surface mapping and bore core analyses, rock stress estimates, rock compression tests.

I. Rock mass classification

Joint set 1.	strongly developed foliation likely to act as fully developed joint set	
	smooth, planar	($J_r = 1.0$)
	chlorite coatings	($J_a = 4.0$)
	ca. 15 joints / m	
Joint set 2.	smooth, undulating	($J_r = 2$)
	slightly altered walls	($J_a = 2$)

ca. 5 joints / m

$$J_v = 15 + 5 = 20 \quad RQD = 50 \quad (\text{Eqn. 2})$$

$$J_n = 4$$

most unfavourable $J_r/J_a = 1/4$

Minor water inflows : $J_w = 1.0$

Unconfined compression strength of phyllite
 $(\sigma_c) = 400 \text{ kg/cm}^2$

Major principal stress (σ_1) = 30 kg/cm^2

Minor principal stress (σ_3) = 10 kg/cm^2

(these are the virgin stress levels)

$$(\sigma_1/\sigma_3) = 3$$

$$\sigma_c/\sigma_1 = 13.3 \quad (\text{medium stress}) \quad SRF = 1.0$$

$$Q = 50/4 \times 1/4 \times 1/1 = 3.1 \quad (\text{poor}) \quad (\text{Eqn. 1})$$

II. Estimates for 20m span machine hall

(i) permanent support

type of excavation : machine hall B = 20m H = 30m
 (ESR = 1.0) B/ESR=20, H/ESR=30

(a) ROOF Q = 3.1 : category 23 (Fig.2)

Table 9 : B(tg) 1.4m (Notes II, IV, VII.)
 + S(mr) 15cm

(b) WALLS $Q_w = 3.1 \times 2.5$: category 20 (Fig.2)

Table 9 : B(tg) 1.7m (Notes II, IV.)
 + S(mr) 10cm

mean length of bolts and anchors :

(a) roof bolts 5.0m
 anchors 8.0m

(b) walls bolts 6.5m
 anchors 10.5m

(ii) temporary support

$$B/1.5xESR = 13.3, H/1.5xESR = 20$$

(a) ROOF "Q" = 3.1x5 : category 14 (Fig.2)

Table 8 : B(utg) 1.6m (Notes I, III.)
 + c1m

(b) WALLS "Q_w" = (3.1x2.5)x5 : category 14 (Fig.2)

Table 8 : B(utg) 2.0m (Notes I, III.)

III. Estimates for 9m span tailrace tunnel

(i) permanent support

type of excavation : tailrace tunnel B = 9m H = 9m
 (ESR = 1.6) B/ESR = H/ESR = 5.6

(a) ROOF Q = 3.1 : category 21 (Fig.2)

Table 9 : B(utg) 1.0m (Notes I.)
 + S 2-3cm

(b) WALLS $Q_w = 3.1 \times 2.5$: category 17 (Fig.2)

Table 9 : B(utg) 1.4m (Notes I.)

mean length of bolts :

(a) roof 2.9m
 (b) walls 2.9m

(ii) temporary support

(a) ROOF "Q" = 3.1x5 : category 0 (no support)

Estimation of support....

- (b) WALLS $Q_w = (3.1 \times 2.5) \times 5$: category 0
= (no support)

5. COMMENTARY

The numbered *support categories* given in Figure 2 are shaped like parallelepipeds and have "widths" in units of Q (i.e. 0.01 - 0.1, 4 - 10 etc.) and "vertical" dimensions in units of SPAN/ESR. For example, category 23 has the following "dimensions": $Q = 1-4$, SPAN/ESR = 8-24.

- When the estimated support listed in Tables 8 to 11 advises a range of bolt spacings i.e. 1-1.5m or 1-2 meters, the specific value to be chosen (and it will only be approximate) will depend on the value of Q relative to the given range for that category. Considering the worked example II(1): $Q = 3.1$, range for category 23 = 1 - 4. Hence the choice of $B(tg)$ 1.4m from the range 1.0-1.5m. The higher the rock mass quality the wider the bolt spacing. The value of SPAN/ESR need not influence this choice.
- The choice of shotcrete thickness or cast concrete arch thickness from an estimated range i.e. 5-15cm will depend on the value of SPAN/ESR relative to the given range for that category. Considering the worked example II(1): SPAN/ESR = 20, range of SPAN/ESR for category 23 = 8-24. Hence the choice of $S(mr)$ 15cm (approx.) from the range 5-15cm. The larger the value of SPAN/ESR the thicker the shotcrete or concrete.
- The lengths of bolts and anchors obtained from Appendix 3 should be coordinated with the recommendations given under Notes II or III. Thus for the roof, variable (intermediate) bolt lengths of 3, 5, and 7m appear reasonable, while for the walls 5, 6.5 and 8m might be more appropriate. The recommendation for using long tensioned cable anchors (Note IV) is based on current practice in most excavations of more than 15 to 20m span. The efficiency of long anchors spaced as widely as 4 to 6m (Note VI) is perhaps open to question as a general method of excavation support.
- The relevant category for wall support is found by plotting the *equivalent dimension* HEIGHT/ESR versus Q_w in Figure 2, instead of SPAN/ESR versus Q . However, the *conditional factor* SPAN/ESR that is occasionally listed in Tables 8 to 11 is still used to differentiate between possible wall support alternatives, assuming that the other two *conditional factors* (RQD/J_n and J_r/J_a) are inapplicable.
- The approximate estimate of temporary support is obtained by plotting SPAN/ESR versus SQ for roofs, and HEIGHT/1.5xESR versus SQ_w for walls. The *conditional factor* is SPAN/1.5xESR for temporary roof and wall support, assuming that the other two *conditional factors* are inapplicable.

Some engineers may prefer to modify the estimates of *permanent roof support* themselves, to obtain wall support and temporary support estimates, instead of following the worked example and notes 4 and 5 above. In all cases engineering judgement should be used so that the estimates of support are not applied blindly

For example, it is possible to point out at least one exception to the general rule that temporary support need have only limited capacity compared to permanent support. In rock bursting situations the temporary bolting should have at least equal capacity to that of the permanent bolting. The case of Siso power station

that was described by Selmer-Olsen (1970) is a useful example.

ACKNOWLEDGMENTS

Two publications have been especially valuable in the development of this method of estimating support for underground excavations. The detailed descriptions of rock conditions in some Scandinavian tunneling projects given by Cecil (1970) provided a store of data for testing the classification method. The review article by Cording, Hendron and Deere (1972) was another valuable source from the University of Illinois. Finally the authors would like to thank their colleagues at NGI, in particular Kaare Høeg, for constructive discussions.

REFERENCES

- BARTON, N., R. LIEN and J. LUNDE, 1974a, Analysis of rock mass quality and support practice in tunneling, and a guide for estimating support requirements. *NGI Internal Report 54206*, 74pp.
- BARTON, N., R. LIEN and J. LUNDE, 1974b, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Springer Verlag, Vienna Vol. 6/4, pp.189-236.
- BENSON, R.P., R.J. CONLON, A.H. MERRITT, P. JOLI-COEUR, and D.U. DEERE, 1971, Rock mechanics at Churchill Falls. *ASCE, Symposium on Underground Rock Chambers*, Phoenix, Arizona, Proceedings, pp.407-486.
- BROWN, G.L., E.D. MORGAN, and J.S. DODD, 1971, Rock stabilization at Morrow Point power plant, *ASCE, Proc. Vol. 97, No. SM 1*, pp.119-139.
- CECIL, O.S., 1970, Correlations of rock bolt - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. *Ph.D. Thesis, University of Illinois Urbana*, pp.414.
- CORDING, E.J., A.J. HENDRON, and D.U. DEERE, 1972, Rock engineering for underground caverns. *ASCE, Symposium on Underground Rock Chambers*, Phoenix, Arizona, pp.567-600.
- DEERE, D.U., 1963, Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieur-geologie*, Vol. 1, No.1, pp.16-22.
- ENDERSBEE, L.A., and E.O. HOFSTO, 1963, Civil engineering design and studies in rock mechanics for Poatina power station, Tasmania. *The Journal of the Institution of Engineers, Australia*. Vol. 35, Sept. pp. 187 - 206.
- GLASS, C.H., 1973, Seismic considerations in siting large underground openings in rock. *Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley*, pp.1-132.
- HØEG, K. and R.P. MURARKA, 1974, Probabilistic analysis and design of a retaining wall. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT3 Proc., Paper 10436, March, pp.349-366.
- PALMSTRØM, A., 1975, Karakterisering av oppsprekningsgrad og fjellmassers kvalitet. *Internal Report, Ing. A.B. Berdal A/S, Oslo*, pp. 1-26.
- SELMER-OLSEN, R., 1970, Experiences with using bolts and shotcrete in area with rock bursting phenomena. *International Symposium on Large Permanent Underground Openings, Oslo, 1969*, Proceedings, pp. 275-278.

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS MEDIANTE ANCLAS DE FRICCIÓN.

ARTURO A. BELLO M., I. C. (*)

INTRODUCCION.

Los métodos empleados para el ademe de excavaciones subterráneas a base de abundantes elementos de madera, empleados en las primeras épocas de la minería y tradicionalmente en los túneles europeos antiguos y los sistemas de soporte a base de elementos de acero que constituyen el método tradicional de los túneles norteamericanos, presentan importantes obstrucciones para los trabajos subsecuentes en el primer caso y un alto costo en el segundo. Además, los lapsos requeridos para la instalación en ambos tipos de soporte -- son considerables. Para túneles excavados en roca que no requiere de un ademe sistemático, los ingenieros de túneles se enfrentaron al problema de soportar en forma sencilla, bloques aislados, potencialmente inestables, y emplearon entonces lo que se ha llamado "Pernos de anclaje". Se tiene noticia del uso de estos elementos desde hace 25 años.

Los primeros pernos de roca fueron dotados de cuñas formadas con la varilla misma y un elemento auxiliar para formar la parte en que el perno se sujeta en la roca. Posteriormente se desarrollaron elementos mecánicos para sujetar el perno de anclaje, o ancla, a la roca, mediante el accionamiento de este elemento, denominado expansor, y para el cual se

(*) GEOSISTEMAS, S. A.

conocen diseños en que la expansión se realiza paralelamente a la superficie del barreno, Fig. N°1, y otros en que dicha expansión presiona las paredes del barreno en un punto de contacto inicial y progresa posteriormente apoyando un tramo del elemento expansor sobre la roca. En ambos casos, estas anclas se conocen como "de tensión".

El empleo de las anclas en roca de menor calidad, esto es, con un alto grado de fisuración y aún en rocas constituidas por materiales granulares, indujo a los ingenieros de túneles a emplear anclas que pudieran tener contacto con la roca a todo lo largo del barreno en que se instalan, Fig. N°2; así, se conocen anclas en las cuales, la varilla que las forma, queda embebida en mortero de cemento, (Anclas "SN", Anclas "Perfo"), otras en que el elemento de relleno es una lechada de cemento Portland (Anclas "Williams", Anclas "GS-F") y recientemente, el elemento cementante se ha elaborado a base de resinas. Por la forma en que funcionan, las anclas rellenas se conocen como "de fricción".

La observación del funcionamiento de los anclajes colocados en excavaciones subterráneas, permitió el desarrollo de sistemas de soporte en los cuales las anclas tienen una participación fundamental, aún cuando es casi generalmente admitido, que el principal elemento para el soporte de la excavación es la roca misma, y se refuerza con las anclas para permitir que se desarrolle un comportamiento uniforme y monolítico; ocasionalmente se requiere la colocación de elementos adicionales, tales como marcos de acero ligeros y concreto en las paredes de la excavación, para prevenir el

desarrollo de inestabilidades locales. Son ejemplos de métodos que admitan estas hipótesis: El Nuevo Método Austriaco de excavación de túneles, desarrollado por el Dr. Rabcewicz, profusamente empleado actualmente en túneles europeos, y -- así también los sistemas de soporte a base de anclas de -- fricción empleados en algunos túneles rusos.

El uso de anclas para excavaciones subterráneas en México, ha sido incluido en algunos proyectos hidroeléctricos importantes, y en grandes volúmenes, en las excavaciones del túnel para el Emisor Central del drenaje profundo de la Ciudad de México.

Las ventajas del uso de anclas como elementos constitutivos del ademe de excavaciones, quedan claramente señaladas con el caso que se presentó en el tramo entre las lumbreras 20 y 21 del Emisor Central, en donde la ocurrencia de un desprendimiento en la clave en un tramo de túnel ya excavado y soportado a base de marcos de acero, formó una cavidad en la que, por lo menos, hubiese sido muy costoso el ademe a base de elementos exteriores de acero. La Figura N°3 muestra las dimensiones de esta cavidad, que se formó en una roca que puede considerarse suave, ya que se trata de limos arcillosos con contenidos de agua considerables y resistencias a compresión simple de $4 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ y mayores. Del anclaje diseñado para el soporte de esta cavidad, sólo fue instalada la parte correspondiente a la clave y aún así, mediciones de desplazamientos posteriores confirmaron la completa estabilización de esta cavidad después de haber instalado las anclas.

I.- RESISTENCIA DE LAS ANCLAS.

Para poder establecer el diámetro, longitud y número de anclas que se requieren para estabilizar una excavación subterránea, es indispensable conocer la resistencia de estos elementos. El procedimiento usual para determinar la resistencia de las anclas, es el de aplicar una fuerza que tiende a extraer el ancla del sitio en que ha sido colocada, con la llamada Prueba de Extracción. Esta prueba es representativa de las condiciones de trabajo a que se ve sujeta un ancla empotrada con expansor mecánico, pero no así de las condiciones de trabajo de un ancla rellena, sin embargo, para estos casos constituye un índice útil de la resistencia que puede ser asignada a dichos elementos.

~~En general, se puede decir que en las anclas de tensión, cuyo expansor ha sido diseñado adecuadamente y se colocan como refuerzo de una roca que las admite, la resistencia de las anclas debe ser la resistencia de la varilla que las constituye, sin embargo, las limitaciones para la fabricación, colocación y control de sujeción de los expansores, motivan que la resistencia a la extracción esté definida por el grado de empotramiento que puede lograrse del expansor en la roca y que, en más de los casos, es del orden de la fuerza de tensión que provoca los esfuerzos al límite elástico en la varilla del ancla.~~

En anclas rellenas, ya sea con morteros, resinas o lechadas de cemento inyectadas, si la colocación y el relleno se ejecutan adecuadamente, la resistencia del ancla a la extracción está definida por la resistencia de la varilla. En las Figuras N°4 y 5 se muestran los resultados de pruebas de ex

tracción de anclas inyectadas con lechada de cemento y colocadas en rocas que pueden clasificarse como de mala calidad: Las de la Figura N°4, corresponden a una zona en que se encontró una andesita, con alta fracturación, con bolsas de arena suelta y de limos arcillosos suaves; las de la Figura N°5 corresponden a un tramo en que la roca es una riolita totalmente alterada a arena limosa desgranable y expansiva. Los resultados de las pruebas de extracción efectuadas en anclas colocadas en el proceso normal de trabajos muestran que, en general, se obtienen resistencias a la extracción definidas por la tensión de ruptura de la varilla; sin embargo, los defectos en la inyección y el uso de materiales inadecuados para la elaboración de la lechada de relleno, se traducen en reducciones de la resistencia a valores muy inferiores a la capacidad de la varilla; las fallas en las anclas, que no son por ruptura en la varilla, se presentan generalmente por adherencia entre ésta y la lechada de cemento. Es muy importante señalar, que ni aún en materiales tan suaves como los limos arcillosos y las arenas compactas desgranables a que se han intemperizado las riolitas antes mencionadas, permiten la generación de una superficie de falla entre el relleno del ancla y la roca. Los resultados de las pruebas de extracción antes descritas, obtenidos en el túnel del Emisor Central, han sido confirmados en otras excavaciones subterráneas, por algunos de los fabricantes de anclas que han llevado a cabo este tipo de pruebas, necesariamente, cubriendo muy diversos tipos de rocas.

Según puede concluirse de los resultados de pruebas de campo, la capacidad de trabajo de las anclas, usualmente establecida en $2/3$ de los esfuerzos al límite elástico en la va

rilla, puede lograrse sin dificultad si se emplean los materiales adecuados en la elaboración del relleno y éste se ejecuta correctamente, sobre todo en cuanto a la certificación del llenado del barreno.

II.- DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ANCLAJE.

El uso de los anclajes sistemáticos como refuerzo de la roca para formar el sistema de soporte de una excavación subterránea, hasta hace poco tiempo estuvo basado en reglas empíricas producto de las experiencias logradas en excavaciones donde se usaron estos elementos; estas reglas indican la asignación de la longitud y la separación de las anclas como una fracción de las dimensiones de la excavación, usualmente entre $1/3$ y $1/2$ de la máxima dimensión para la longitud y algo similar para la separación; los diámetros más usados en las varillas de las anclas, fluctúan entre $3/4"$ y $1"$

Los procedimientos de diseño de sistemas de anclaje, aún rudimentarios y en proceso de verificación, que aparecen en la literatura, están apoyados en la hipótesis fundamental de que la roca es el principal elemento para el soporte de la excavación, que se refuerza con las anclas para hacer uniforme su comportamiento y que se protege contra procesos de alteración e inestabilidades locales con elementos exteriores, tales como concreto lanzado y marcos de acero. Tales procedimientos de diseño están enfocados de 2 formas distintas:

A.- El Método de Roquinsky, (Fig. N°6):

Este método, de bases mecanicistas, considera la gene-

ración de un arco en la masa de roca, que trabajando a compresión, es el que soporta las presiones que se inducen alrededor de la excavación. El material que se encuentra por debajo de este arco se afloja y deberá ser soportado por las anclas mismas o por cualquier otro elemento exterior que se coloque en la excavación con ese propósito.

La posición del arco de carga depende fundamentalmente de la geometría de la excavación y, en cierto grado, de las características de resistencia al esfuerzo cortante de la roca en que se forma, ya que en general, la fuerza de reacción en los apoyos no debe ser más inclinada que el ángulo de fricción de la roca. Una vez definida la posición de la parte inferior del arco de carga, su espesor puede definirse mediante la siguiente ecuación de equilibrio entre las presiones actantes y la resistencia a compresión en el material que forma el arco:

$$\frac{P_v \cdot L_o^2}{8 \cdot f_o} = \frac{q_u}{FS} \cdot \frac{h}{2}$$

P_v : Presión vertical actuante en el arco.

L_o : Abertura del arco.

f_o : Flecha del arco.

q_u : Resistencia a compresión de la roca.

FS : Factor de seguridad.

En la ecuación anterior está implícito que la distribución de esfuerzos de compresión en el arco es lineal,

variando de cero en la parte inferior a un máximo en la parte superior, el cual no debe exceder la resistencia a compresión de la roca y debe incluir un factor de seguridad adecuado. El peso de la roca aflojada bajo el arco, puede entonces valorizarse para determinar la capacidad de los elementos que habrán de soportarlo, y que normalmente pueden ser las anclas mismas, aunque su función primordial es facilitar el trabajo de conjunto de la roca en que se genera el arco de carga como mecanismo natural de soporte.

B.- El Método de Rabcewicz (Fig. N°7)

Este método, de bases semiempíricas, ha sido establecido con base en los modos de falla observados en túneles donde el sistema de soporte fue constituido por anclas inyectadas y una capa de concreto lanzado en el perímetro de la excavación. El método considera la ocurrencia de fallas por esfuerzos cortantes en la masa rocosa a lo largo de superficies simétricas que obligan a participar en la falla a cualquier otro elemento colocado para el soporte de la excavación. La resistencia total del sistema se traduce en una presión resistente horizontal, definida por la capacidad de la roca y de los elementos colocados en el ademe, esta resistencia se relaciona con una presión vertical de acuerdo con los resultados establecidos en modelos a escala reducida, en función de la relación entre el espesor del ademe y las dimensiones de la excavación y del radio de curvatura de ésta. La determinación de las presiones resistentes, generadas por la roca y cada elemento colocado para el soporte de la excavación, se indica

en la Figura N°7; en la misma figura se muestra la distribución considerada de los esfuerzos inducidos en el ancla, que de acuerdo con este procedimiento, son tales que inducen una tensión creciente desde la pared de la excavación hacia la masa de roca, es decir, los esfuerzos de fricción actuantes en el perímetro del ancla tienen la misma dirección a todo lo largo de ella.

La comparación de los resultados que se obtienen aplicando ambos métodos de diseño antes descritos, a un túnel en el que realmente se requiere ademe, no es muy discrepante entre sí, aún cuando las consideraciones implícitas en dichos métodos son radicalmente distintas.

Se considera muy significativo que el análisis de distribución de esfuerzos alrededor de un túnel, efectuado por algunos autores tomando en cuenta las características elásticas, plásticas y viscosas de la roca y utilizando técnicas numéricas, han mostrado que en la clave de los túneles se generan trayectorias de esfuerzos principales de compresión que presentan semejanza con el arco de carga parabólico puesto por Roguinsky y, así también, las superficies de falla contenidas en las hipótesis de Rabcewicz se acusan en los resultados del análisis numérico como trayectorias de esfuerzos cortantes principales; con lo anterior puede decirse que las hipótesis de trabajo basadas en conceptos físicos y en observaciones a posteriori por Roguinsky y Rabcewicz respectivamente, se justifican como hipótesis simplificadoras en los análisis de estabilidad y

diseño de sistemas de soporte a base de anclas en excavaciones subterráneas.

III.-MEDICIONES PARA VERIFICAR EL FUNCIONAMIENTO DE LAS ANCLAS.

La considerable diferencia entre las hipótesis de trabajo - contenidas en los métodos de diseño disponibles, despiertan la inquietud sobre la determinación del funcionamiento de las anclas, para establecer cual de los dos procedimientos es más aplicable a una excavación cuya geometría es conocida y, así también se conocen las características de los materiales en que se efectúa. Para el tramo entre las lumberras 5 y 6 del Emisor Central, en donde el sistema de soporte consistió fundamentalmente en anclas inyectadas y una capa de concreto lanzado para protección, se llevaron a cabo mediciones de la tensión inducida en las anclas. El material hallado en este tramo es una toba volcánica que puede clasificarse como arena limosa muy compacta, cementada en partes, cuyas propiedades mecánicas fundamentales en el tramo instrumentado son: cohesión $c = 11.7 \text{ Kg/cm}^2$, ángulo de fricción interna $\phi = 32.6^\circ$, resistencia a la compresión simple 39.3 a 44.1 Kg/cm^2 ; peso volumétrico de 1.92 a 1.94 ton/m^3 . De acuerdo con mediciones sobre los desplazamientos sufridos por la roca alrededor de la excavación, se ha podido establecer que en algunos sitios la toba volcánica presenta considerables efectos viscosos, mientras que en otros tramos - estos efectos son prácticamente nulos. Lo anterior se deduce del comportamiento observado de los desplazamientos que ocurren después de la excavación, en algunas zonas han sido crecientes y en otras no se ha registrado ningún incremento en ellos.

La medición de la tensión inducida en las anclas se llevó a cabo mediante la colocación de extensómetros eléctricos -- (Strain Gages, SG) en anclas que fueron colocadas formando parte del sistema de anclaje normalmente empleado. La posición de las anclas instrumentadas se muestra en la Figura N°8 y los resultados obtenidos sobre la variación de la tensión inducida en condiciones normales se muestra en las Figuras N°9 y 10. De estas figuras puede notarse que la tensión registrada en los SG fue prácticamente constante a lo largo del ancla, pero naturalmente, debe ser nula en el extremo situado dentro de la masa de roca y adquirir el valor correspondiente al peso del material aflojado bajo el arco de carga en el extremo situado sobre la superficie excavada. Lo anterior parece confirmar el funcionamiento de las anclas implícito en las hipótesis de Roguinsky, al respecto de la existencia de una zona en la que el subsuelo actúa sobre el ancla tendiendo a sacar ésta de su lugar y, necesariamente, la generación de otra zona donde estos esfuerzos son resistidos. No es aparente, de los resultados de estas mediciones, que se produzcan esfuerzos en la misma dirección a todo lo largo del ancla, que por otro lado, requerirían la -- existencia de un punto en que fuesen totalmente absorbidos, este podría ser un elemento de sujeción a la roca en el extremo interior.

En la Figura N°11 se muestran los resultados de la tensión registrada en una prueba de extracción llevada a cabo en -- una de las anclas instrumentadas, en donde puede concluirse que bajo la acción de fuerzas exteriores, las anclas se comportan de la misma manera que las varillas de refuerzo embebidas en concreto común.

En la Figura N°12 se presentan en forma esquemática las condiciones de trabajo que se han podido establecer para las -

anclas de fricción colocadas en un material que no presenta desplazamientos por efectos viscosos de consideración y en la Fig. N°13, se muestran las condiciones de trabajo correspondientes a un ancla instalada en un material con alta viscosidad o expansibilidad.

IV.- RECOMENDACIONES PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DE PATRONES DE ANCLAJE.

Aún cuando los resultados de las mediciones expuestos en -- los párrafos anteriores deben ser confirmados mediante instrumentaciones más amplias cubriendo diferentes geometrías de la cavidad formada, y sobre todo, diferentes tipos de roca, se considera que en forma preliminar las siguientes recomendaciones permitirán diseñar patrones de anclaje seguros y suficientemente económicos.

Las siguientes consideraciones se refieren a la aplicación del método de Roguinsky, en el que se mantienen las hipótesis fundamentales y se ajustan algunas hipótesis de trabajo con base en las mediciones antes descritas:

HIPOTESIS FUNDAMENTALES QUE SE MANTIENEN.

- 1.- La roca alrededor de la excavación es el principal elemento para resistir la presión vertical actuante, lo cual se realiza mediante la formación de un arco, dentro de la masa del suelo, que trabaja sólo a esfuerzos de compresión y que por tanto es parabólico. Las anclas uniformizan el comportamiento del material dentro del arco, lográndose así un trabajo de conjunto en la roca que lo constituye (Fig. N°6).
- 2.- El material del subsuelo situado bajo el arco de carga y entre las anclas, se afloja y tiende a desplazarse -

de su sitio, este material debe ser sostenido por las anclas o por los elementos del sistema de soporte que complementan a las anclas y que pueden consistir de -- marcos de acero, concreto lanzado, etc.

HIPOTESIS COMPLEMENTARIAS QUE SE AJUSTAN.

- 1.- La zona aflojada entre anclas forma un volumen parabólico cuya geometría queda determinada al considerar -- que, tratándose de un fenómeno de falla plástica incipiente, semejante al estado de empujes pasivos, la envolvente de la zona aflojada es tangente a un plano de deslizamiento potencial que forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con el plano que resiste el empuje y que es normal a las anclas, ya que éstas constituyen el elemento que soporta la presión ejercida por el material aflojado -- (Fig. N°6). El peso del material dentro del volumen parabólico es transmitido a las anclas mediante la capa de "shotcrete" colocada en las paredes de la excavación o directamente a elementos de ademe exteriores.
- 2.- Para tomar en cuenta la geometría del caso que se analiza, se considera que el arco de carga es tangente a las zonas aflojadas entre anclas y que tiene su flecha igual a su semiapertura a la elevación donde la pared de la excavación es tangente a un plano vertical (Fig. N°6).

Cuando el peso del material aflojado bajo el arco de carga es soportado por las anclas, debe valorizarse el peso correspondiente al volumen tributario de cada una; la compo--

nente de este peso en la dirección del ancla, será la fuerza de tensión que se inducirá en ella. La longitud óptima de las anclas será la requerida para cubrir la zona aflojada, el espesor del arco de carga y la longitud de anclaje necesaria para transmitir, por adherencia con la lechada, la fuerza de tensión a la masa rocosa que se encuentra sobre el arco de carga y cuyo peso ya es soportado por éste.

OBSERVACIONES.

Los resultados de una instrumentación similar a la descrita en los párrafos anteriores, ha demostrado que en aquellos materiales en que los efectos viscosos son pequeños, no se inducen tensiones considerables en las anclas, que entonces sólo actúan para sostener algunos trozos de material aflojado. Se comprobó así que son los desplazamientos debidos a la excavación los que inducen la formación de un mecanismo estabilizador dentro de la masa de roca misma y que las anclas, en todo caso, únicamente uniformizan dichos desplazamientos alrededor de la excavación, permitiendo así una más eficiente formación del mecanismo estabilizador en la roca.

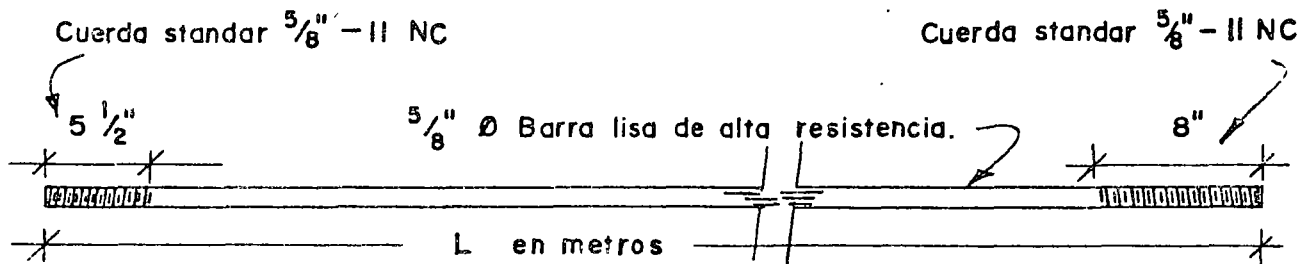
AGRADECIMIENTO.

GEOSISTEMAS, S. A. agradece a los Señores Ingenieros de TUNEL, S. A. DE C. V., las facilidades y ayuda proporcionadas durante los trabajos de instalación y registro de lecturas en las anclas instrumentadas que se describen en este escrito. Ambas empresas agradecen a las autoridades del Departamento del Distrito Federal, su interés porque se llevaran a cabo los estudios aquí expuestos.

REFERENCIAS:

- 1.- RABCEWICZ, L.V. y J. GOLSER, 1973. "Principles of Dimensioning The Supporting System for the "New Austrian Tunneling Method"". Water Power, Marzo 1973.
- 2.- ROGUINSKY, V. M., 1971. "On the estimation of the basic parameters for grouted anchors". Editorial Niedra, Moscú (Original en Ruso).

LOS COMPONENTES DEL ANCLA MODELO GS - AE $\frac{5}{8}$ " B



EXPANSOR

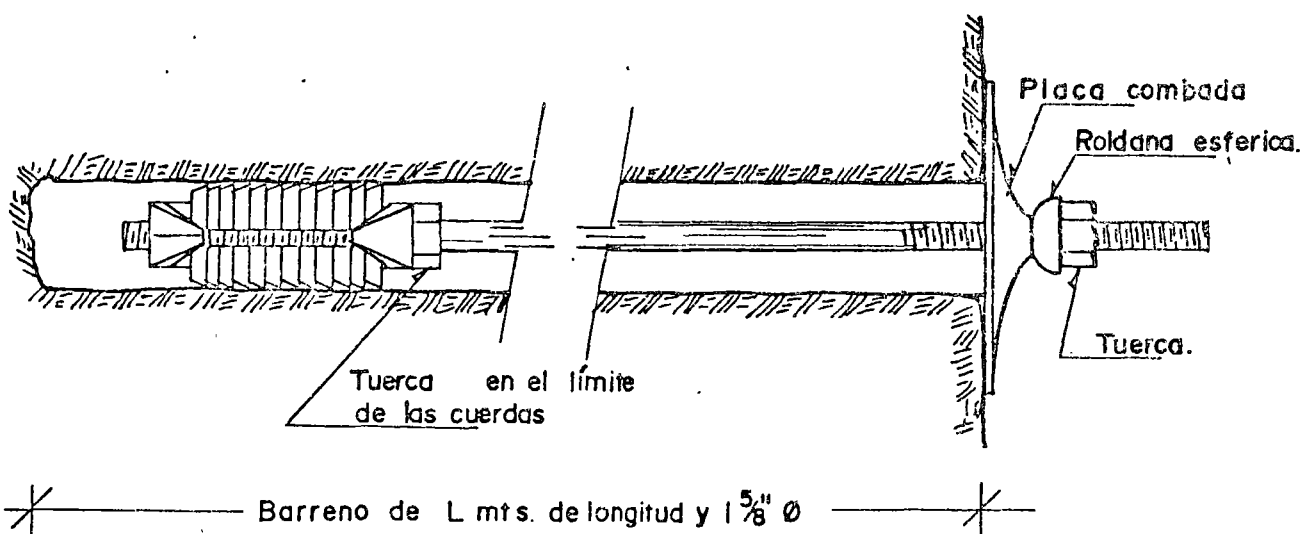
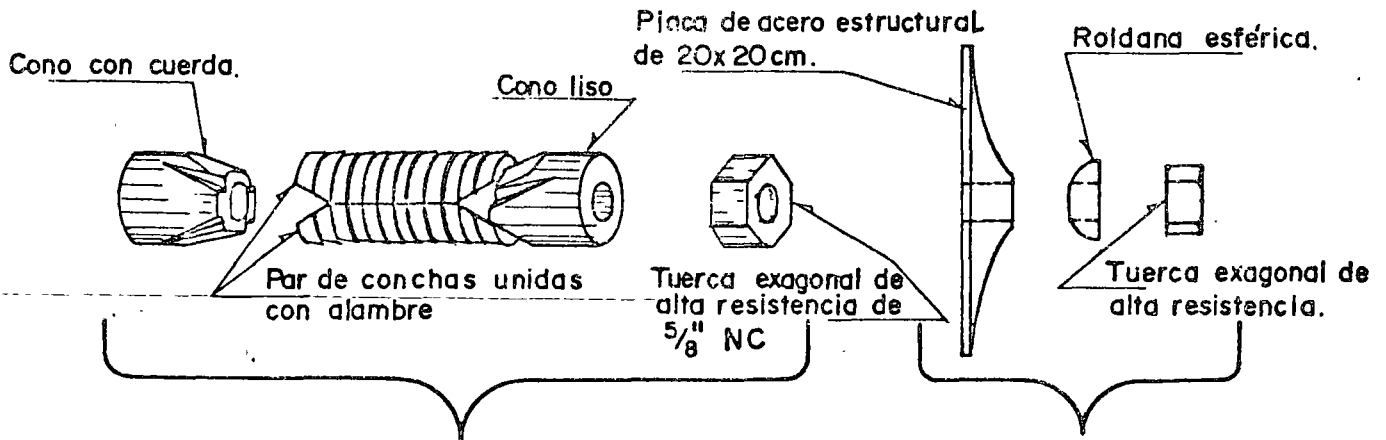


FIG. N° L-MODELO TÍPICO DE ANCLAS DE TENSION CON EXPANSOR DE ABERTURA PARALELA

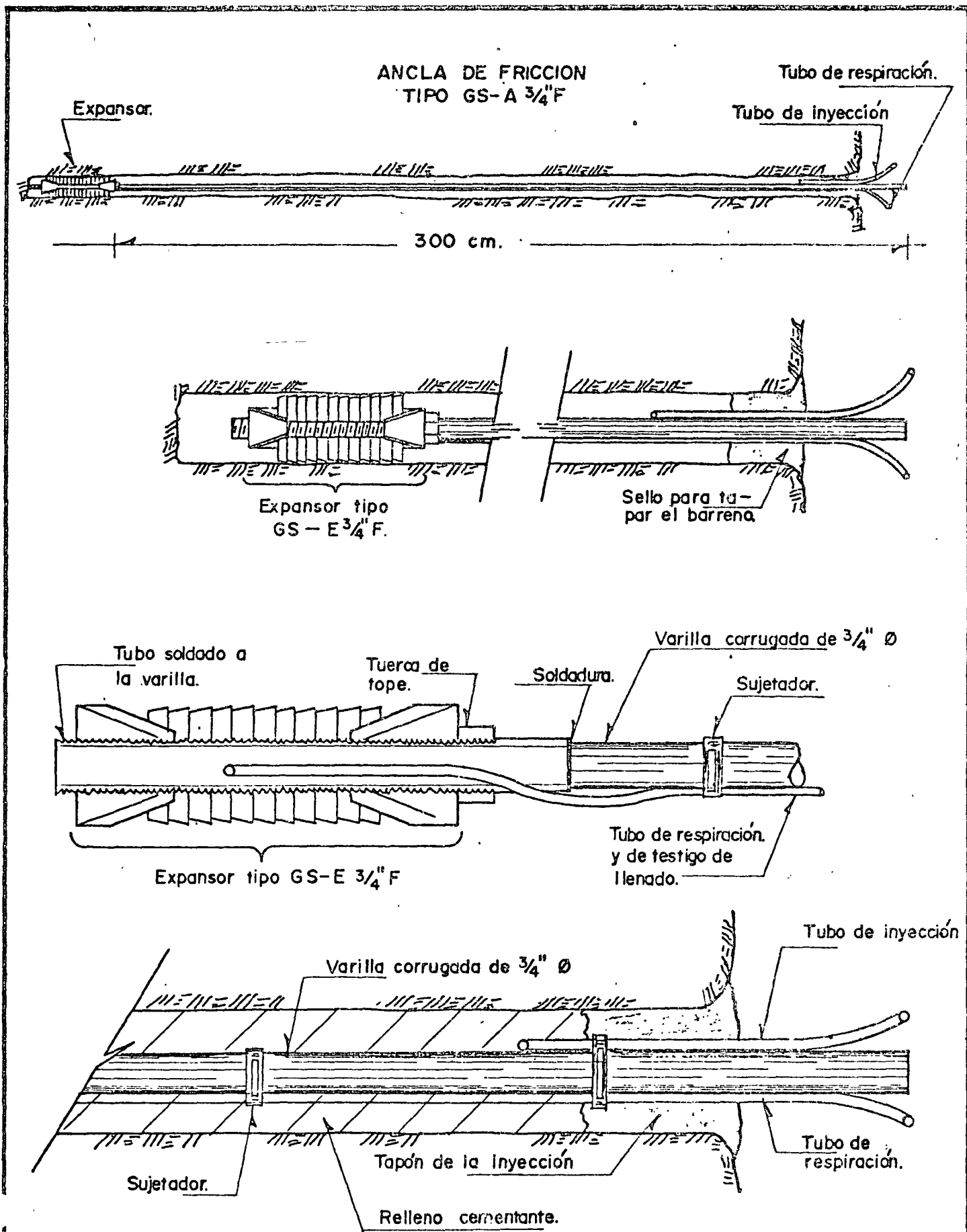


FIG. N° 2.- MODELO TÍPICO DE ANCLAS DE FRICCIÓN (BARRENO RELLENADO CON CEMENTANTES)

Propiedades del subsuelo: Limo arcilloso duro, verde grisáceo.

$$C = 5.8 \quad k/c^2$$

$$\phi = 22^\circ$$

$$q_u = 7.2 \text{ a } 9.7 \quad k/c^2$$

$$\gamma = 1.76 \quad \text{ton}/m^3$$

$$P_v = 21.8 \quad \text{ton}/m^2$$

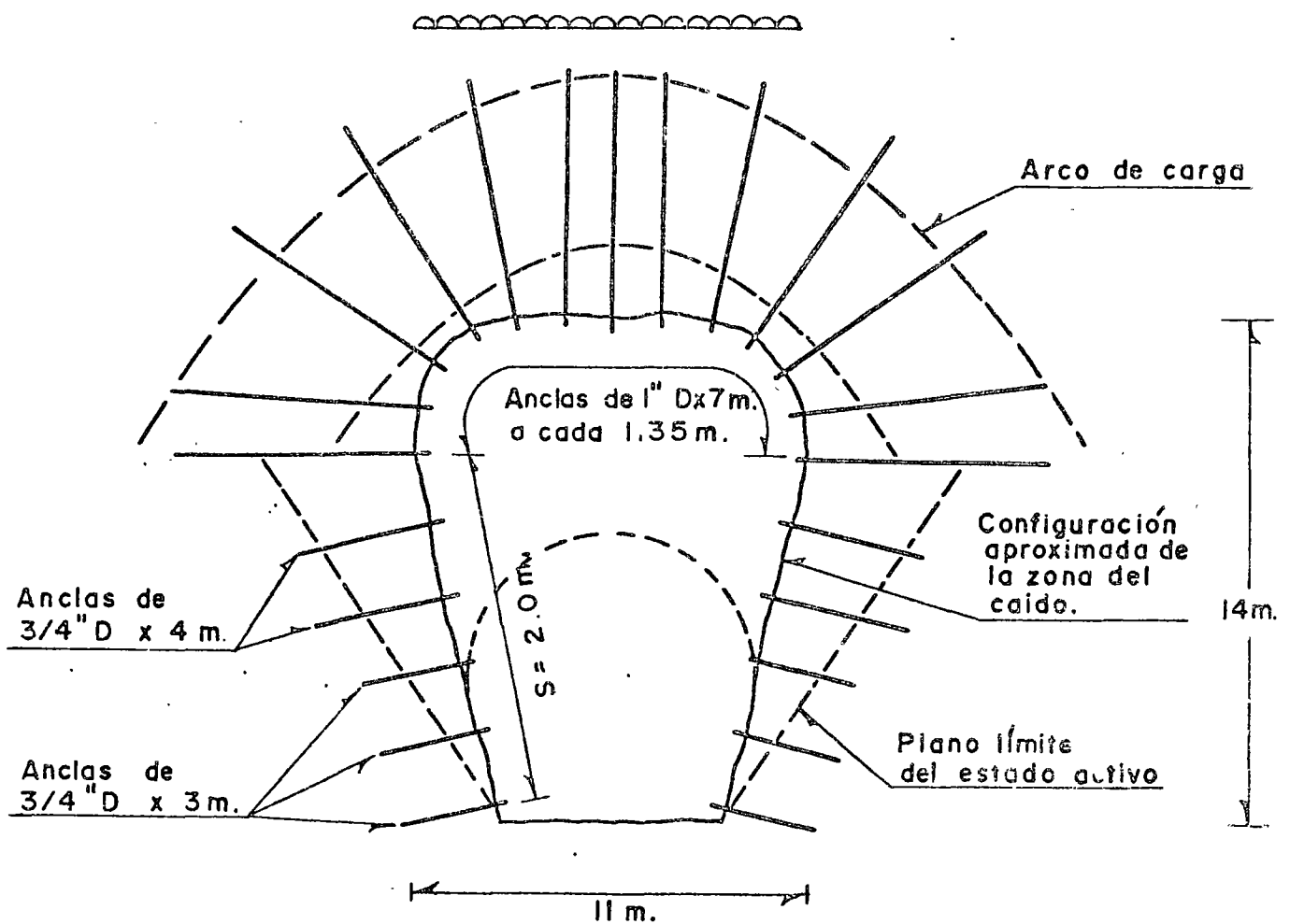


FIG. N° 3 - CASO ILUSTRATIVO DE LAS VENTAJAS DEL USO DE ANCLAJES COMO PARTE DEL SISTEMA DE SOPORTE

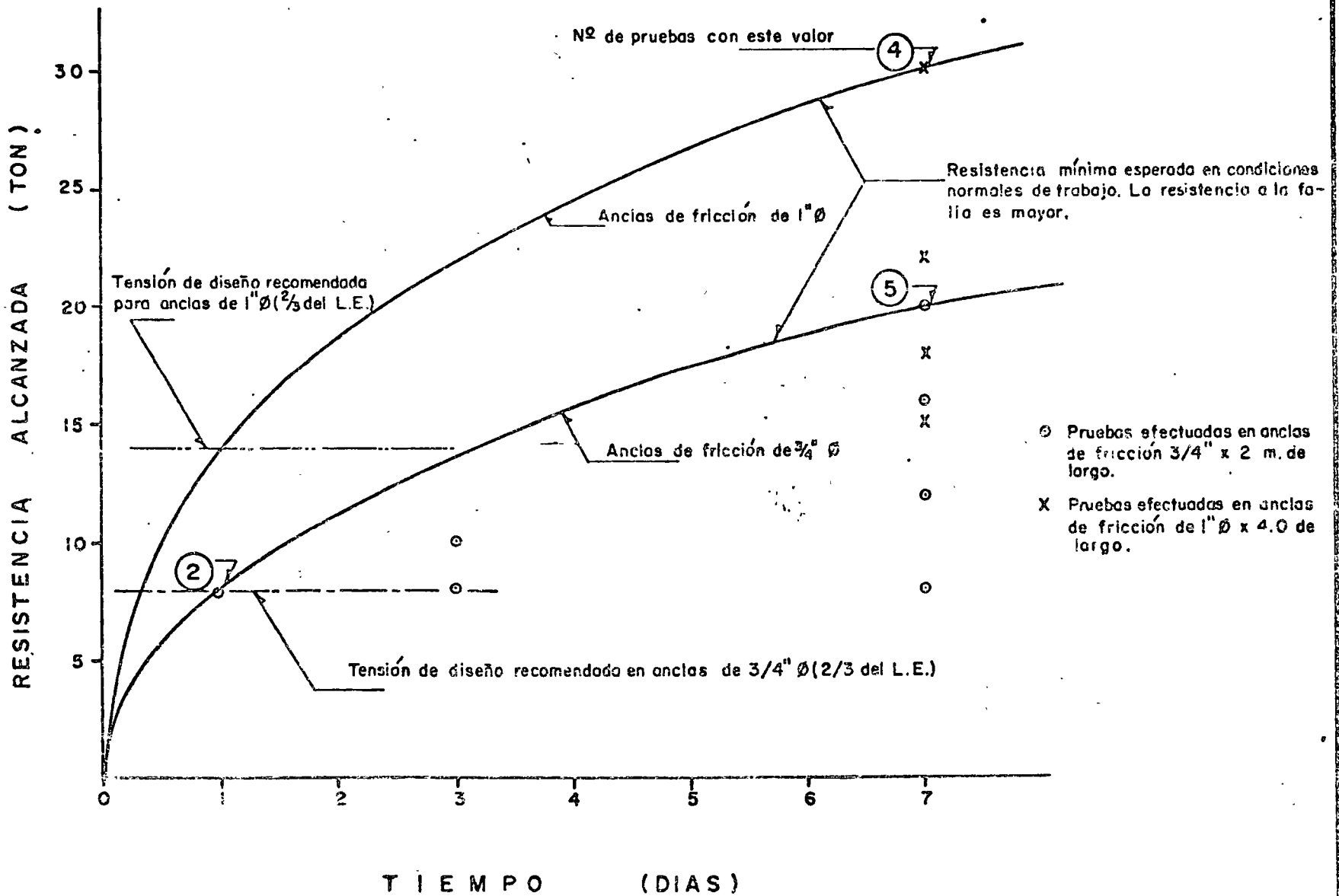
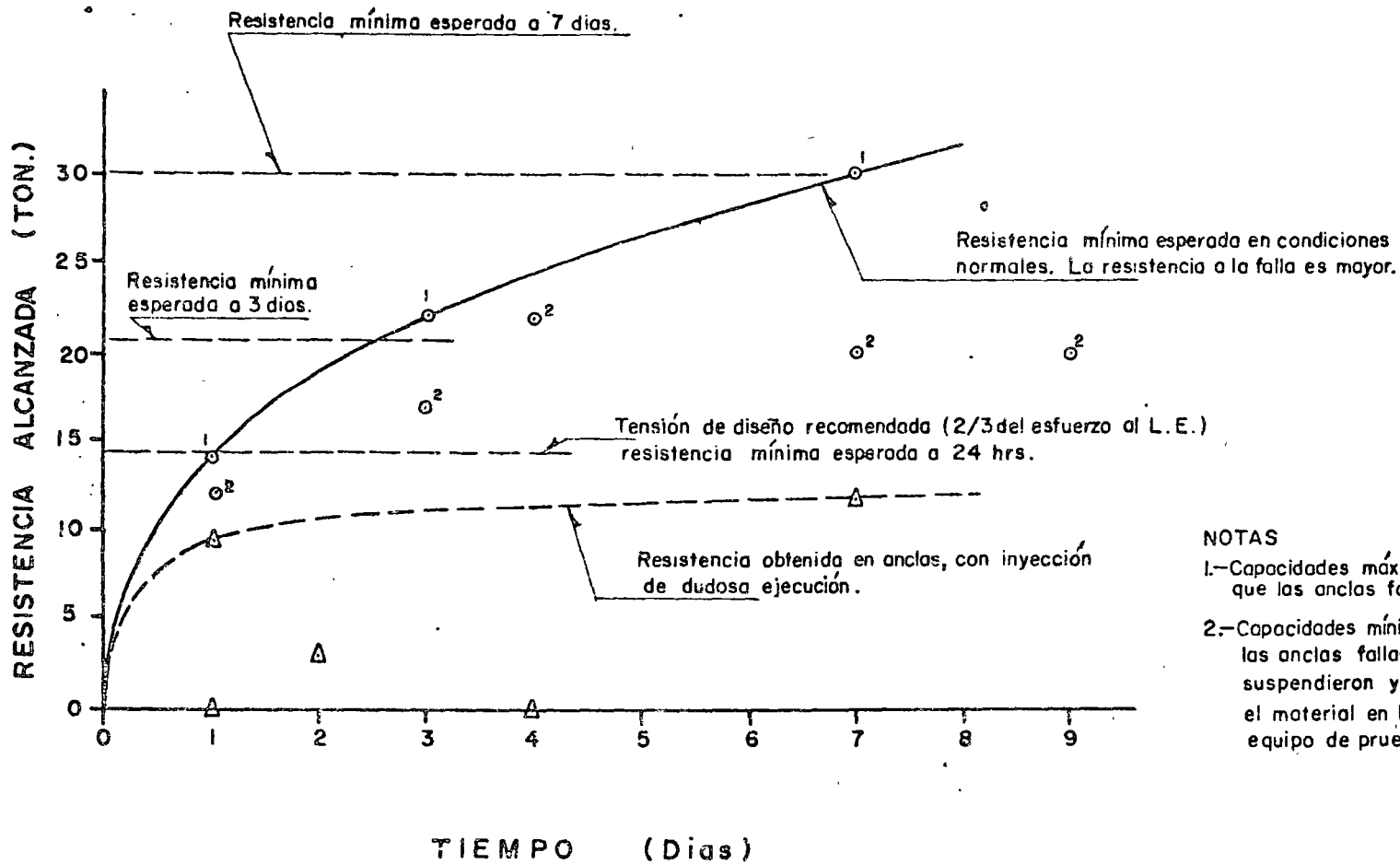


FIG. Nº 4.— RESULTADOS DE PRUEBAS DE EXTRACCION EN ANCLAS COLOCADAS EN ANDESITA FRACTURADA CON BOLSAS DE ARENA Y LIMO ARCILLOSO.



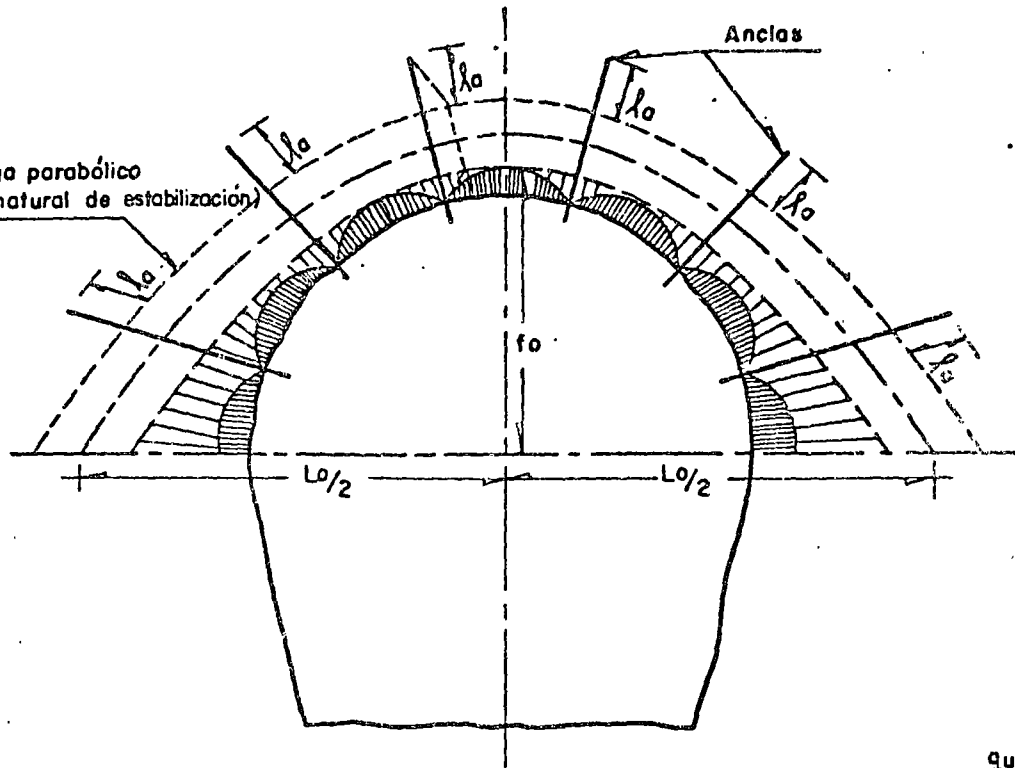
NOTAS

- 1.-Capacidades máximas alcanzadas sin que las anclas fallen (7 pruebas)
- 2.-Capacidades mínimas logradas sin que las anclas fallaran. Las pruebas se suspendieron ya que estaba fallando el material en la zona del apoyo del equipo de prueba (4 Pruebas).

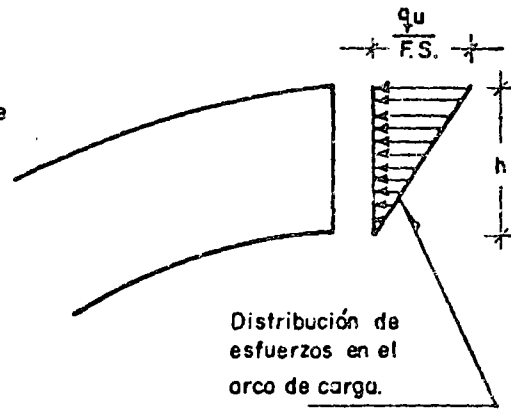
ANCLAS DE FRICCIÓN DE 1" Ø x 4 m. DE LARGO.

FIG. Nº 5.—RESULTADOS DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN EN ANCLAS COLOCADAS EN RIOLITA ALTERADA A ARENA COMPACTA.

Arco de carga parabólico
(Mecanismo natural de estabilización)



q_u : Resistencia a la compresión simple
F.S. Factor de seguridad



Distribución de esfuerzos en el arco de carga.

l_r : Longitud óptima del ancla

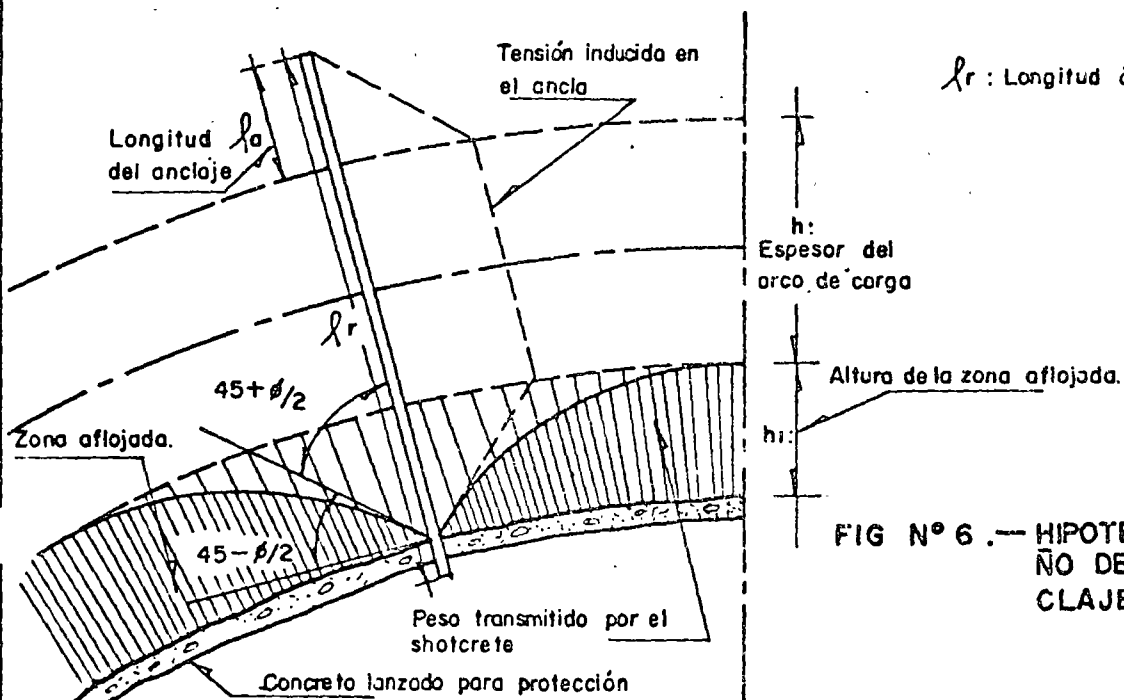
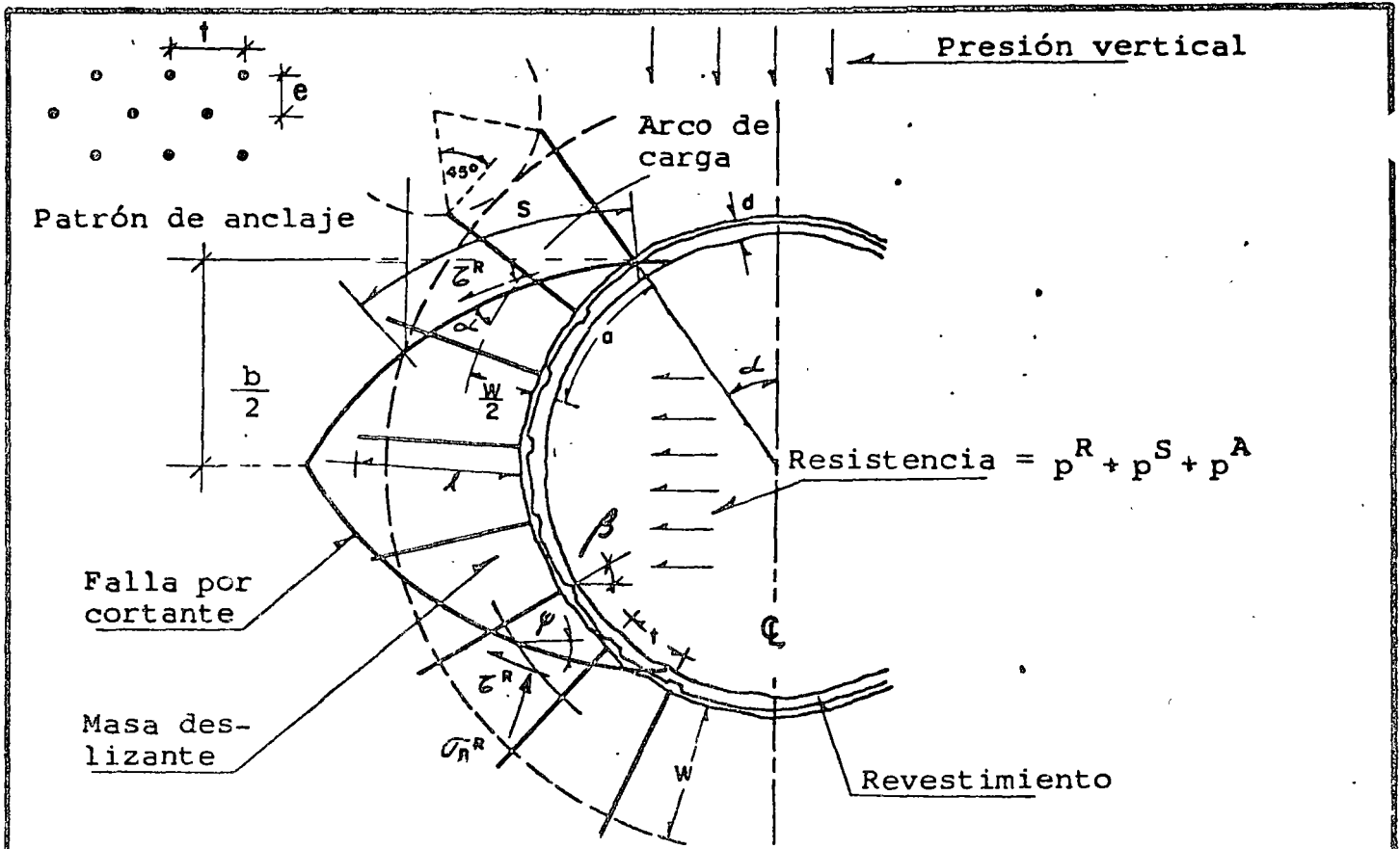


FIG N° 6. — HIPOTESIS PARA EL DISEÑO DE PATRONES DE ANCLAJE. (ADAPTACION DEL METODO DE ROGUINSKY)



$$p^S = \frac{d \cdot z^R}{\text{sen} \alpha \cdot (b/2)}$$

$$p^A = \frac{A_s \cdot f_s}{e \cdot t} \cdot \frac{a \cos \beta}{(b/2)}$$

$$p^R = \frac{s \cdot z^R \cos \psi}{b/2} - \frac{s \sigma_n^R \text{sen} \psi}{b/2}$$

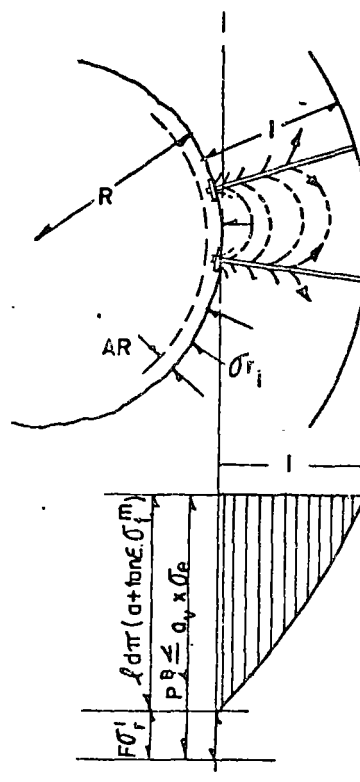


FIG. 7.-ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO DE INTERACCION ENTRE LA ROCA, LAS ANCLAS Y EL REVESTIMIENTO, PROPUESTO POR RABCEWICZ.

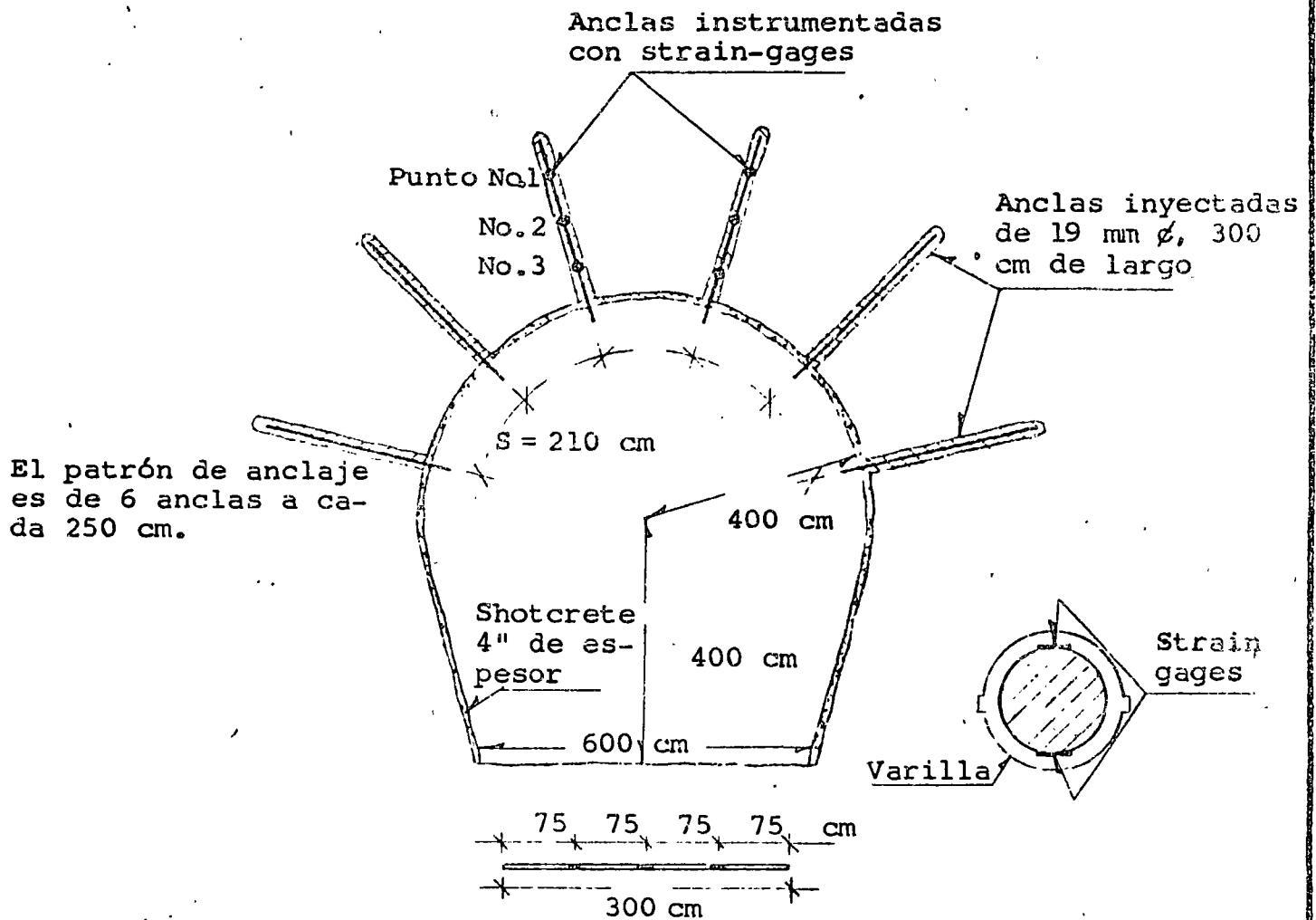


FIG. 8.- LOCALIZACION DE ANCLAS INSTRUMENTADAS

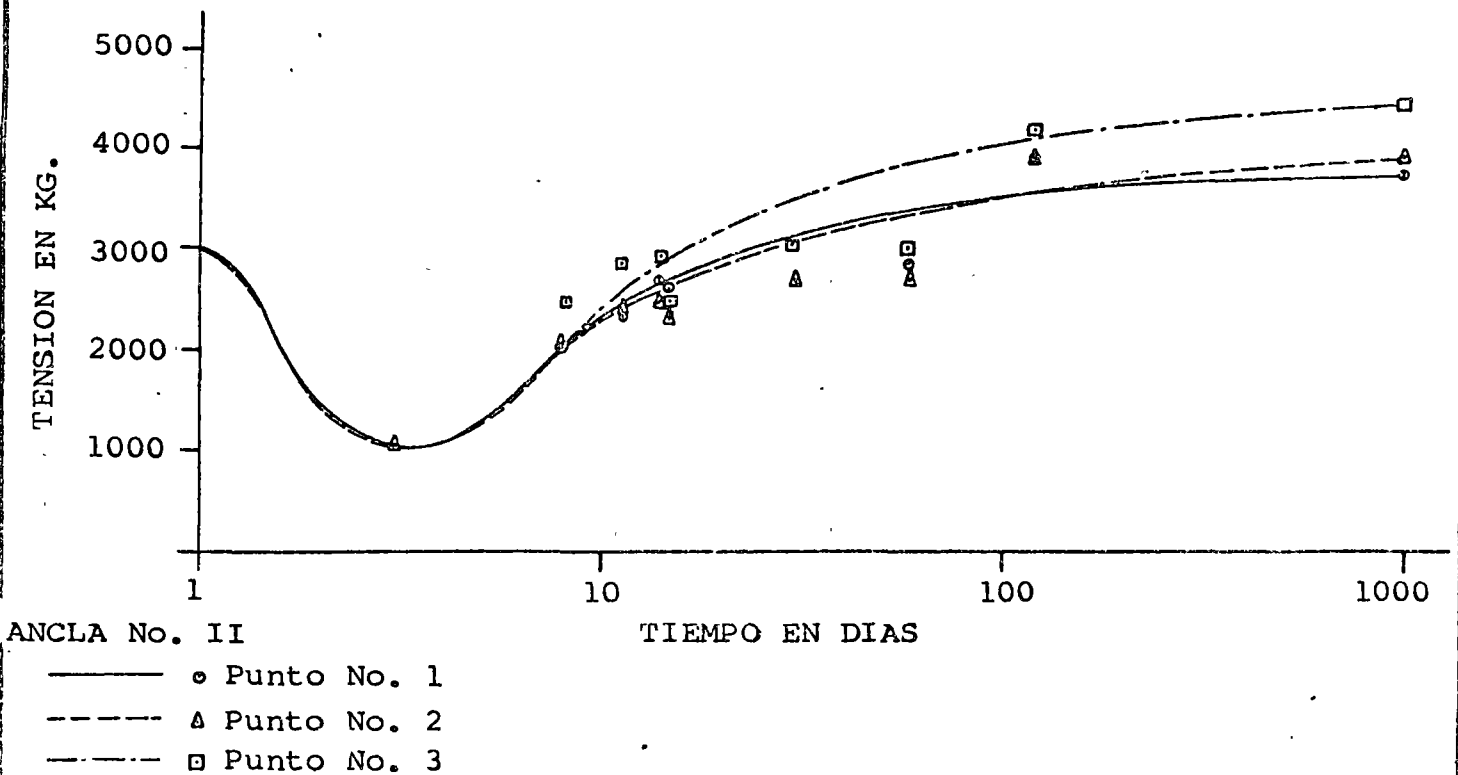


FIG. 9.- VARIACION DE LA TENSION INDUCIDA CON EL TIEMPO

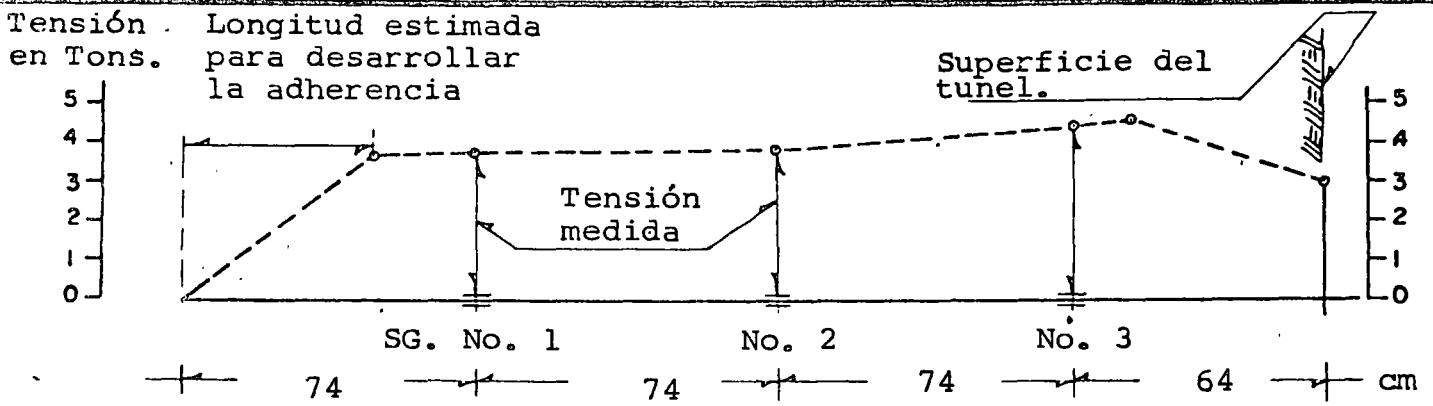


FIG.10.- DISTRIBUCION DE LA TENSION INDUCIDA A LO LARGO DEL ANCLA

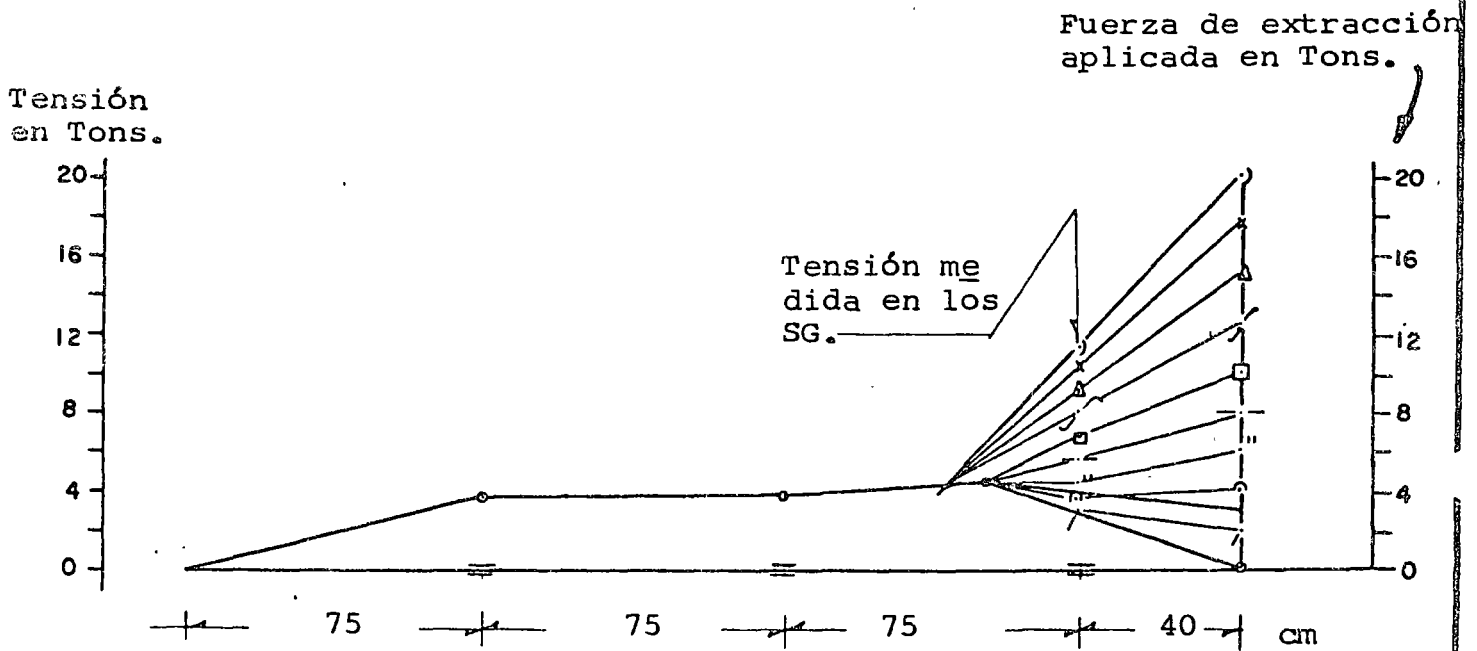


FIG.11.- DISTRIBUCION DE LA FUERZA DE EXTRACCION APLICADA EN EL EXTREMO LIBRE

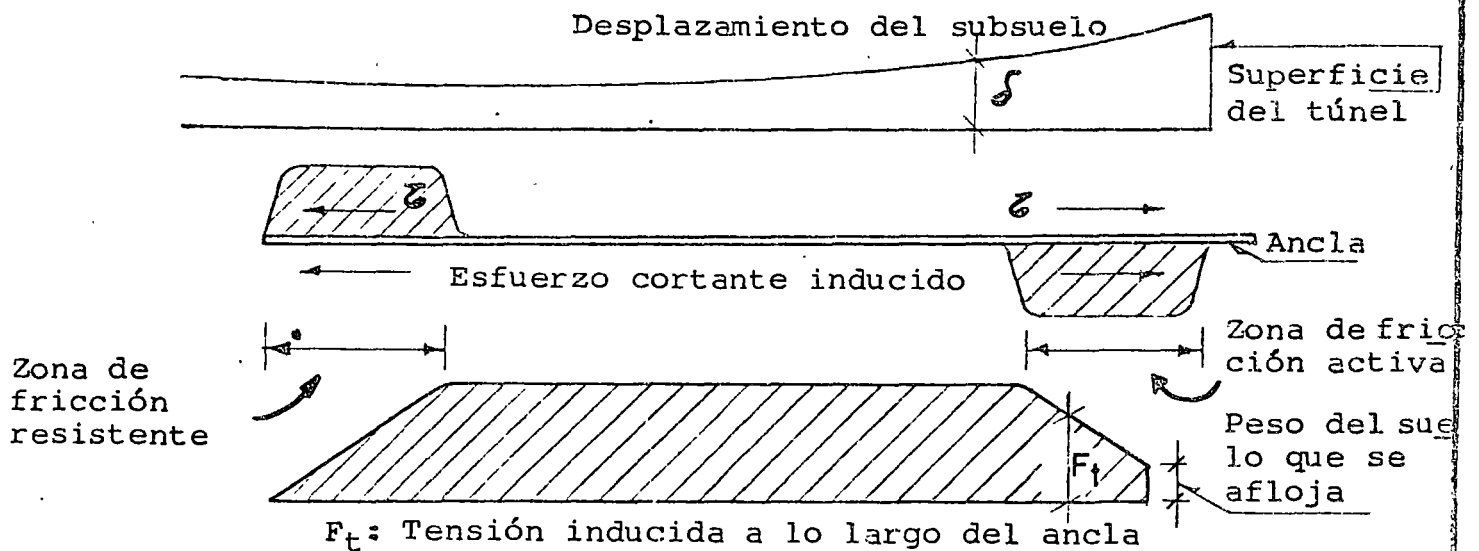


FIG.12.- CONDICIONES DE TRABAJO IDEALIZADAS DE LAS ANCLAS

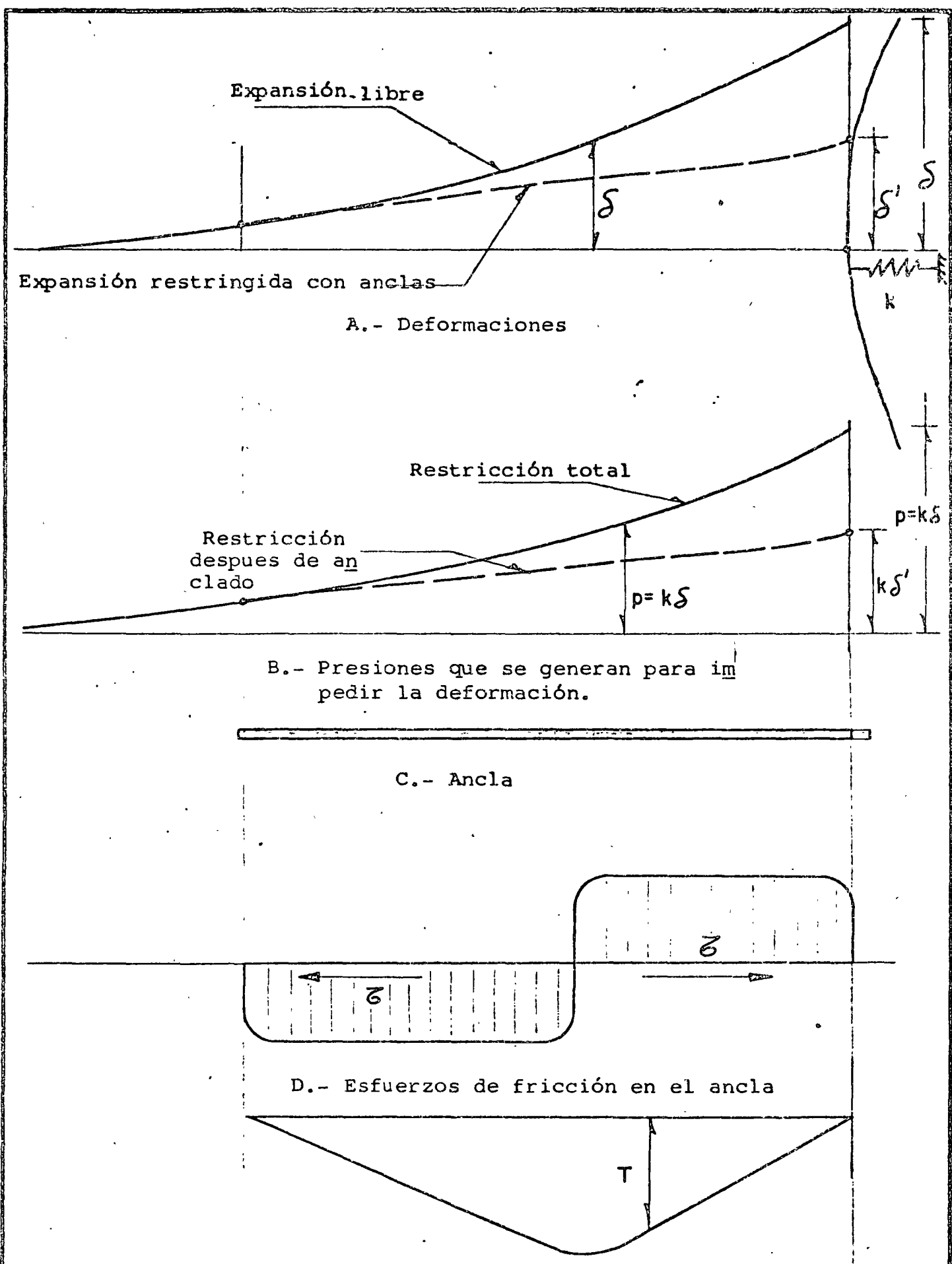


FIG.13.- CONSIDERACIONES SOBRE EL FUNCIONAMIENTO DE ANCLAS DE FRICCIÓN PARA RESTRINGIR EXPANSIONES.

METODO SIMPLIFICADO PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE GRANDES EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

ARTURO A. BELLO M.
GEOSISTEMAS, S.A.

RESUMEN.

Al observar y analizar algunas de las excavaciones mineras - que están en continua realización en el país, atraen un particular interés aquellas que tienen aberturas con ancho de - algunas docenas de metros y en las cuales no existe ningún - sistemas de soporte para mantener abierta la excavación, excepto quizá, por algunos pilares formados en la roca misma, - con una distribución y tamaño que muchas veces no son sistemáticos. Ante estas excavaciones surge la pregunta: ¿Cómo y porqué algunas excavaciones subterráneas permanecen abiertas sin requerir de soporte alguno? El método simplificado para el análisis de estabilidad de grandes excavaciones subterráneas, que se presenta en este escrito, trata de encontrar -- una respuesta razonable y práctica a esta pregunta. El método está basado en el viejo concepto de arqueo de la masa del subsuelo alrededor de una excavación subterránea y haciendo uso del principio de Trabajo de Deformación Mínimo; este - - principio es la base para los métodos numéricos de análisis de distribución de esfuerzos ahora tan en boga, como el método del Elemento Finito, que para su uso requieren; en general de modo indispensable, contar con el auxilio de una com-

putadora, equipo que normalmente no forma parte del inventario de las minas.

El método propuesto ha sido aplicado y probado en algunas excavaciones mineras en realización ó por realizarse en México. Las mediciones llevadas al cabo para controlar el comportamiento de dichas excavaciones, también han permitido establecer que existe una aceptable aproximación entre el valor de los esfuerzos generados en la masa rocosa que limita la excavación y los que pueden predecirse con la aplicación del método; así mismo, el comportamiento general predicho con el método de análisis de estabilidad, se ve confirmado por el satisfactorio comportamiento de las excavaciones analizadas y que ya fueron ejecutadas.

INTRODUCCION.

Para el diseño de una excavación subterránea, muchos de los métodos empíricos y semiempíricos que existen en la literatura técnica para este propósito, conducen a determinar el valor de una "presión" para ser aplicada al sistema de soporte, cuando a priori se establece que tal sistema debe ser utilizado; algunos de estos métodos indican que para una roca masiva intacta no se requerirá de sistema de soporte alguno. Sin embargo, ha sido demostrado que en cualquier clase de masa de suelo o roca, es posible realizar una excavación subterránea sin soporte, siempre y cuando no se exceda de ciertas dimensiones, (Referencia 1); así pues, es evidente que alrededor de una excavación subterránea se genera de manera natu

ral un mecanismo que es responsable de la estabilidad de la excavación cuando no se coloca ademe exterior o refuerzo interior alguno. El método simplificado que se presenta y se desarrolla en este escrito, es un intento para definir dicho mecanismo natural de estabilidad, que es dependiente de las propiedades mecánicas de la masa rocosa y de las dimensiones y geometría general de la excavación proyectada.

BASES DEL METODO PROPUESTO.

La configuración que toma el techo de excavaciones subterráneas después de que se ha presentado en ellas un desprendimiento, semeja la configuración de un arco, especialmente cuando la masa rocosa es uniforme, esto es, cuando tiene el mismo número y orientación de fisuras y fracturas por unidad de volumen; así también, se presenta una configuración similar cuando la falla ocurre en túneles excavados en suelos o masas de tipo granular. Por otro lado, la redistribución de los esfuerzos principales que puede predecirse con la aplicación de las teorías de elasticidad ó plasticidad alrededor de una abertura formada en un sólido sujeto a la acción de un campo de esfuerzos unidireccionales, también hace pensar que el viejo principio de arqueo en la masa del suelo alrededor de una excavación subterránea, tiene validez en cuanto que tales teorías predicen un incremento de esfuerzos verticales a los lados de las tangentes verticales de la excavación y un incremento de los esfuerzos horizontales en las inmediaciones de la clave. También, es interesante notar que el concepto de arqueo forma parte de un grupo numeroso de --

los métodos propuestos para analizar y diseñar túneles, sobre todo de aquellos propuestos en las primeras tentativas de análisis para este tipo de obras. El comportamiento de la masa del subsuelo reflejando la condición de arqueo ha sido probada por las teorías y, en algunos casos, mediante mediciones, (Referencia 2). La hipótesis de que un arco se genera naturalmente en la masa de roca se ha adoptado para el desarrollo que sigue y se considera que su forma es parabólica, en congruencia con la más alta capacidad de las masas de suelo para soportar esfuerzos de compresión, en comparación con su habilidad para soportar esfuerzos de tensión. La disposición del arco de carga en relación con la excavación se muestra en la figura N° 1; se considera que la presión por arriba del arco de carga es distribuida por este elemento hacia los lados de la excavación y un arco similar, imagen del mostrado en dicha figura con respecto a la ubicación de la excavación, es el mecanismo con que los esfuerzos son redistribuidos bajo la excavación. La geometría y las dimensiones del arco de carga deben ser determinadas y para este propósito se utiliza el principio del Trabajo de Deformación Mínimo; el arco que de manera natural se genere en la masa de roca para estabilizar la excavación, es aquel en el cual el trabajo de deformación producida por los esfuerzos inducidos es un mínimo. Para simplificar el establecimiento de las fórmulas que representen el comportamiento señalado, se considera también que los esfuerzos inducidos en el arco de carga son uniformes en todo su espesor, Figura No. 1.

MODELO MATEMATICO.

La formulación del modelo matemático correspondiente al comportamiento antes señalado, se resume en el apéndice. Las características geométricas obtenidas para el arco de carga, de acuerdo con el modelo matemático señalado en el apéndice, se acusan como linealmente dependientes del ancho de la excavación, figura 2, lo cual era de esperarse, ya que a mayor dimensión de una excavación subterránea, mayor será la zona en que se presente la redistribución de esfuerzos inducida por la presencia de la oquedad; así lo predicen las teorías de la elasticidad y plasticidad y puede comprobarse al observar los resultados de mediciones de deformación, que en número amplio, se pueden encontrar en la literatura técnica relativa.

A fin de que el arco de carga generado de manera natural en la masa del subsuelo, efectivamente sea el mecanismo estabilizador de la excavación, los máximos esfuerzos inducidos en su espesor no deben exceder la resistencia a la compresión de la masa en ninguna sección; la ubicación crítica en una masa uniforme puede identificarse en la sección donde el arco de carga es tangente a la abertura. En los casos en que los esfuerzos en el arco tangente a la excavación excedan la resistencia de la masa del suelo y ésta tiene características de comportamiento plástico, es decir, es capaz de tolerar esfuerzos ligeramente menores que los de falla a costa de una deformación mayor, entonces, un nuevo arco de carga será generado sobre el arco en estado plástico, en una posición también definida por la condición de que el trabajo de deformación inducido en él sea un mínimo y que los esfuerzos generados ya no excedan la resistencia a compresión de la ma

sa rocosa, la cual, por otro lado, se incrementa conforme el nuevo arco se aleja del perímetro de la excavación, debido al confinamiento que se produce por la oposición a las deformaciones que presentará el arco que trabaja a esfuerzos plásticos. La figura No. 3 muestra las consideraciones que corresponden a este caso.

Una vez definida la posición del arco de carga estabilizador generado alrededor de la excavación, se conocen simultáneamente los esfuerzos provocados por el peso total del subsuelo entre la superficie y el arco, que es soportado por este elemento y distribuido hacia los lados de la excavación.

El material que se encuentra debajo del arco debe ser soportado en alguna forma. En roca masiva o en aquellas masas rocosas con fisuras orientadas favorablemente con respecto a la abertura, la resistencia a tensión de la masa rocosa puede ser suficiente para permitir que el material bajo el arco se "cuelgue" de él; en tal caso, si la altura:

$$h_t = \frac{\sigma_t}{\gamma} = \frac{\text{Resistencia a la tensión de la masa rocosa.}}{\text{Peso volumétrico unitario}}$$

es mayor que la distancia desde la clave de la excavación -- hasta la parte superior del arco de carga y no hay discontinuidades en este intervalo, el mecanismo de soporte a tensión que desarrollará y una estabilidad completa de la abertura se logrará por el trabajo de la masa de roca en sí misma, sin la ayuda de un ademe exterior o de un refuerzo interno. La anterior descripción puede explicar el hecho de que para cualquier masa rocosa es posible formar una excavación subterránea de dimensión restringida, sin que se requiera soporte.

Cuando la altura h_t no es suficiente para permitir que el material abajo del arco de carga se "cuelgue" de éste, se desarrollará una fractura a tensión, aún en roca masiva, y la presión $p = \gamma h_t$ debe ser soportada por dentro de la excavación. El método de cámaras y pilares, actualmente de uso muy difundido en la minería, puede ser muy bien representativo del caso en que los pilares se ven sujetos sólo a los esfuerzos inducidos por el peso de la capa de roca que se forma entre la excavación y la fractura a tensión desarrollada.

En las masas rocosas con planos de fisuramiento o fracturamiento en posición cuasihorizontal, el mecanismo de estabilidad por resistencia a tensión no puede desarrollarse. En tales casos, el material debajo del arco de carga debe ser soportado de alguna manera. En túneles con dimensiones relativamente pequeñas, el uso de anclas de fricción totalmente rellenas e instaladas dentro de la masa rocosa, con una longitud suficiente para penetrar el arco de carga, constituirán un sistema de refuerzo de la masa rocosa muy conveniente, ya que las anclas obligan a un comportamiento más uniforme del suelo haciendo más fácil la generación del arco de carga y, al mismo tiempo, las anclas se constituyen en elementos capaces de transmitir al arco el peso del material que se encuentra bajo él; una capa de concreto lanzado de espesor reducido, colocada en el techo y las paredes de la excavación, embebiendo la parte saliente de las anclas, evitará el aflojamiento y caída progresiva de fragmentos de roca que se encuentran entre las anclas y, por otro lado, transmitirá a éstas el peso de cualquier material aflojado entre ellas (Ref. No. 3). Los sistemas de soporte convencionales para excava-

ciones subterráneas, tales como los pilares, los marcos de acero o de concreto, etc, también pueden ser usados para soportar el peso de material que no puede colgarse del arco; en tales casos, el peso total del material bajo el arco debe ser considerado para actuar sobre el soporte.

CERTIFICACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON EL METODO.

El método antes descrito ha sido aplicado al análisis de estabilidad de varias excavaciones mineras subterráneas que se realizan en México, con el propósito de controlar el comportamiento de la excavación diseñada y, al mismo tiempo, para fundamentar la extensión de las aplicaciones del método a excavaciones de dimensiones y geometrías diferentes. Algunos túneles también han sido proyectados y diseñados haciendo uso del método.

A fin de exponer el grado de aproximación que proporciona el método en la predicción de esfuerzos en los soportes de la excavación y en la masa del subsuelo a los lados de las aberturas, se presentan a continuación los resultados de los programas de mediciones de control que fueron programadas para tres de las excavaciones mineras que han sido analizadas con el método.

Para medir esfuerzos en los pilares formados en la misma masa del subsuelo en que se ejecutó la excavación, se utilizaron "Gatos Hidráulicos Planos"; instrumentos del mismo tipo fueron utilizados para medir los esfuerzos en la paredes extremas de las excavaciones.

La figura No. 4 muestra una planta de un "rebaje," excavado en una formación caliza; el índice de calidad de la roca, según se define en la Referencia No. 1, fué establecido con un valor de 100, que corresponde a una roca de buena calidad; la profundidad de la excavación es de 240 m; los pilares están formados en el cuerpo mineralizado mismo, en las ubicaciones y con las dimensiones que se muestran en dicha figura. En cada uno de los pilares se instaló un gato plano; el resultado de las mediciones, con una interpretación que toma en cuenta apropiadamente los efectos de fluencia plástica de la masa rocosa, se muestran en la tabla No. 1. Los esfuerzos calculados en los pilares, considerando que están inducidos por el peso total del material que se encuentra bajo el arco de carga en el que se genera el trabajo mínimo de deformación, se reportan en la misma tabla. Puede verse que existe una aceptable coincidencia entre los valores calculados y medidos; para el pilar Norte, el cual se ve sujeto a los mayores esfuerzos, la diferencia entre dichos valores es de 10%; para el pilar Sur la diferencia es de sólo 4%. Se considera que la aproximación en el procedimiento de medición de esfuerzos es parcialmente responsable de la diferencia obtenida entre las cifras que se comparan.

En la Tabla No. 1 se reportan otros dos casos en los que se comparan esfuerzos calculados y medidos. En la mina Charcas, los análisis de estabilidad con el método descrito y las mediciones de esfuerzos, fueron llevados al cabo en un corte de salones y pilares formando una masa de roca caliza clasificada como "buena", pero muy plegada y con calcita petrifi-

cada en los planos de estratificación que se presentan en general con una posición cuasihorizontal. Las mediciones de esfuerzos fueron realizadas también con gatos planos. Los esfuerzos calculados consideran que el peso total del material bajo el arco de carga actúa sobre los pilares. Una planta del corte y la localización de los gatos planos instalados se muestra en la Figura No. 5.

En el Cuerpo "La Prieta" de la mina "La Encantada" de Peñoles, los esfuerzos calculados y medidos que se muestran en la Tabla No. 1, corresponden a la parte superior del arco de carga definido como el mecanismo natural responsable de la estabilidad de una abertura bastante grande, formada en una caliza muy fisurada, con un índice de calidad de 0.50, que corresponde a una roca de "muy mala" calidad. Sin embargo, el material que se encuentra en la parte superior y en el cual se genera la clave del arco de carga, es una roca de tipo masivo, que aparentemente ha adquirido esta condición debido al intemperismo que ha sufrido la parte más superficial de esta caliza fracturada. La figura No. 6 muestra una sección transversal de la excavación al través de la ubicación de los gatos planos usados para las mediciones e indica también la posición definida para el arco de carga. Los esfuerzos calculados y medidos que se reportan en la Tabla No. 1 toman en cuenta la dirección de los esfuerzos en el arco, en comparación con la posición horizontal de los instrumentos colocados.

CONCLUSIONES.

La aproximación de los esfuerzos medidos con Gatos Planos en

relación con los calculados haciendo uso del método de estabilidad propuesto, cae en el rango de $\pm 10\%$, excepto para un caso que no se reporta en este escrito y en el cual la diferencia fué de -20% . Puede concluirse que la aproximación lograda con el método de análisis expuesto, al aplicarse a grandes excavaciones subterráneas, es más que suficiente para propósitos de diseño de ingeniería.

RECOMENDACIONES.

- 1.- Toda vez que el método simplificado de análisis de estabilidad sea aplicado a una excavación subterránea para propósitos de diseño o de estabilidad, es necesario obtener las características geométrico-mecánicas de la masa del subsuelo, a fin de dar una apropiada consideración a la forma más probable de generación del arco de carga y del mecanismo para soportar el material que se encuentra bajo él. Se recomienda utilizar la clasificación ingenieril de las masas del subsuelo que se consigna en la Referencia No. 1.
- 2.- Un programa de medición de esfuerzos en los soportes y en las paredes que limitan la excavación, es altamente recomendable en cualquier excavación subterránea que se realice, pues permitirá comparar los esfuerzos medidos contra la resistencia de la masa del subsuelo y, lo que no es menos importante, obtener un mejor entendimiento del comportamiento de este tipo de obras de ingeniería, para poder mejorar o sofisticar los métodos de análisis y diseño hasta ahora disponibles.

3.- La determinación de las características de resistencia de las masas rocosas debe realizarse a base de pruebas de campo; las pruebas de laboratorio solamente permitirán enjuiciar cambios apreciables de las propiedades mecánicas de la masa de roca, pero no deben tomarse como indicativos de los valores reales que corresponden a dicha masa rocosa.

RECONOCIMIENTO.

El autor desea expresar su agradecimiento a los Directivos de Industrial Minera México, S.A. y de Industrias Peñoles, S.C., por la oportunidad que dieron a GEOSISTEMAS, S.A. para llevar a cabo los estudios que se reportan en sus excavaciones mineras y sobre las cuales se establece la confirmación de la bondad del método de análisis propuesto, para aplicarse a excavaciones de grandes dimensiones; el interés demostrado por los Directivos de esas empresas mineras y, así también, por el personal directamente encargado de las minas, resulta siempre estimulante.

El contenido de este escrito fué inicialmente presentado en el Simposio Rockstore 77, celebrado en Estocolmo, Suecia, en Septiembre de 1977 y se presentó bajo el patrocinio del Grupo ICA.

REFERENCIAS.

1.- N. BARTON, R. LIEN and J. LUNDE, 1975. Estimation of su

- pport requirements for underground excavations. Proceedings, 16 th Symposium on Rock Mechanics of ISRM, Minneapolis, Preprints, pp. 99-113.
- 2.- A. BELLO y F. SERRANO, 1974. Measurements of the behavior of grouted bolts used as reinforcing elements for the support of underground openings. Proceedings, 3 th. Congress of the ISRM, Denver, Vol. II-B, pp. 1189-1193.
- 3.- A. BELLO M., 1975. Anclas de fricción como sistemas de soporte para excavaciones subterráneas. Revista CICM No. 185, Nov.-Dic. 1974, pp. 38-42.

APENDICE.

Derivación de las ecuaciones para definir la ubicación del arco de carga con el Mínimo Trabajo de Deformación inducida.

1.- Se admite que en la masa del suelo se genera un arco parabólico alrededor de la excavación, Fig. No. 1.

1.1.- La ecuación del eje del arco es:

$$y - f_0 = -\mathcal{K} x^2 \quad (1)$$

1.2.- En $y = 0 \Rightarrow x = \frac{L_0}{2}$; entonces: $f_0 = \mathcal{K} \left(\frac{L_0}{2}\right)^2$

$$\text{o} \quad f_0 = \mathcal{K} \frac{L_0^2}{4} \quad (2)$$

1.3.- $\frac{dy}{dx} = -2\mathcal{K}x \Rightarrow dy = -2\mathcal{K}x dx$ (2a)

En $y=0$ y $x = -\frac{L_0}{2} \Rightarrow \operatorname{tg} \theta = 2\mathcal{K} \frac{L_0}{2} = \mathcal{K} L_0$. (3)

o según (2): $\operatorname{tg} \theta = 2\mathcal{K} \sqrt{\frac{f_0}{\mathcal{K}}} = 2\sqrt{\mathcal{K} f_0}$

1.4.- De la figura A-1:

$$\operatorname{Sen} \theta = \frac{h/2}{\frac{L_0 - B}{2}} = \frac{h}{L_0 - B}$$

$$\text{y como: } \operatorname{sen} \theta = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \theta}}$$

$$\text{de (3) se deduce: } \operatorname{sen} \theta = \frac{\mathcal{K} L_0}{\sqrt{1 + \mathcal{K}^2 L_0^2}}$$

$$\text{Entonces: } \frac{h}{L_0 - B} = \frac{\mathcal{K} L_0}{\sqrt{1 + \mathcal{K}^2 L_0^2}} \quad (4)$$

2.- El equilibrio en el arco parabólico, Fig. A-1, requiere que en cada punto se satisfagan:

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow V = wx \quad (5)$$

$$\sum M_p = 0 \Rightarrow \frac{wx^2}{2} - H \cdot (f_0 - y) = 0$$

$$\text{entonces: } H = \frac{wx^2}{2(f_0 - y)}$$

pero, de (1):

$$H = \frac{wx^2}{2\mathcal{H}x^2} = \frac{w}{2\mathcal{H}} \quad (6)$$

$$|F| = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{w^2x^2 + \frac{w^2}{4\mathcal{H}^2}} = w \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{H}^2}} \quad (7)$$

3.- El trabajo de deformación inducido en el arco se obtiene como sigue:

3.1.- El esfuerzo medio en el arco es: $\sigma = \frac{|F|}{h} = \frac{w}{h} \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{H}^2}}$

3.2.- La deformación de un segmento de longitud ds , es:

$\delta = \frac{\sigma}{E} ds$. En donde se admite una relación lineal entre esfuerzo y deformación para la masa del subsuelo en el rango de esfuerzos inducidos y siendo E su "módulo de elasticidad". Entonces:

$$\delta = \frac{w}{Eh} \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{H}^2}} ds \quad (8)$$

3.3.- El trabajo de deformación inducido en el segmento de longitud ds , es:

$$dW = |F| \cdot \delta = w \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{H}^2}} \cdot \frac{w}{Eh} \cdot \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{H}^2}} \cdot ds$$

$$\text{Entonces: } dW = \frac{w^2}{Eh} \cdot \left(x^2 + \frac{1}{4\mathcal{H}^2} \right) ds$$

$$\text{Pero: } ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

$$\text{de (2a): } ds = \sqrt{dx^2 + 4\mathcal{H}^2 x^2 dx^2} = \sqrt{1 + 4\mathcal{H}^2 x^2} dx$$

$$\text{así: } dW = \frac{w^2}{Eh} \frac{1 + 4\mathcal{H}^2 x^2}{4\mathcal{H}^2} \cdot \sqrt{1 + 4\mathcal{H}^2 x^2} dx$$

$$dW = \frac{w^2}{4Eh\mathcal{H}^2} \cdot \left(1 + 4\mathcal{H}^2 x^2 \right)^{3/2} \cdot dx$$

por integración en la longitud total de $x = -\frac{L_0}{2}$ a $x = \frac{L_0}{2}$:

$$W = \frac{w^2}{Eh8\mathcal{H}^3} \left[\frac{3}{4}\mathcal{H}L_0 \sqrt{1 + \mathcal{H}^2 L_0^2} + \frac{1}{2}\mathcal{H}L_0 \left(1 + \mathcal{H}^2 L_0^2 \right)^{3/2} + \frac{3}{4} \text{Ln} \left(\mathcal{H}L_0 + \sqrt{1 + \mathcal{H}^2 L_0^2} \right) \right]$$

4.- De (3) puede verse que W es una función de las variables independientes L_0 y θ , por lo que su valor mínimo se presentará cuando: $\frac{\partial W}{\partial \theta} = \frac{\partial W}{\partial L_0} = 0$ y estas ecuaciones se cumplen para el juego de valores:

$$L_0 = 1.5 \text{ B.}$$

$$\theta = 67.65^\circ \Rightarrow \mathcal{H}L_0 = \text{tg } \theta = 2.432.$$

Todas las otras características geométricas del arco de carga con el mínimo trabajo de deformación inducido pueden obtenerse una vez conocidos los valores anteriores, al sustituirlos en las ecuaciones correspondientes; de esa manera se obtienen:

$$f_0 = 0.912 B.$$

$$h = 0.462 B.$$

$$f_0 - h/2 = 0.681 B.$$

$$\text{mín. } W = 1.7836 \frac{w^2}{E} B^2.$$

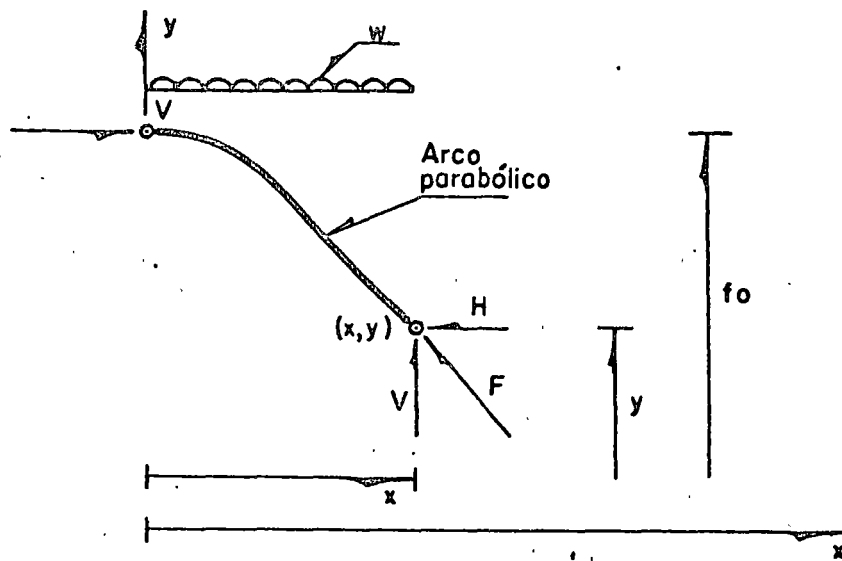


FIGURA Nº A-1

TABLA No. 1

COMPARACION ENTRE ESFUERZOS MEDIDOS Y CALCULADOS HACIENDO USO DEL METODO SIMPLIFICADO EXPUESTO

MINA	DIMENSIONES MEDIAS DE LA ABERTURA	DESCRIPCION DE LA MASA ROCOSA	SOPORTE	ESFUERZOS EN LOS PILARES			ESFUERZOS EN LAS PAREDES LATERALES		
	Largo x Ancho			k/c ²		DIFE REN- CIA.	k/c ²		DIFE REN- CIA.
				CALCU LADO.	MEDI DO		CALCU LADO.	MEDI DO	
San Martín IMM, S. A. Corte 4-950	60 x 25	Caliza gris oscuro, todas las fisuras rellenas con calci- ta petrificada.	2 pilares de 25 a 27 m2 ca- da uno.	Pilar 72 Pilar 201	Sur 75 Norte 182	-4% +10%			
Charcas IMM, S. A. Corte 18-16	110 x 65	Caliza gris, muy plegada, fisuras rellenas de calcita petrificada, algu- nas fallas con ma- terial frágil y muy fracturado, con al- go de arcilla.	Pilares a cada 15 a 20 m en promedio. Area de pilares = 25% del area total.	84	87	-3%			
La Encantada I. Peñoles, S.C. Cuerpo "La Prieta"	120 x 55	Caliza café claro, masiva en el techo por alteración, muy fracturada en las paredes (tablas); con tres familias de fisuras lisas y rugosas onduladas, rellenas con calci- ta suave.	Sin sopor- te.				9.05 18.7	9.30 18.3	-3% +2%

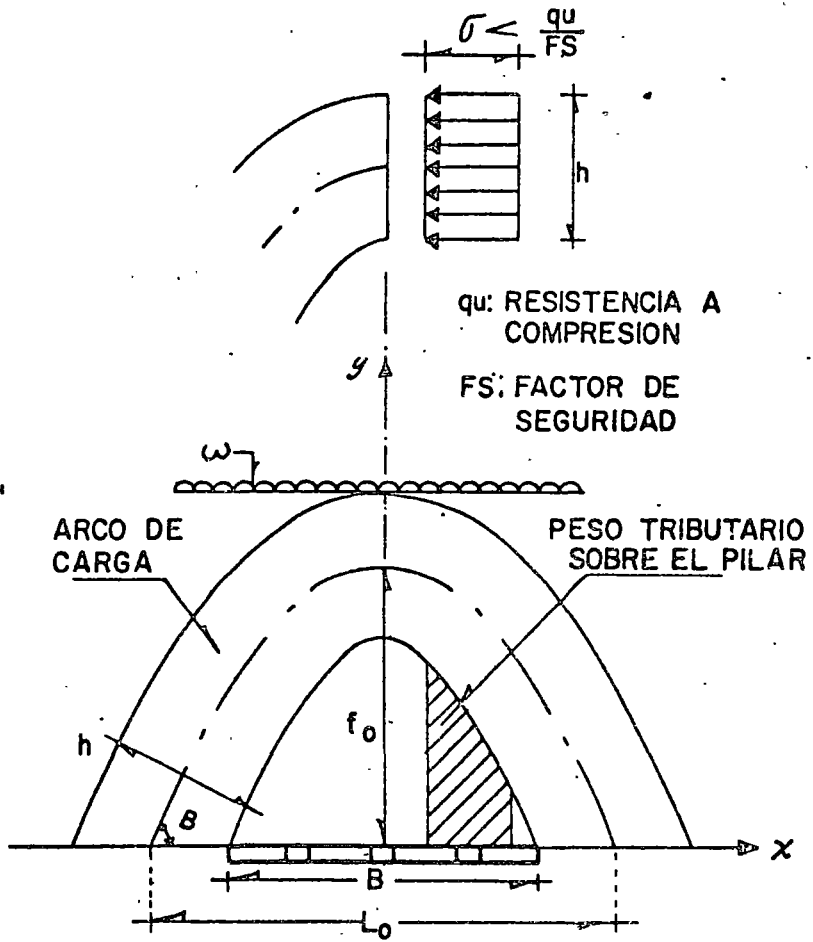
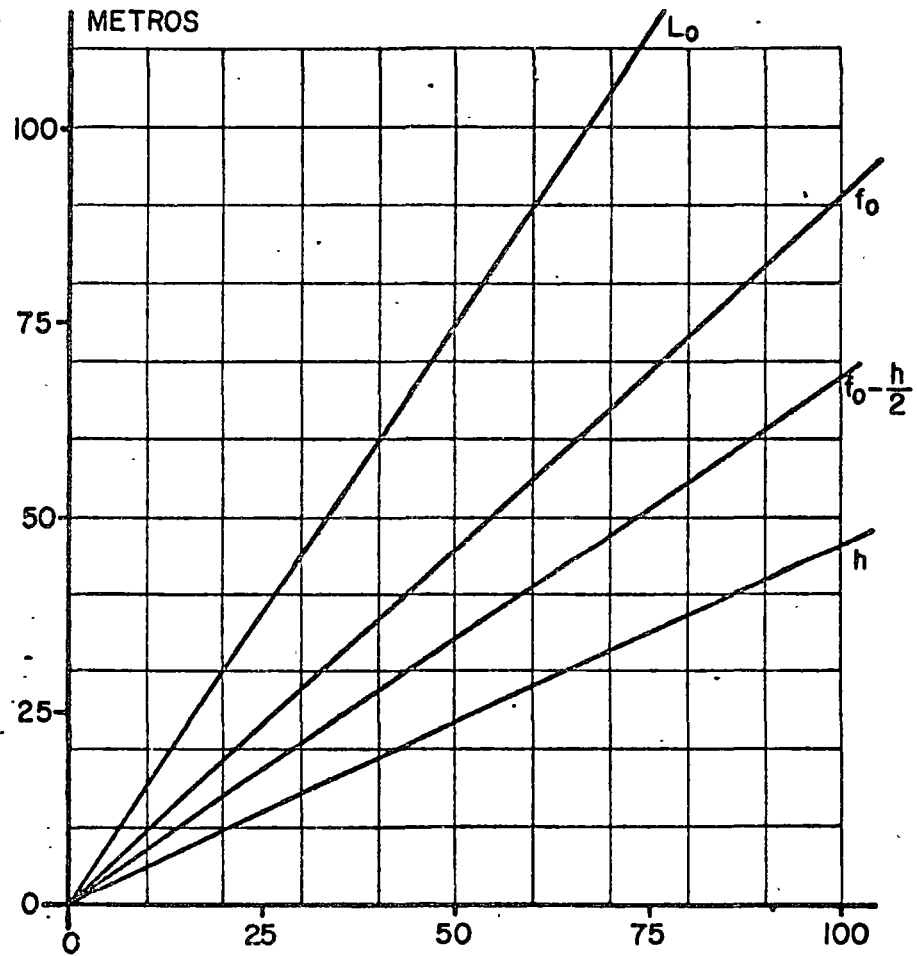


FIGURA 1.- Conceptos fundamentales del método simplificado propuesto



B : ANCHO DE LA ABERTURA, METROS
 FIGURA 2.- Características geométricas del arco de carga de generación natural

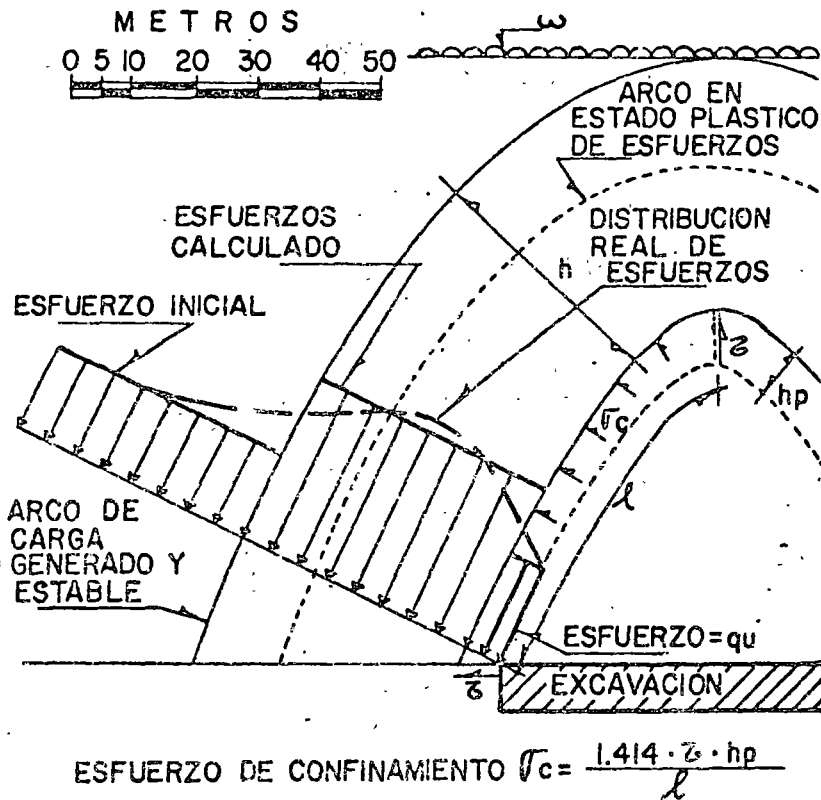


FIGURA 3.- Mecanismo de estabilidad supuesto para la condición de esfuerzos plásticos perimetrales

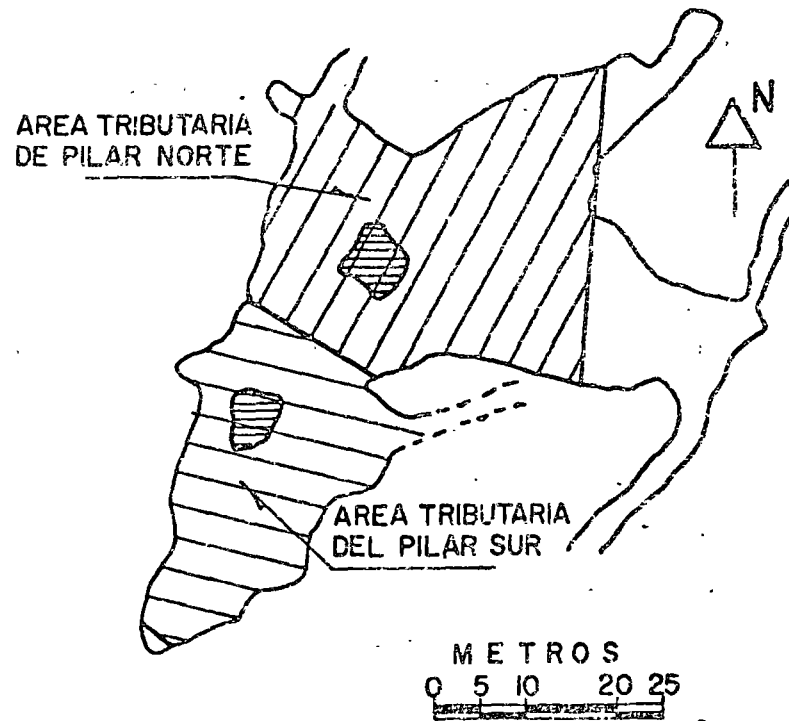


FIGURA 4.- Mina San Martín. Corte 4-950 de cámaras y pilares con corte y relleno



FIGURA 5.- Mina Charcas. Cámaras y pilares con corte y relleno; Nivel 18

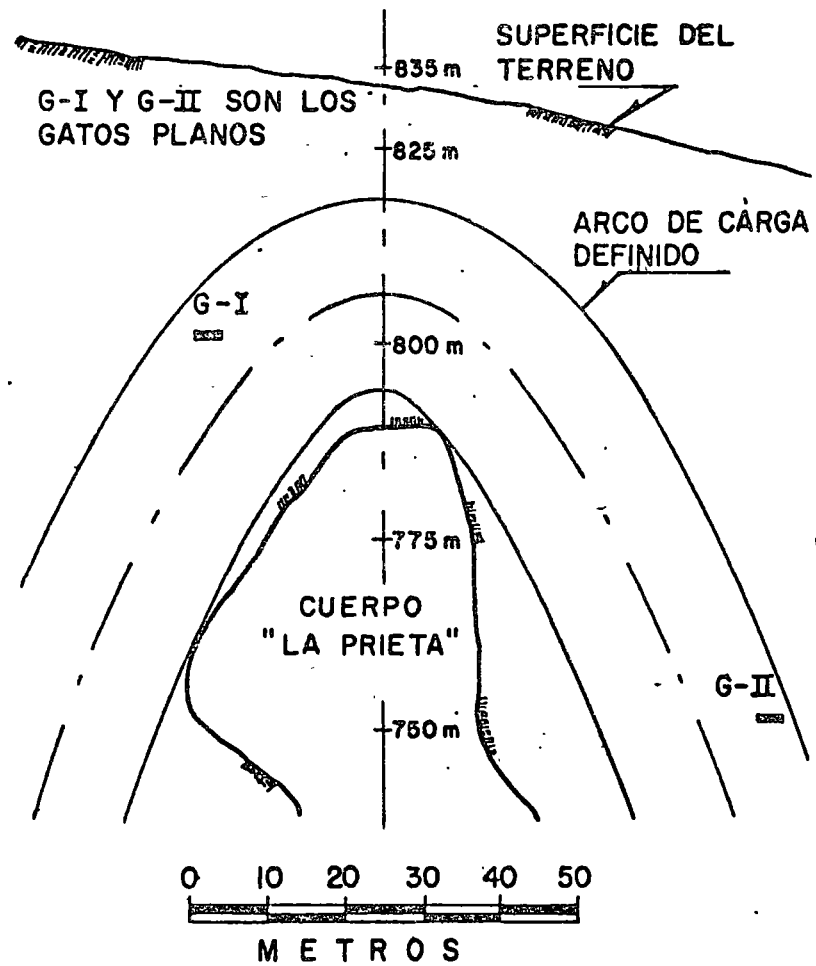
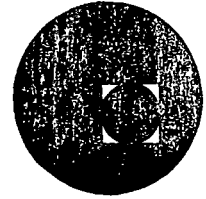


FIGURA 6.- Cuerpo La Prieta Sección transversal al través de los Gatos Planos instalados



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACISOS ROCOSOS

METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

ING. RAUL CUELLAR BORJA

AGOSTO, 1978.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

Por: Raúl Cuéllar Borja*

RESUMEN:

Se presentan brevemente los criterios de análisis de estabilidad de taludes en función de las hipótesis de falla dependientes de la geometría de la superficie de deslizamiento, de las fuerzas actuantes estáticas y dinámicas y de las características mecánicas de la roca en los planos de falla. Se describen los métodos preventivos y correctivos usuales en la estabilización de taludes en roca como son los sistemas de drenaje mediante cunetas, subdrenes, barrenos, galerías filtrantes, etc. y soporte utilizando anclas y/o muros de retención, asimismo, los movimientos de tierras, perfilamientos con explosivos e instrumentación.

Se revisan varios ejemplos sobre las causas de fallas de talud presentadas en diversas Obras de la C.F.E. incluyendo las medidas preventivas y correctivas tomadas en cada caso, adicionando algunos datos sobre el costo de estos trabajos.

*Jefe de la Oficina de Mecánica de Rocas
Comisión Federal de Electricidad

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS,
METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

HIPOTESIS DE FALLA

Como base para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos es necesario establecer las siguientes hipótesis de falla:

- a) Geometría de la superficie de deslizamiento
- b) Fuerzas actuantes
- c) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

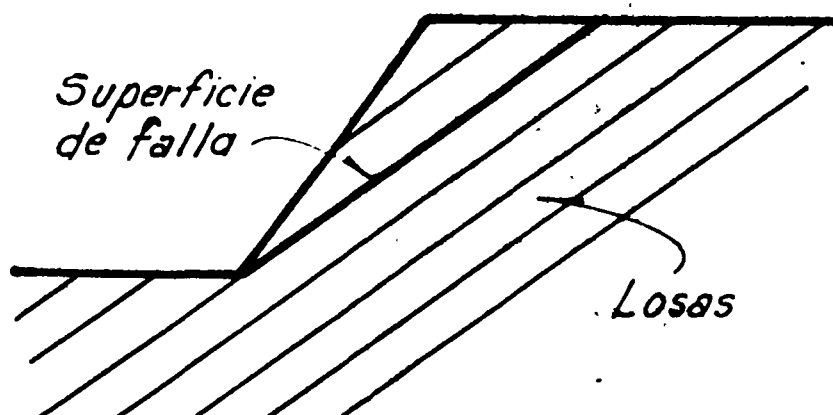
CASOS DE FALLA

Tomando en cuenta la anisotropía que generalmente se presenta en los macizos rocosos por la existencia de juntas (fracturas, fallas, estratificación, etc.) se presentan tres casos de deslizamiento y uno de volteo.

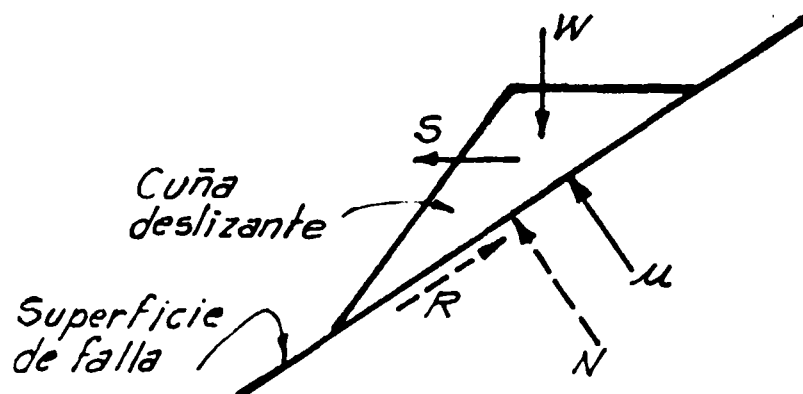
- a) Superficies planas (losas)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica
- d) Volteo

Caso de superficie plana

Este caso se presenta generalmente en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una losa sobre la otra. La superficie de falla coincide con una junta y el problema se analiza en forma bidimensional.



TALUD EN ROCA ESTRATIFICADA O ROCA FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Fuerzas conocidas:

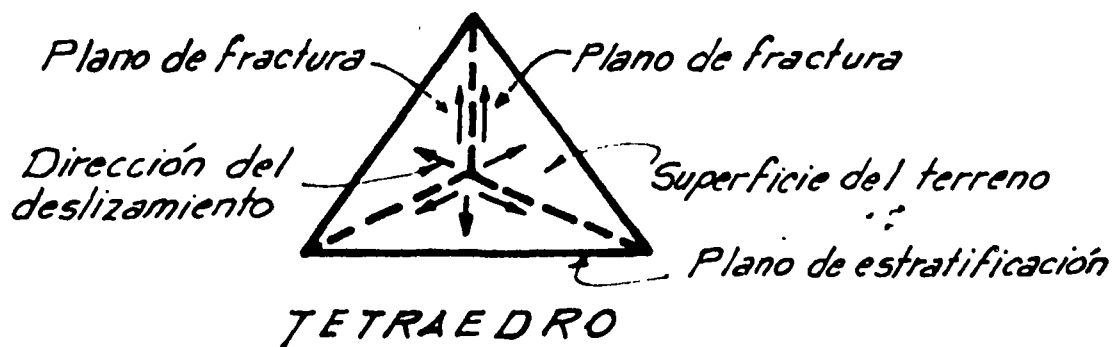
W = peso propio
 S = fuerza horizontal por vibración
 u = empuje hidrostático

Fuerzas dependientes:

N = fuerza normal
 R = fuerza resistente
 o tangencial

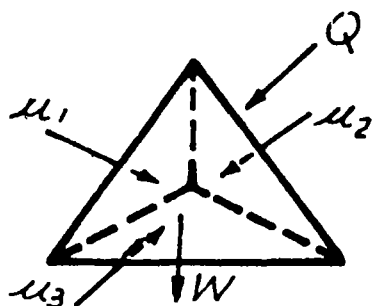
Caso de tetraedros

Este caso se presenta en macizos rocosos que tienen por lo menos dos familias de fracturas y un plano de estratificación formándose un tetraedro.



Se presentan 6 posibilidades de deslizamiento, como se indica, pudiendo deslizarse sobre una o dos caras, para lo cual se requiere hacer las siguientes hipótesis de resistencia.

- el material en los planos de contacto no resiste tensión
- el material en los planos de contacto es puramente friccionante
- el bloque es indeformable
- el plano de contacto es indeformable



Q = fuerza exterior (empuje de otro cuerpo y/o vibraciones)

W = peso propio

μ = empuje hidrostático

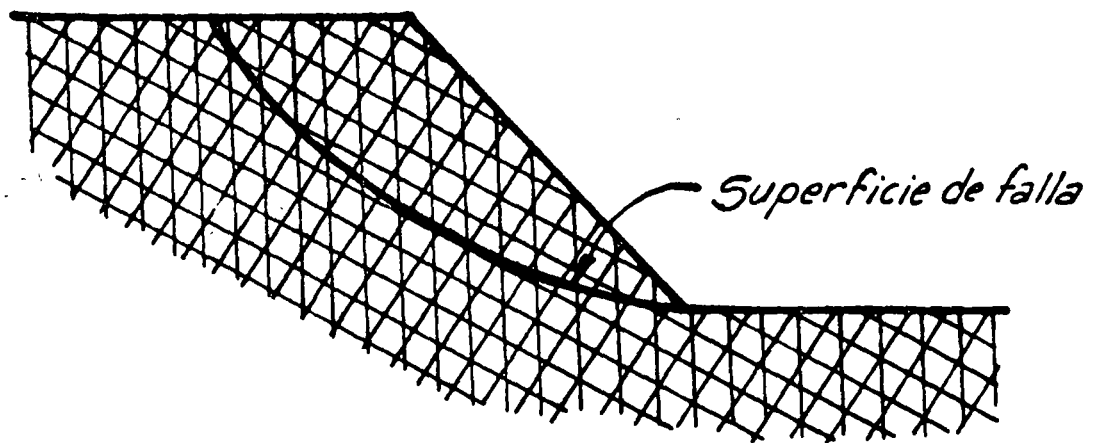
FUERZAS EXTERIORES

El análisis de estabilidad es tridimensional determinando la dirección en el espacio de las fuerzas actuantes y entonces determinar las componentes de resistencia en esos planos. Existen dos métodos de cálculo uno analítico por P. Londe y otro gráfico por K. John .

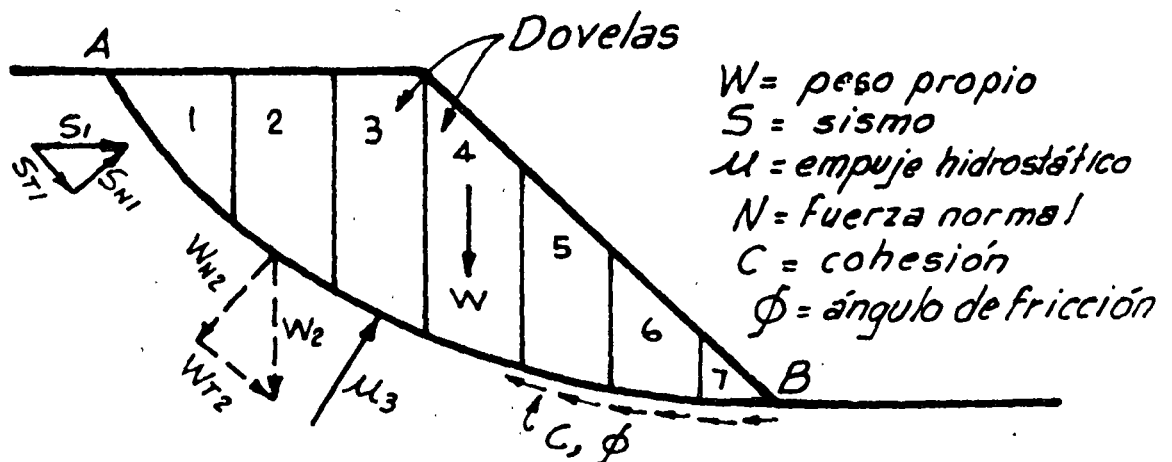
Caso de superficie cilíndrica

Se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento, cuyo comportamiento es similar al de un enrocamiento.

Se analiza en forma bidimensional utilizando los métodos de la mecánica de suelos: Fellenius, Bishop, método sueco, círculo de fricción, etc.



ROCA INTENSAMENTE FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

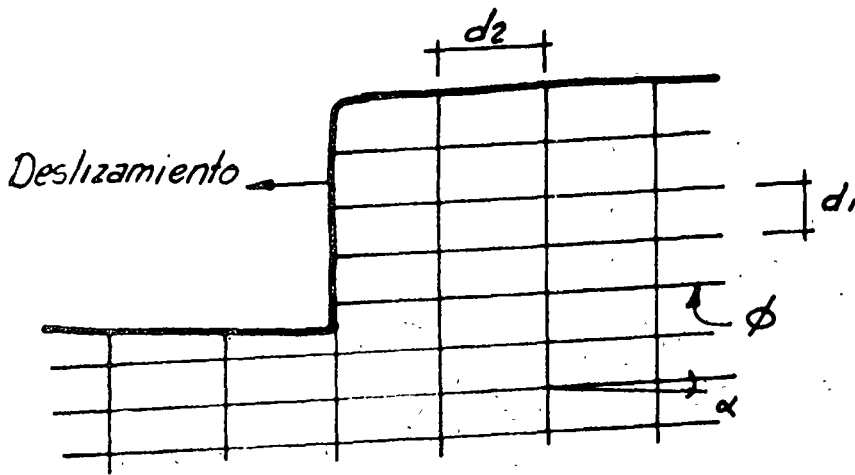
Factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fzas. Resistentes}}{\sum \text{Fzas. Actuantes}}$$

$$F.S. = \frac{C \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan \phi}{\sum F A}$$

Caso de volteo

La falla por volteo en bloques de roca de un talud depende de la separación relativa entre planos de fracturas o juntas perpendiculares y del buzamiento que presenten. Las columnas subverticales con $\frac{d_2}{d_1} > 1$ pueden dar lugar a taludes seguros mientras que, cuando $\frac{d_2}{d_1} < 1$ se tienen taludes inseguros.



$$\frac{d_2}{d_1} > 1$$

ϕ = ángulo de fricción

α = echado

a)

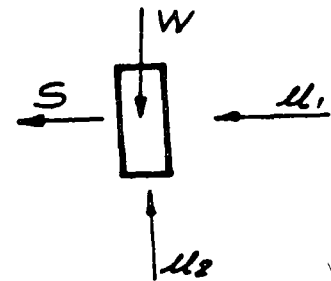


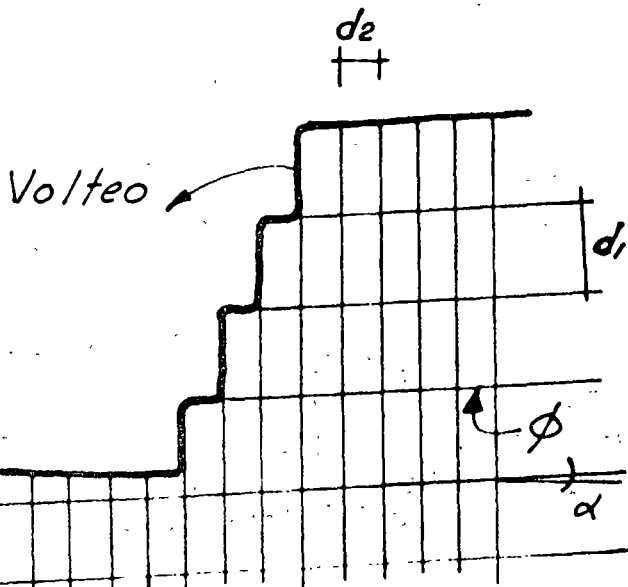
DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

W = peso propio

S = sismo

μ = presión hidrostática

$$\frac{d_2}{d_1} < 1$$



b)

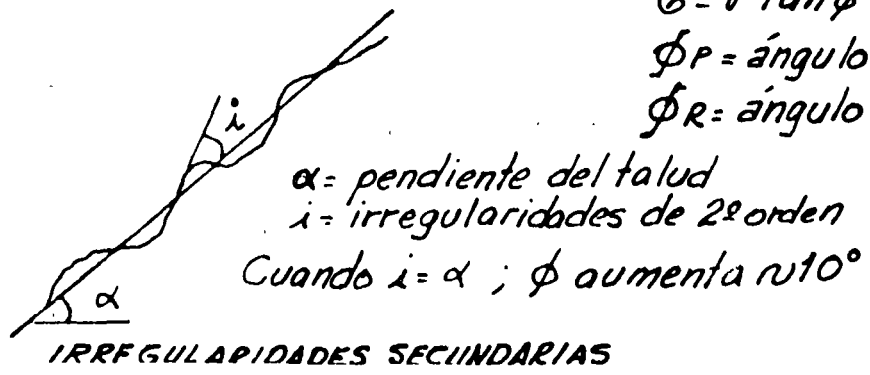
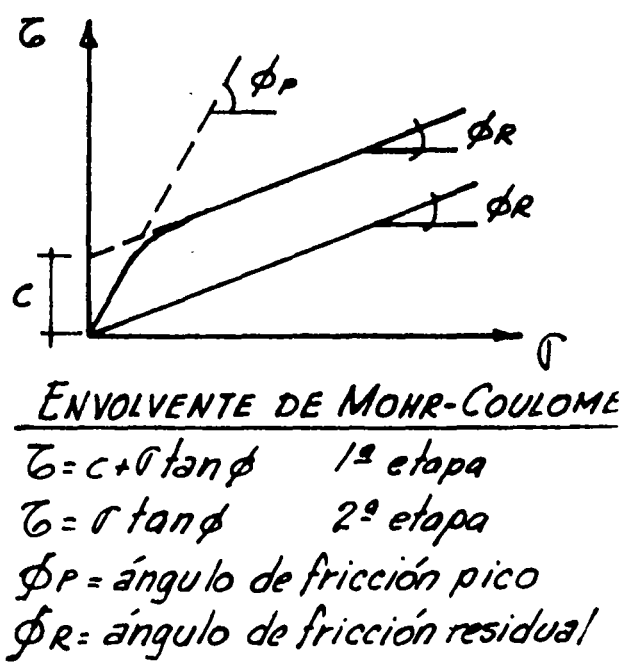
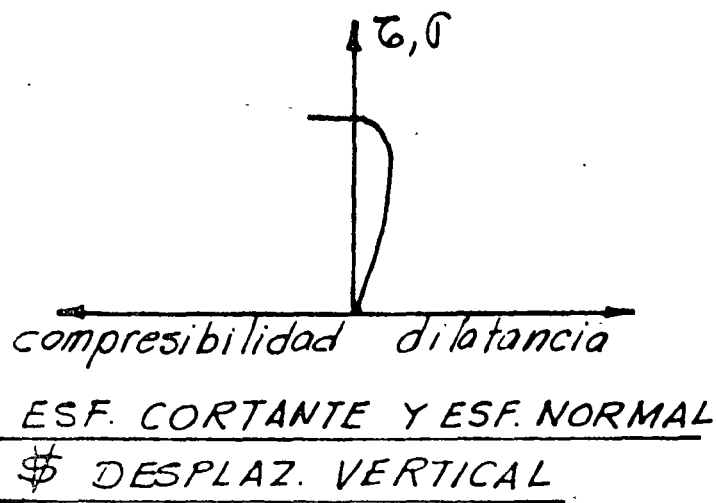
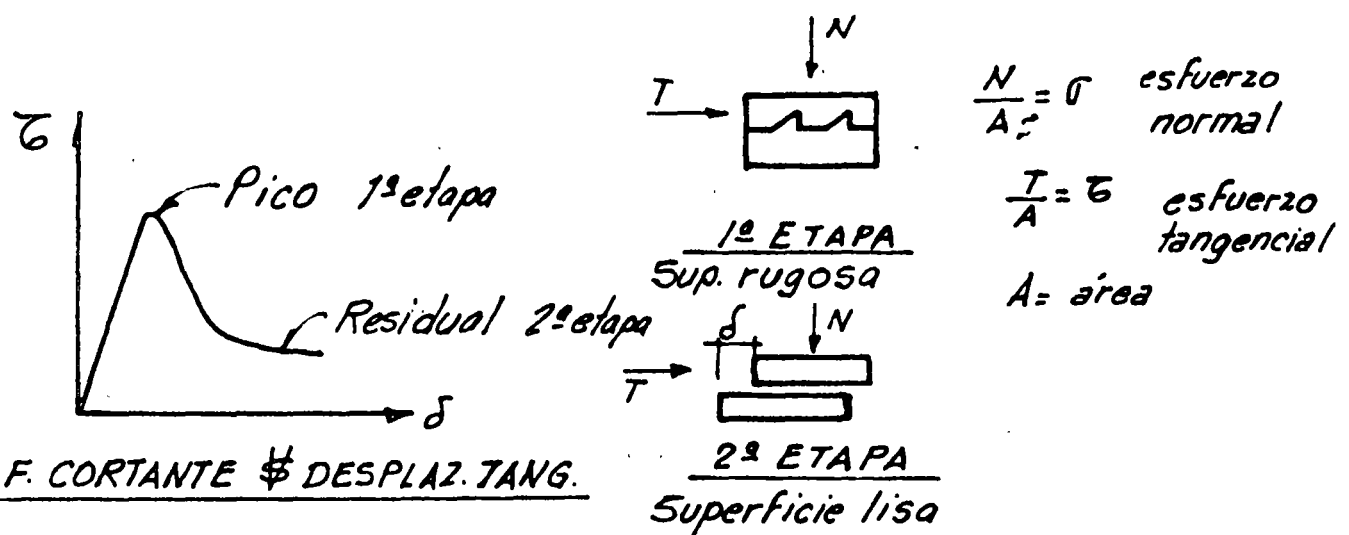
PATRON DE JUNTAS QUE PRODUCE VOLTEO

a) poca probabilidad de volteo

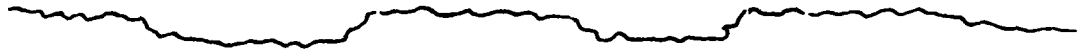
b) alta probabilidad de volteo

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

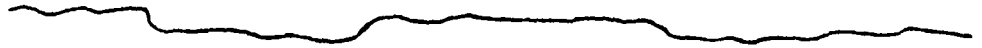
La resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de falla, depende de las características del relleno de las juntas y de la rugosidad de estas, así como de la relación entre esfuerzos normales y tangenciales o cortantes. El efecto de la rugosidad es muy importante como puede verse a continuación:



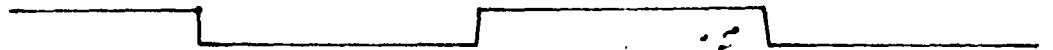
Tipos de juntas cerradas



Rugosa escalonada



Suave escalonada



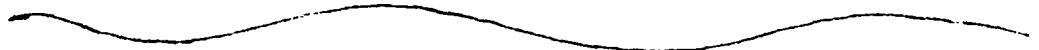
Lisa escalonada



Rugosa ondulada



Suave ondulada



Lisa ondulada



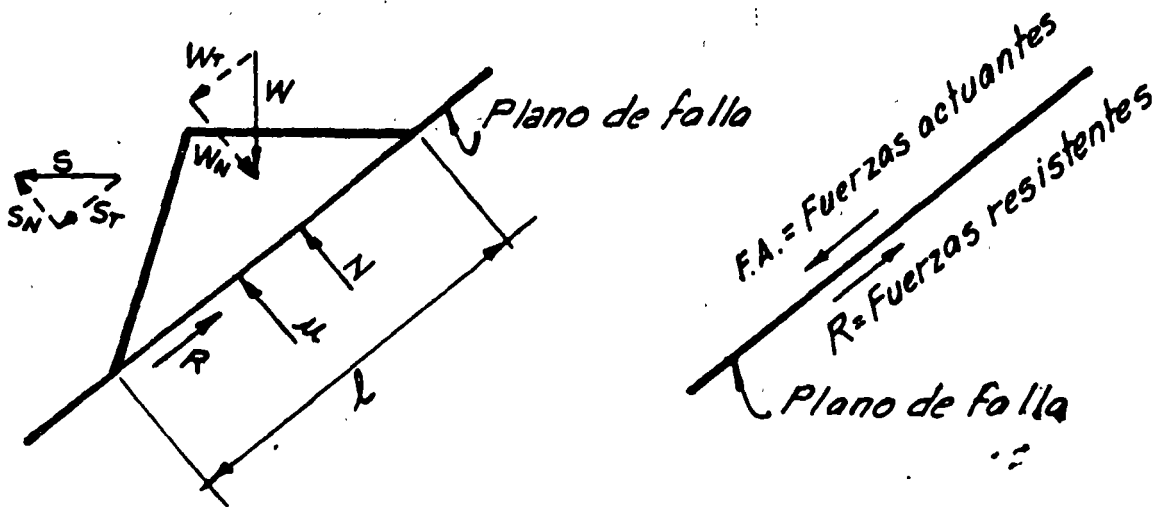
Rugosa plana



Suave plana



Lisa plana

ESTABILIDAD DE UNA CUÑADiagrama de cuerpo libreANÁLISIS BIDIMENSIONAL

La estabilidad de la cuña se establece mediante la comparación de las fuerzas actuantes y resistentes en el plano de falla.

Así, el factor de seguridad $F.S. = \frac{R = \text{Fuerzas resistentes}}{F.A. = \text{Fuerzas actuantes}}$

Si: $F.S. < 1$ se tiene equilibrio inestable

$F.S. = 1$ se tiene equilibrio crítico

$F.S. > 1$ se tiene equilibrio estable

EQUILIBRIO DE UNA CUÑA DE ANCHO UNITARIO

Relación entre esfuerzos normales y cortantes

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1) \quad \tau = \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Utilizando la ecuación (2) que es más desfavorable para esfuerzos residuales, se tiene:

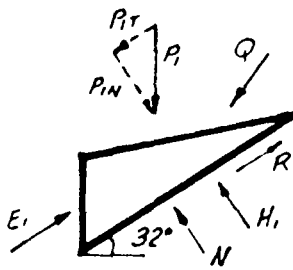
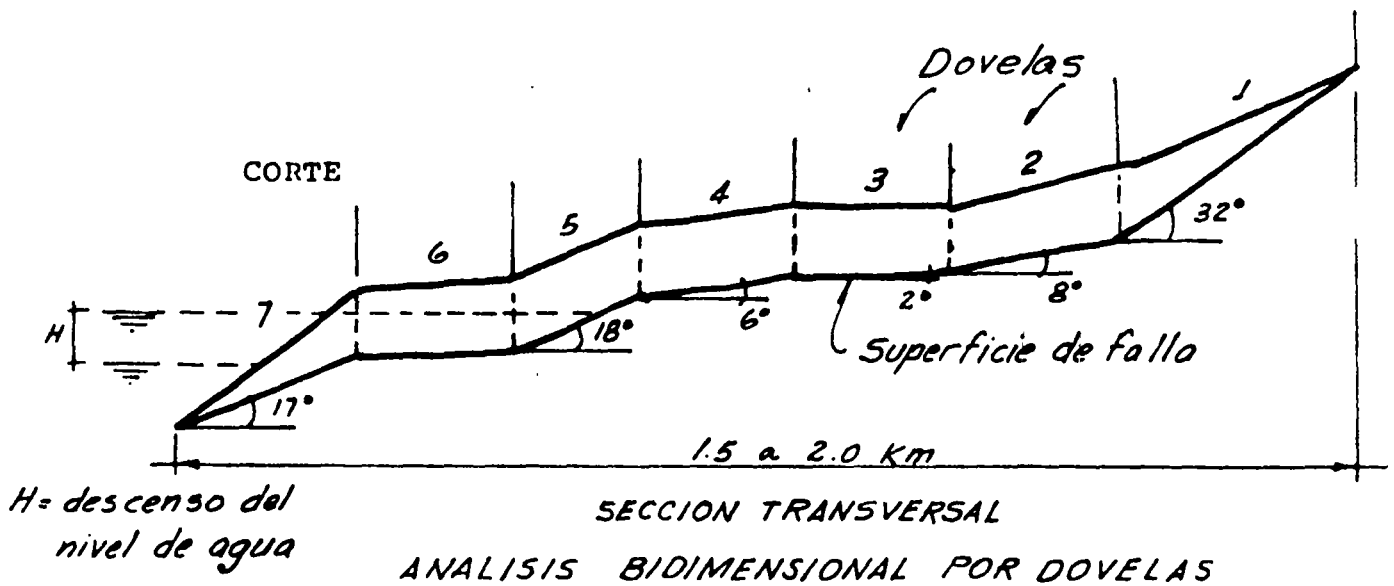
$$\tau \times L \times 1 = \sigma \times L \times 1 \times \tan \phi \therefore R = N \tan \phi$$

$$\therefore \Sigma [R] = \Sigma [N \tan \phi]$$

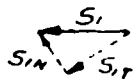
$$\therefore F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma [F.A.]}$$

TALUD CON SUPERFICIE DE FALLA COMPUESTA

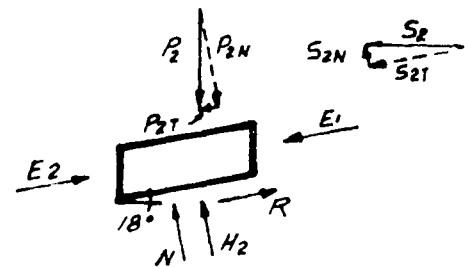
El caso de la estabilidad de una masa de roca que presenta una superficie de falla con cambios de pendiente, puede analizarse en forma bidimensional analizando el equilibrio de secciones o dovelas, iniciando el análisis por la dovela superior, si ésta resulta inestable la carga en desequilibrio o empuje se toma en cuenta como fuerza actuando sobre la dovela siguiente y así subsecuentemente hasta llegar a la dovela inferior de manera que el factor de seguridad de esta última es el dato representativo del equilibrio general de la masa por deslizar.



DOVELA 1



Poligono de fuerzas



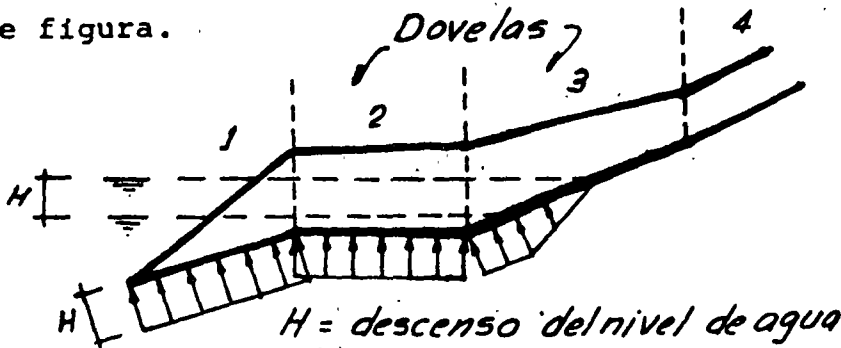
DOVELA 2

$Q =$ fza. externa ; $P =$ peso propio
 $S =$ fza. sísmica ; $H =$ subpresión ;
 $R =$ fuerza resistente ; $E =$ empuje en desequilibrio

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE

PRESION HIDROSTATICA

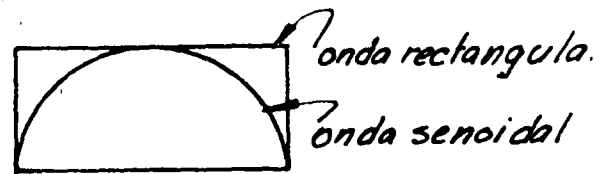
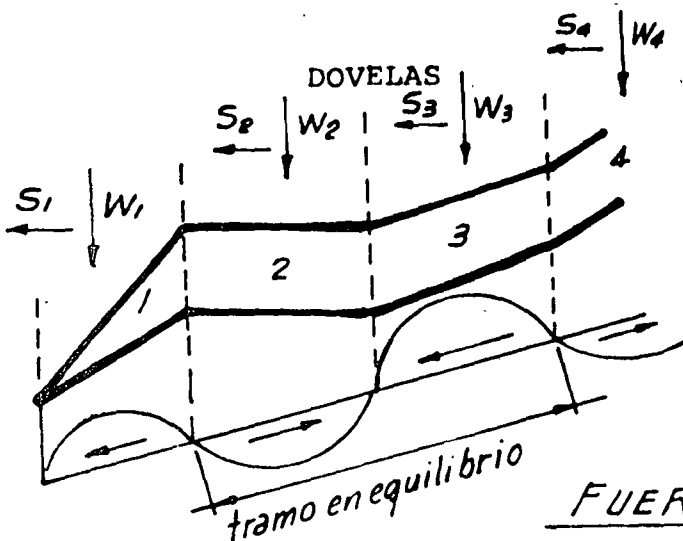
Cuando el plano de falla está constituido por una junta cerrada o con relleno arcilloso, se considera que la junta es impermeable de manera que si se produce un descenso del nivel del agua, ese desnivel se traduce en subpresión uniforme como se indica en la siguiente figura.



SUBPRESION

FUERZAS SISMICAS

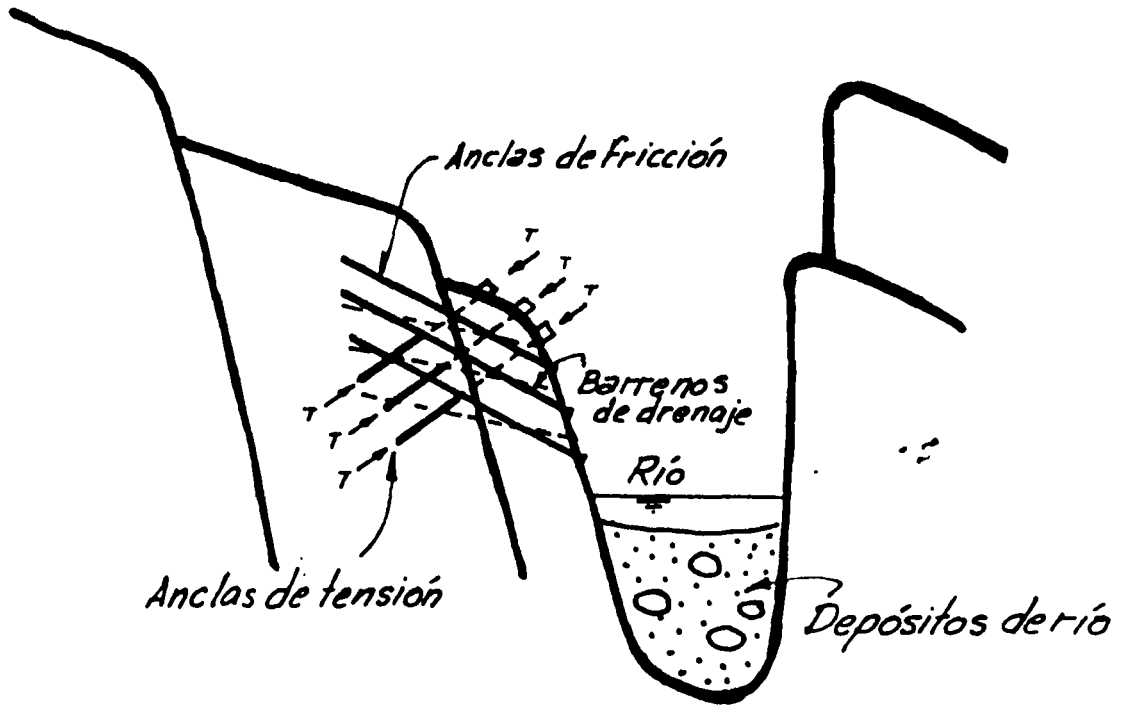
El efecto dinámico de las fuerzas por sismo pueden considerarse como fuerzas externas horizontales tomando un coeficiente de aceleración de la gravedad que puede disminuirse multiplicando por el cociente de la relación entre las áreas circunscritas por las ondas senoidal y rectangular. También puede ser que al vibrar dos secciones con diferentes frecuencias la componente sísmica se anule, sin embargo considerar que esto no sucede es más conservador.



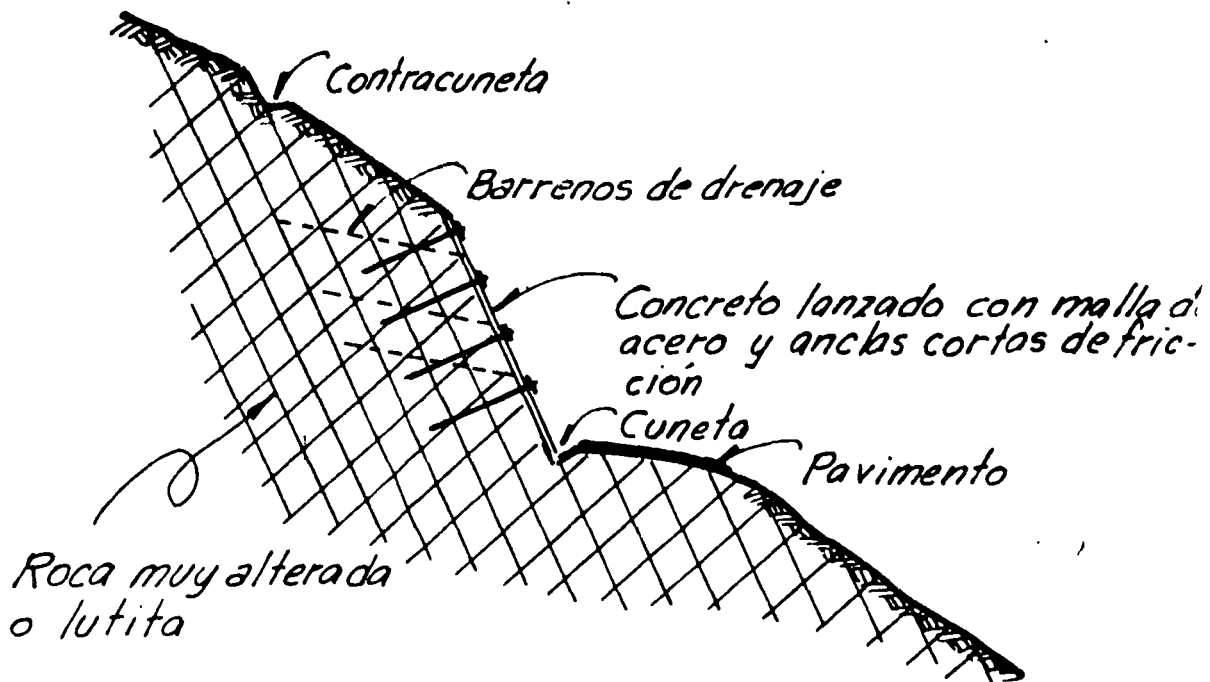
Fuerza sísmica $S = c \times W$, en donde c = coeficiente sísmico y W = peso propio $c(g)$; c es función de la aceleración de la gravedad; puede reducirse por 0.64 que es la relación de áreas de la onda senoidal y rectangular.

FUERZAS SISMICAS

SISTEMAS DE SOPORTE CON ANCLAS Y CONCRETO LANZADO



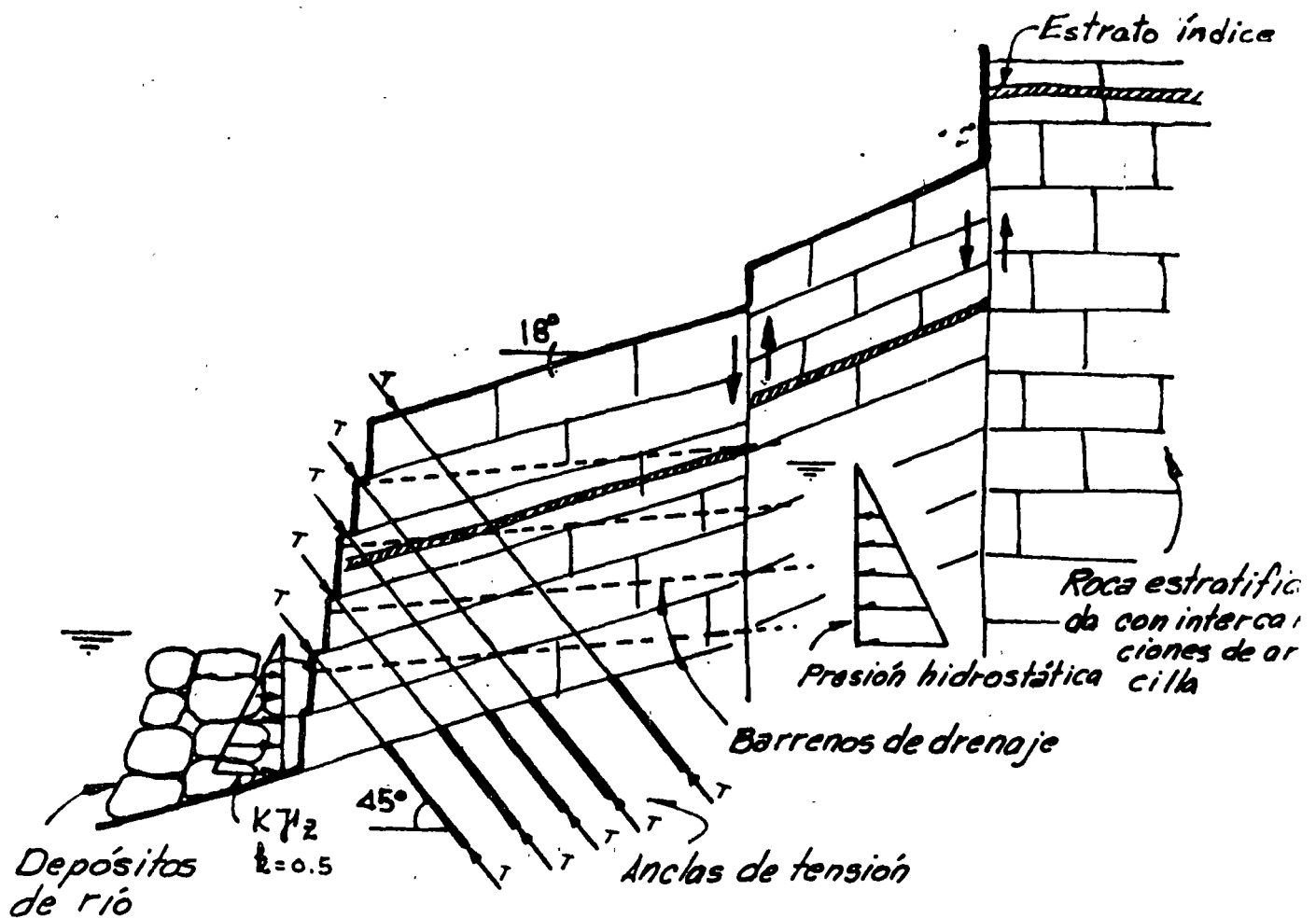
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y TENSION



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y CONCRETO LANZADO CON MALLA METALICA

ANCLAJE EN TALUDES

A continuación se muestra un sistema de soporte de taludes a base de anclas de tensión postensadas y barrenos de drenaje. En el diseño de este anclaje se ha tomado en cuenta el empuje hidrostático, el efecto de sismo y el soporte de los depósitos del río.



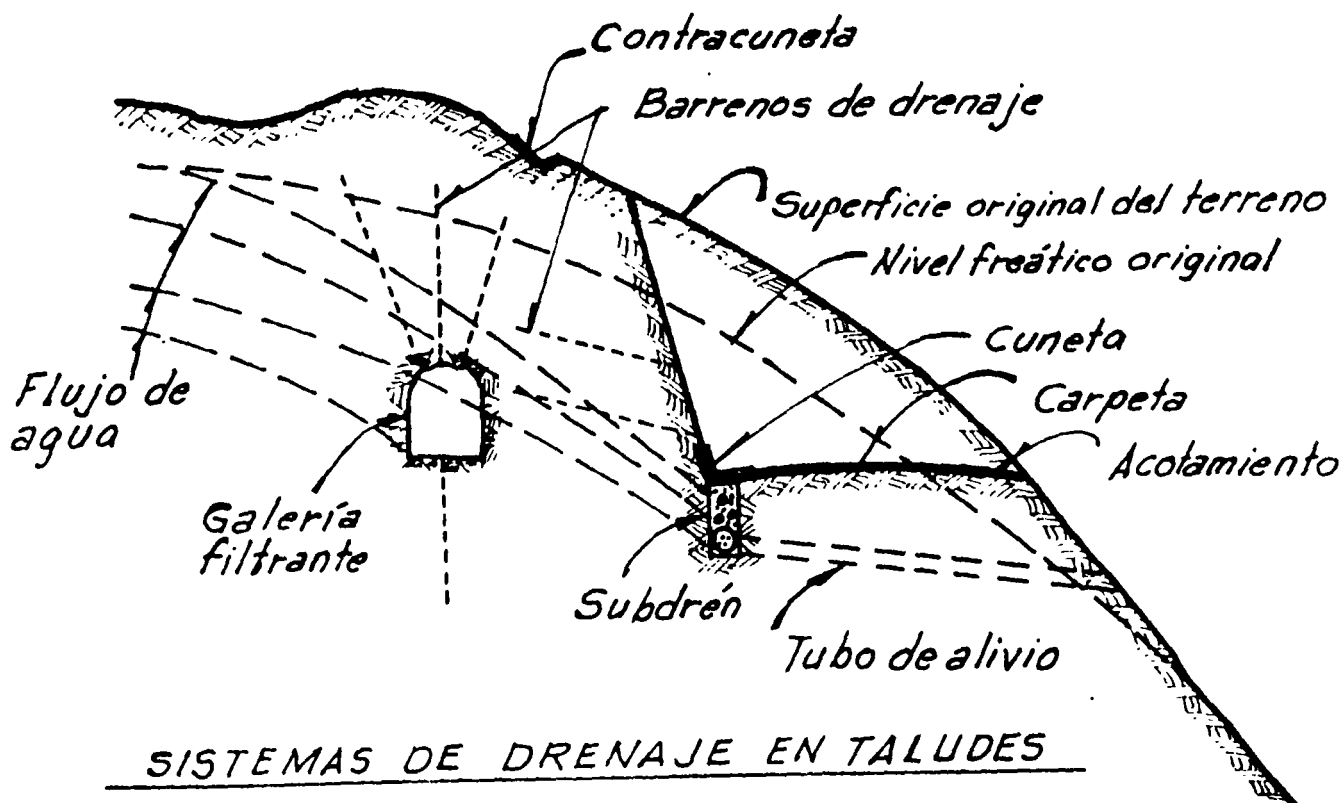
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE TENSION EN ROCA ESTRATIFICADA

SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

De la relación entre esfuerzos cortantes y normales de Mohr-Coulomb, $\tau = \sigma \tan \phi$, puede verse que los esfuerzos cortantes dependen de los esfuerzos normales.

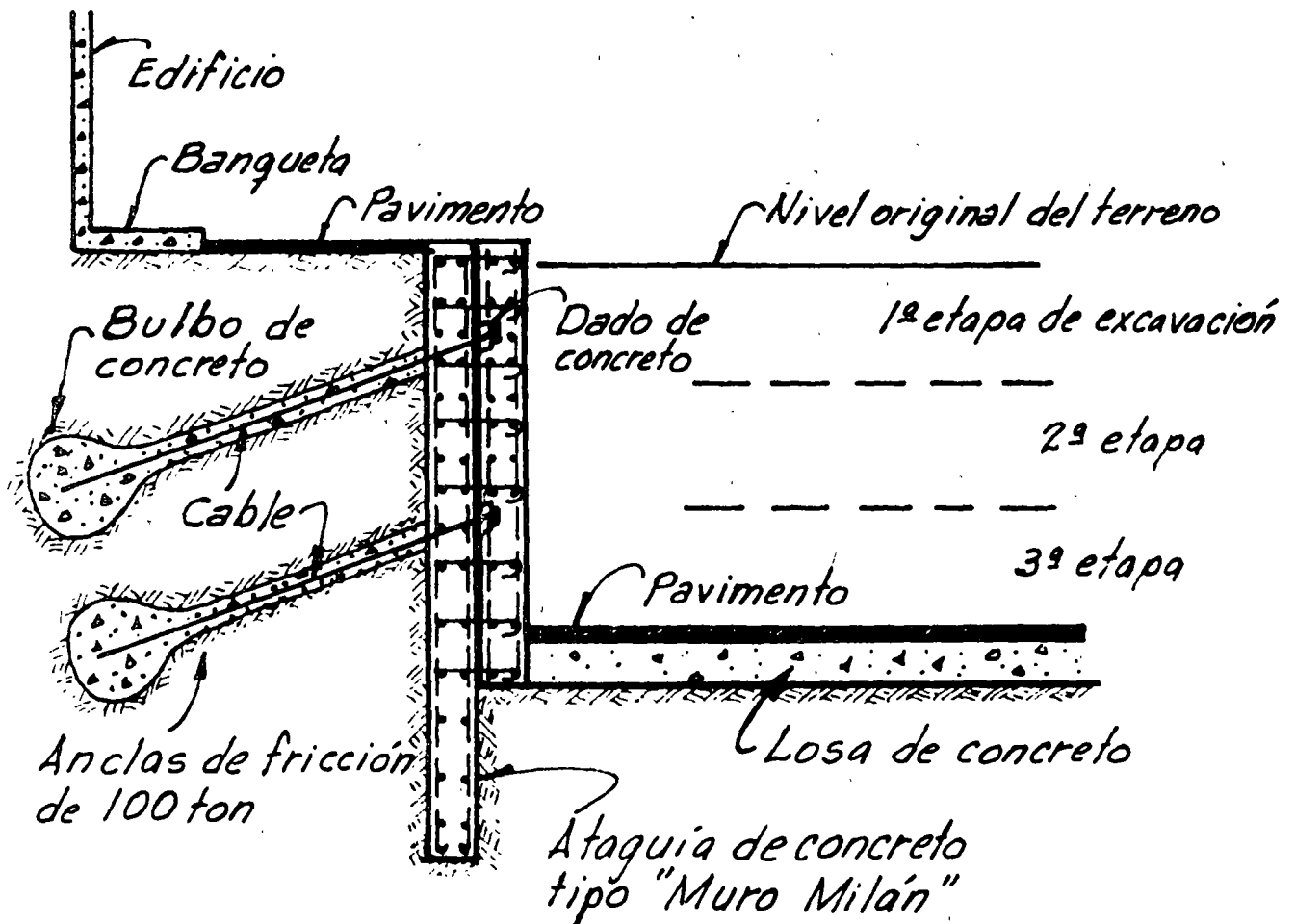
Cuando existe presión hidrostática en forma de subpresión la fuerza normal tiende a disminuir con la consiguiente disminución de la fuerza cortante: $\tau = (\sigma - u) \tan \phi$; en donde $u =$ subpresión.

De acuerdo con lo anterior, se comprende la importancia del drenaje en la estabilidad de taludes. En la figura de abajo se muestran los sistemas de drenaje usuales.



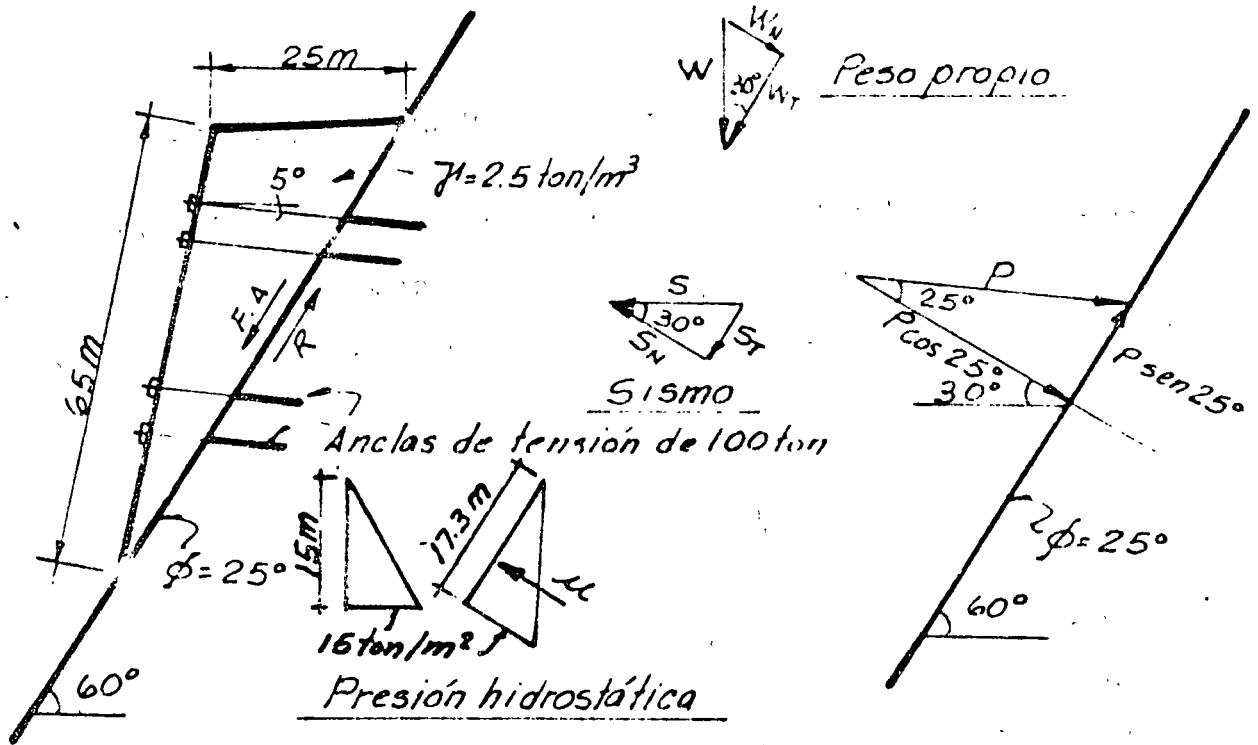
MUROS DE RETENCION ANCLADOS EN SUELOS

Cuando no es posible el uso de troqueles para darle apoyo al muro de retención, cuando la excavación es muy grande se usan anclas de fricción inyectadas formándose bulbos de apoyo en el fondo de las anclas.



TALUD EN SUELO APOYADO CON MURO DE CONCRETO
SUJETADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN

EjemPlo de cálculo de anclas en un talud



CALCULO DE ANCLAS

$$W = \frac{25 \times 65}{2} \times 2.5 = 801 \text{ ton}$$

$$W_N = 801 \text{ sen } 30^\circ = 400 \text{ ton}$$

$$W_T = 801 \text{ cos } 30^\circ = 694 \text{ ton}$$

$$S = 0.1 W = 80 \text{ ton}$$

$$S_N = 80 \text{ cos } 30^\circ = 69 \text{ ton}$$

$$S_T = 80 \text{ sen } 30^\circ = 40 \text{ ton}$$

$$H_N = \frac{15 \times 17.3}{2} = 128 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F.A. &= W_T + S_T \\ &= 694 + 40 = 734 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F.R. &= \Sigma [N] \tan \phi \\ &= W_N - \mu - S_N \\ &= [400 - 128 - 69] \times 0.466 = 95 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Fuerza tangencial que debe aplicarse con las anclas:

$$R = 734 - 95 = 639 \text{ ton}$$

Fuerza normal que se debe aplicar con las anclas:

$$639 = P \cos 25^\circ \tan \phi + P \text{ sen } 25^\circ$$

$$\therefore P = 823 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión de anclaje} &= \frac{823}{65 \times 1} \\ &= 12.6 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Utilizando anclas de 100 ton

$$\text{Area de influencia} = \frac{100}{12.6} = 7.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Separación } S = 2.7 \text{ m} \times 2.7 \text{ m.}$$

FUERZAS ACTUANTES EN UN TALUD

- a) PESO PROPIO
- b) PRESIÓN HIDROSTÁTICA
- c) SOBRECARGA: ESTÁTICA.- Presas, edificios, terraplenes
DINÁMICA.- Vibraciones

Vibraciones: Naturales.- Sismos, colapsos de cavernas,
tsunamis, truenos, etc.

Artificiales.- Explosivos.- Nucleares, excavaciones
en roca

Paso de vehículos.- Llantas, orugas,
F.F.C.C.

FUERZAS RESISTENTES EN UN TALUD

- a) FUERZAS TANGENCIALES

Estas fuerzas son dependientes de las fuerzas normales y del ángulo de fricción.

CAUSAS DE FALLA DE UN TALUD

a) DISMINUCION DE RESISTENCIA AL CORTE EN EL PLANO DE FALLA

- Saturación de la superficie de deslizamiento
- Disminución de la fuerza normal por subpresión
- Falla progresiva por acumulación de energía con el tiempo
- Falta de confinamiento lateral

b) AUMENTO DE FUERZAS ACTUANTES

- Sobrecarga: estática y/o dinámica
- Empuje hidrostático

MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS CONTRA FALLA DE TALUDES

a) DISMINUCION DE FUERZAS ACTUANTES

- Eliminación de peso propio y sobrecarga en la zona actuante
- Drenaje para aumentar la fuerza normal
- Amortiguamiento de ondas de choque mediante trincheras:

Sistema natural - Fallas, fracturas abiertas, cañadas

Sistema artificial.- Zanjas y colchón de aire y contracorriente en medios fluidos.

b) AUMENTO DE FUERZAS RESISTENTES

- Colocación de sobrecarga en la zona resistente
- Drenaje para evitar saturación del plano de falla
- Aumentar la presión normal en el plano de falla mediante el uso de anclas de tensión

c) CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACION

- Medición de desplazamientos horizontales en superficie
- Medición de desplazamientos verticales en superficie
- Medición de desplazamientos horizontales dentro de la masa de roca.

SISTEMAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

DRENAJE

Cunetas y aliviaderos

Contracunetas

Alcantarillas

Subdrenes

Galerías filtrantes

Barrenos de drenaje

ANCLAJE

Anclas de fricción

Anclas de tensión

Tendones

MUROS DE RETENCION

Concreto

Mampostería

MOVIMIENTO DE MATERIALES

Cortes o bermas en zonas de carga actuante

Terraplén en zonas de carga resistente

CONCRETO LANZADO Y MALLA

Para estabilización local

PERFILAMIENTO DE TALUDES

Uso de voladuras de precorte para estabilización local

P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- VertedoresCosto de la estructura: $\$300 \times 10^6$ a) Costo sistema de drenaje:

Contracunetas y cunetas:	470 000
Barrenos de drenaje:	650 000
Galerías de drenaje:	2 000 000
Gunite:	<u>250 000</u>

\$ 3 370 000 Costo relativo: 1.128

b) Costo de instrumentación:

Mojoneras (10):	20 000
Extensómetros longitudi- nales (8):	280 000
Inclinómetros (6):	150 000
Bancos de nivel profun- dos (6):	75 000
Equipo, medición y proce- so datos:	<u>500 000</u>

1 025 000 Costo relativo: 0.348

2.- Obra de TomaCosto de la estructura: $\$100 \times 10^6$ a) Costo sistema de soporte

Tratamiento de la roca, inyecciones	500 000
--	---------

Anclas postensadas

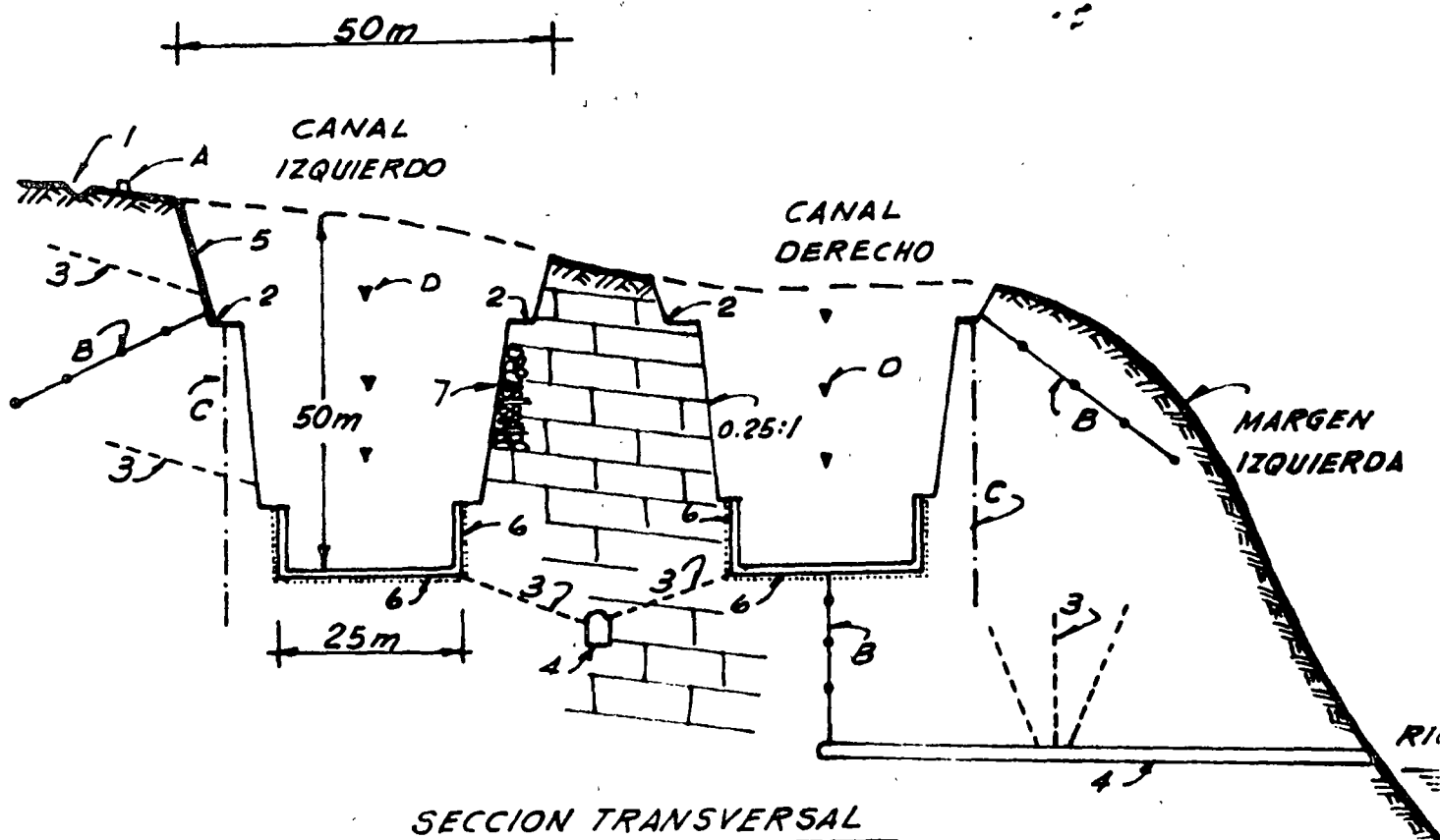
120 pz x 8000.00	<u>1 000 000</u>
------------------	------------------

1 500 000 Costo relativo: 1.58

P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.Sistema de drenaje e instrumentación en canales vertedores

Como medida preventiva contra la falla de talud se implementó un sistema de drenaje constituido por canalones en muros y losas en la zona revestida, descargando mediante barrenos a una galería central. Superficialmente se construyeron cunetas y se hicieron barrenos en paredes. A la vez se instaló un sistema de control de desplazamientos mediante instrumentación.

Hasta la fecha no se han presentado problemas de estabilidad y solo durante la construcción se presentaron fallas locales en zonas de fracturas y disolución, resolviéndose mediante rellenos de mampostería.

SISTEMA DE DRENAJE Y PROTECCION

- 1.. Contracuneta
- 2.. Cunetas
- 3.. Barrenos de drenaje
- 4.. Galería filtrante
- 5.. Gunita
- 6.. Canalones
- 7.. Relleno de mampostería

INSTRUMENTACION

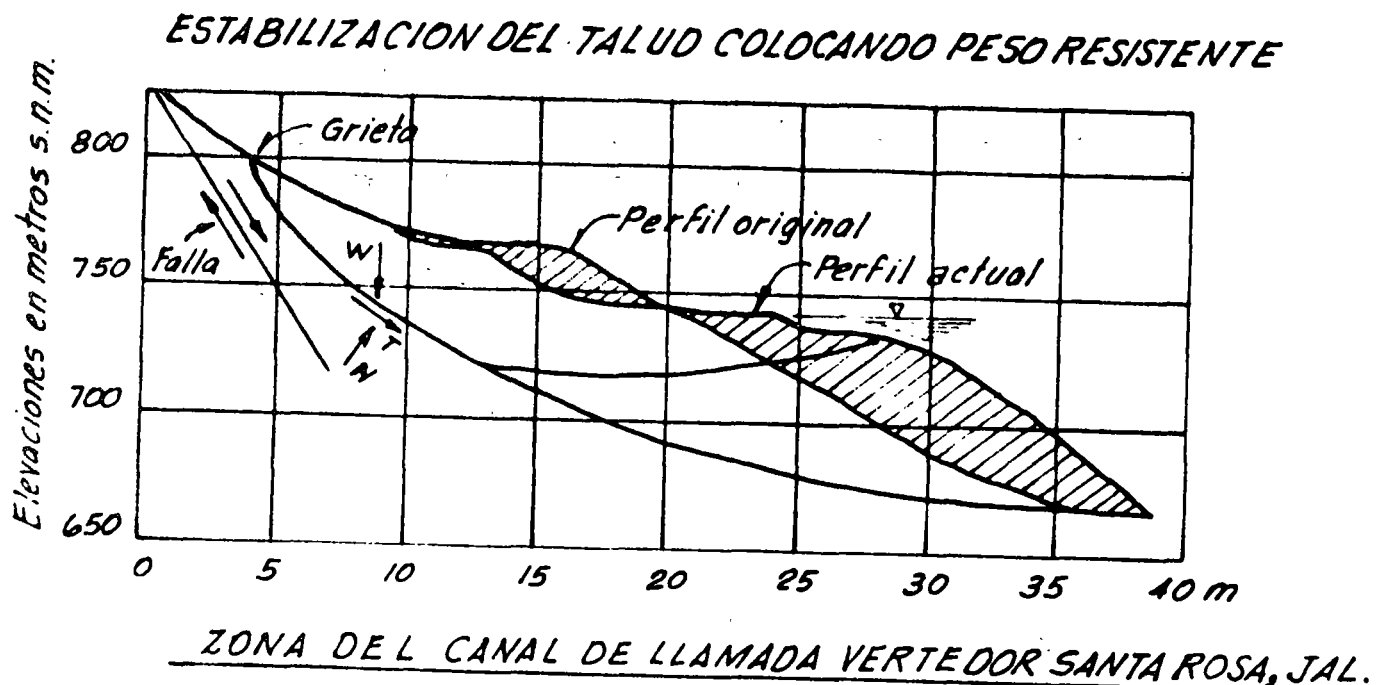
- A.. Majoneras (10)
- B.. Extensómetros longitudinales (6)
- C.. Inclínómetros (6)
- D.. Bancos de nivel profundo (6)

P. H. SANTA ROSA, JAL.

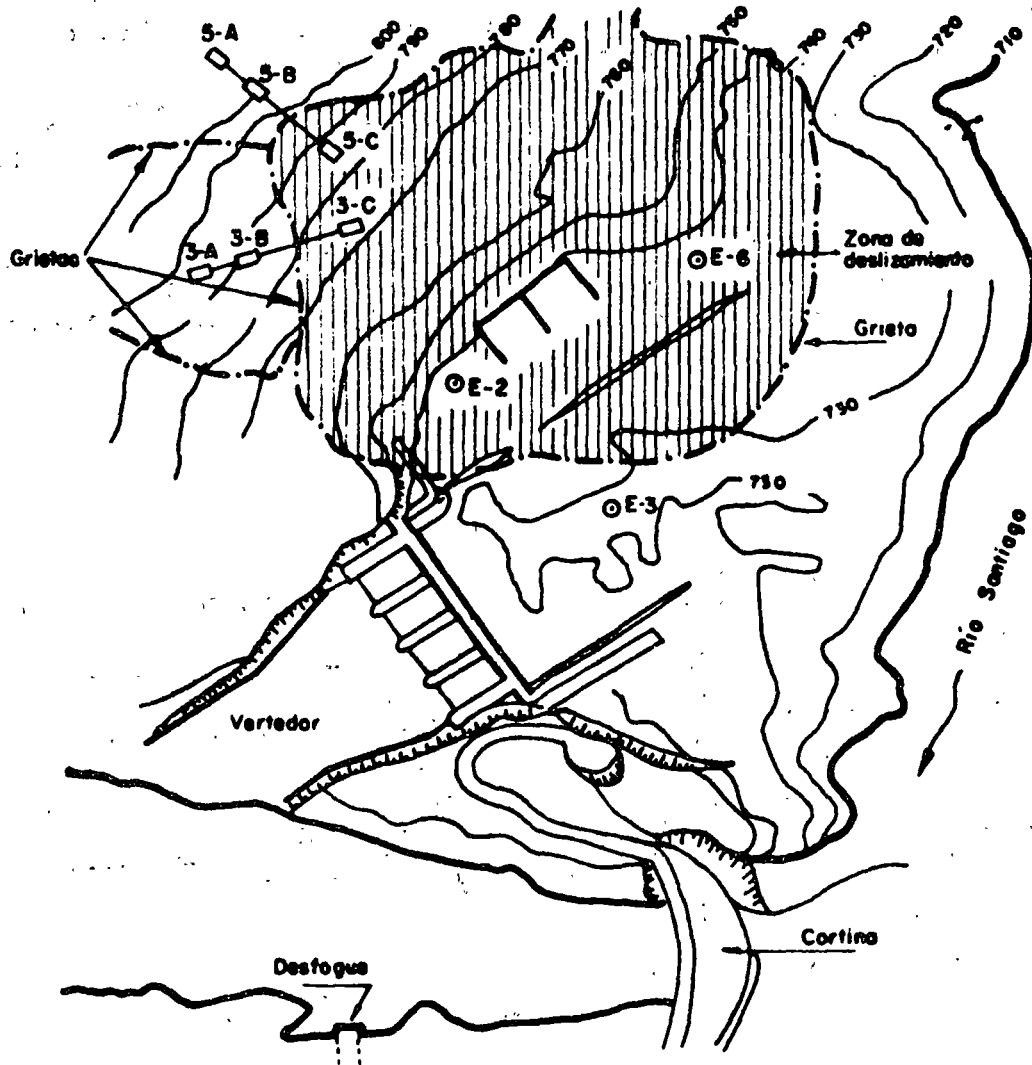
En la zona vecina al canal de llamada del vertedor sobre la margen derecha, se detectó una zona inestable que cubica aproximadamente 700 000 m³ hacia el año 1964. La solución que se le dió fué la de colocar material para aumentar el peso al pie del talud. Se colocaron aproximadamente 100 000 m³.

Durante el primer llenado los desplazamientos horizontal y vertical fueron del orden de 2.5 m, de entonces a la fecha el desplazamiento ha continuado a una velocidad del orden del centímetro por año. Desde 1965 hasta 1976 la operación de la planta se restringió para que no se presentaran descensos en el embalse mayores de 25 cm/día para evitar problemas de subpresión. A la fecha se ha modificado este criterio sin que se haya acelerado el movimiento del talud.

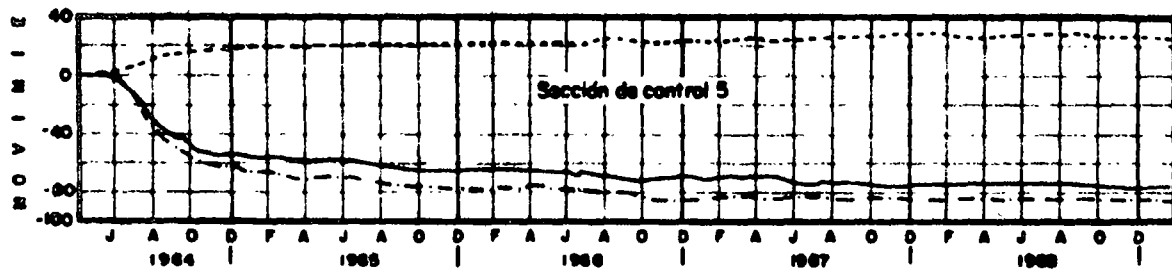
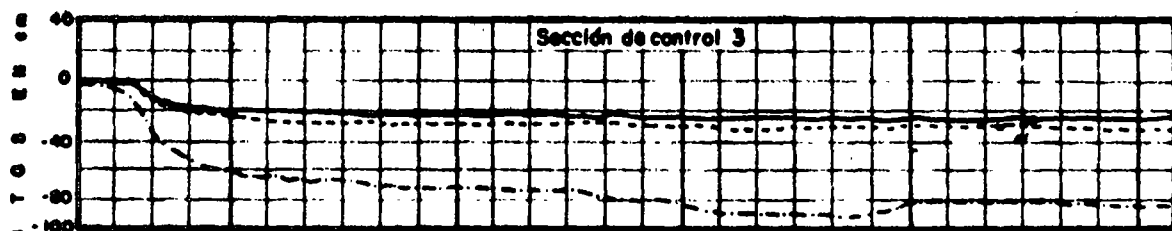
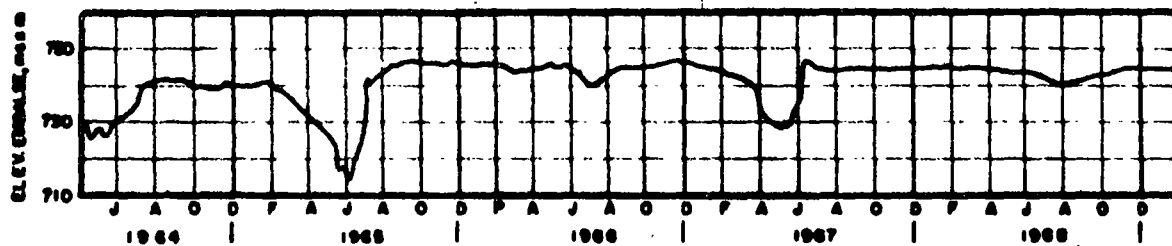
Toda el área tiene un sistema de control de desplazamientos horizontales y verticales a base de extensómetros superficiales eléctricos y mecánicos, bancos de nivel, líneas de colimación, inclinómetros, vertedores y piezómetros.



Se estabilizó el talud colocando 100 000 m³ de material en la zona resistente.



**Zona de deslizamiento cercana al vertedor de la presa Santa Rosa, Jal.
localización de instrumentos de observación**



Movimientos verticales - - - - -
 Movimientos // al alineam. ————
 Movimientos ⊥ al alineam. - · - · -

Desplazamientos verticales y horizontales en dos estaciones del vertedor de Santa Rosa

P. H. SANTA ROSA, JAL.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: $\$900 \times 10^6$

1.- Vertedor

- a) Movimiento de tierras.- $100\ 000\ m^3 \times \$50.00 = 5 \times 10^6$
 b) Instrumentación = 1×10^6
 c) Equipo, mediciones y proceso de datos = 1×10^6

2.- Otros taludes

- a) Anclaje postensados de 40 ton a 100 ton

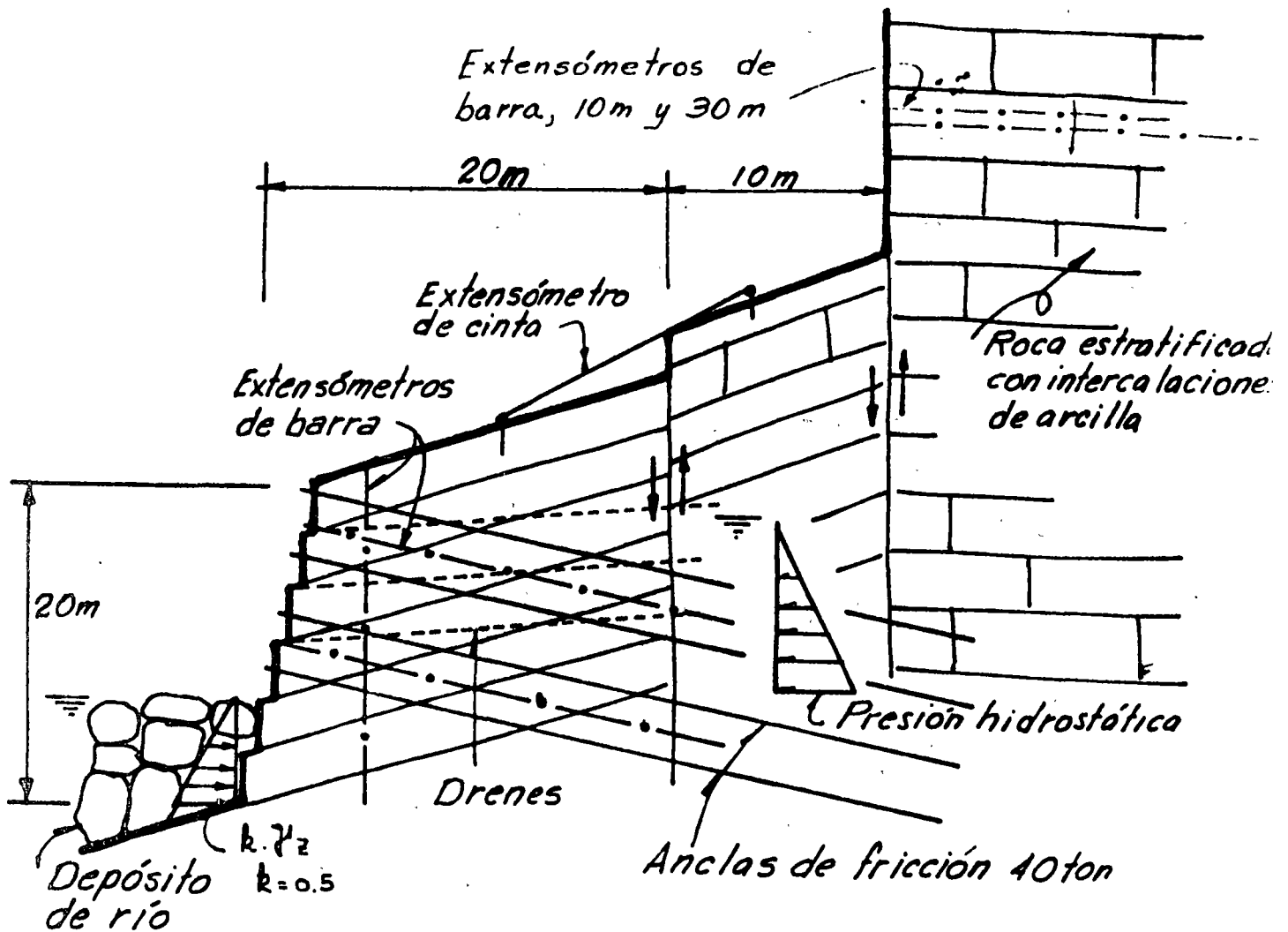
1 750 pzs x 15 000

$\$ 26.25 \times 10^6$

Costo relativo $\doteq 3 \%$

ANCLAJES EN TALUDES EN LA P.H. CHICOASEN, CHIS.

Cauce del río. Caliza estratificada con intercalaciones de arcilla. Se utilizaron 570 anclas de fricción de $\varnothing 1\ 1/2$ " acero grado duro, con longitud variable entre 24 m y 32 m. Al profundizar la excavación se fueron realizando barrenos de drenaje. El control de desplazamientos se realizó mediante extensómetros mecánicos y superficiales complementados con nivelación de precisión.



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN

ROCA ESTRATIFICADA

- Anclas
- - - Extensómetros
- · · Drenes

P.H. CHICOASEN, CHIS.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- Estabilización bloques Planta de Producción de Materiales

No. de anclas: 50

Costo: $\$4 \times 10^6$ (Incluyendo renta de andamios + barrenos de drenaje)PérdidasEquipo: 1 Tractor; 1 cargador: $\$2 \times 10^6$ Vidas humanas: 3Costo por ancla = $\frac{6 \times 10^6}{50} = \$120\ 000.00$

Tiempo perdido: 5 meses

2.- Estabilización cauce del río

No. de anclas: 700

Costo por ancla = $\$20\ 000$ Costo total: $\$14 \times 10^6$ InstrumentaciónExtensómetros (27) $\$100\ 000$ Bancos de nivel (16) $10\ 000$ Referencias superficiales (7) $5\ 000$ Equipo de medición $100\ 000$ Med. y proc. de datos $100\ 000$ $\$ 315,000$ Drenajes20 barrenos x 30 m = $\$180\ 000$ Tiempo de trabajo: 3 meses

P.H. CHICOASEN, CHIS.3.- Fragmentación de bloques en Cañada Seca

Voladura de bloques	\$200 000
Protección de túneles falsos	<u>75 000</u>
	\$275 000

Tiempo perdido: 1 mes

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.

Zona de tubería de presión junto a la casa de máquinas

La conducción a presión está constituida por tres tuberías exteriores. En el tramo de llegada a la casa de máquinas entre los machones 9 y 10 estos conductos están apoyados sobre depósitos de talud constituidos por rocas volcánicas. Desde la época de construcción entre 1945 y 1952 hasta la fecha, se han producido movimientos de tipo "creep" en la zona correspondiente al depósito de talud con una velocidad de desplazamiento del orden de 5 mm/año en dirección diagonal con la tubería .

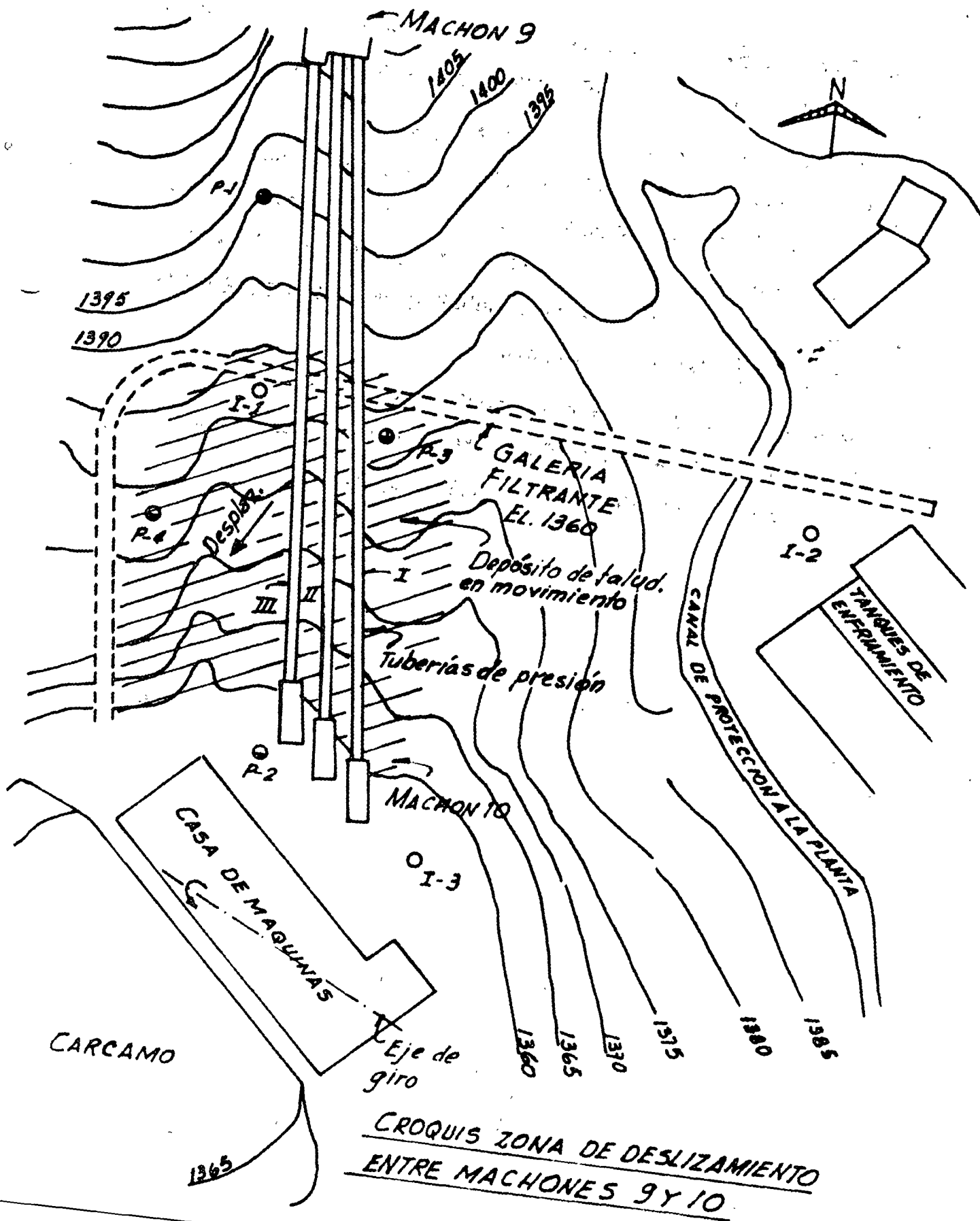
El movimiento se inicia desde el contacto con la roca fija aproximadamente a la mitad entre los apoyos 9 y 10 hacia abajo, incluyendo el cárcamo de la casa de máquinas que también ha sido alcanzado por este efecto ocasionando desplazamientos verticales diferenciales hasta de 15 mm que llevaron a la necesidad de renivelar la unidad No. 3 en el año 1975.

Los movimientos relativos entre el terreno y la tubería han producido empujes horizontales sobre los apoyos de las silletas de soporte que han ocasionado la ruptura de varias de ellas en vista de que no tienen libertad de desplazamiento transversal. Este efecto se ha disminuido eliminando las restricciones de los apoyos al movimiento transversal de la tubería. Se ha considerado que el movimiento del talud es ocasionado por el flujo de aguas subterráneas ya que el material de talud cubre parcialmente el cauce de un arroyo antiguo. Además de que durante las exploraciones geológicas en

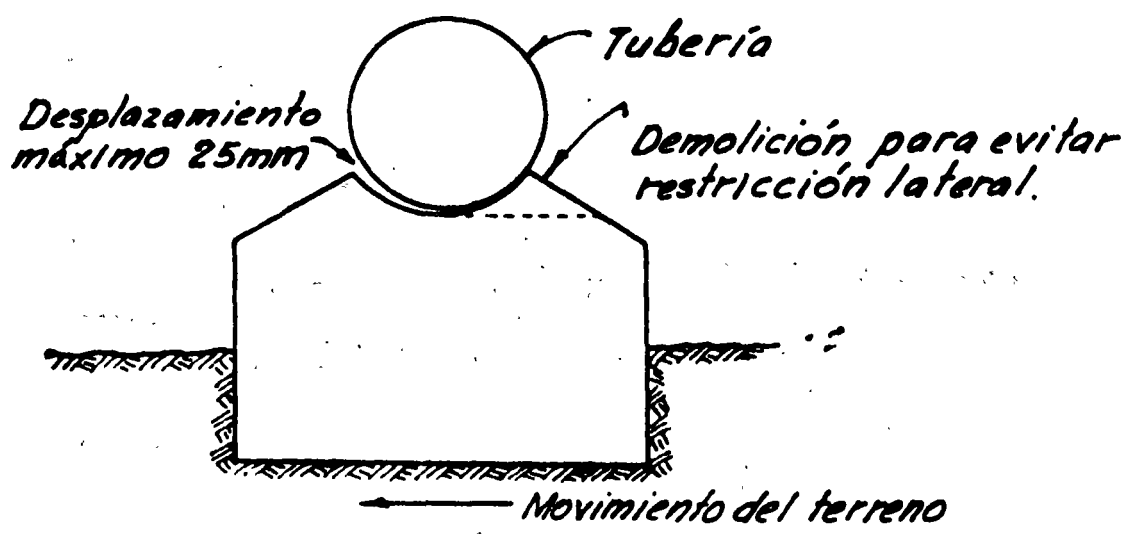
los años 1970 y 1973 se presentó artesianismo en un barreno del talud y en un barreno de la plataforma inferior de casa de máquinas. Con objeto de disminuir el movimiento de este talud en el año 1974 se construyó una galería filtrante a la elevación del pie del talud pasando a unos 25 m por debajo del terreno en la zona de contacto con la roca fija. Esta galería filtra un gasto de 4 lt/seg y faltan aún de ejecutar barrenos radiales habiéndose logrado disminuir la velocidad de movimiento a 1 mm/año.

Se tiene instalado un sistema de control de desplazamientos mediante colimación, extensómetros de cinta y nivelación de precisión, complementados con piezómetros e inclinómetros.

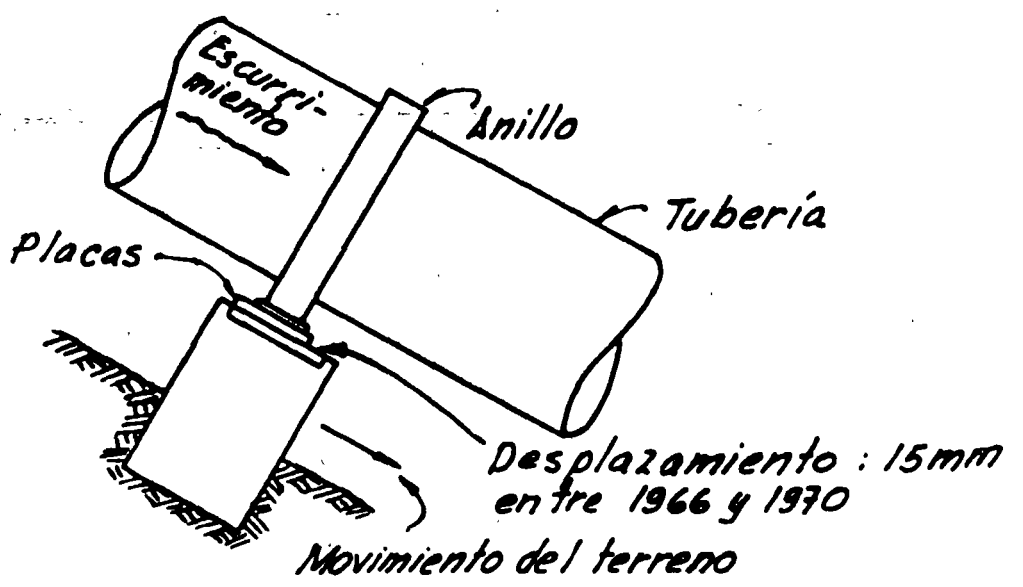
P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



P. H. IXTAPANTONGO, MEX.



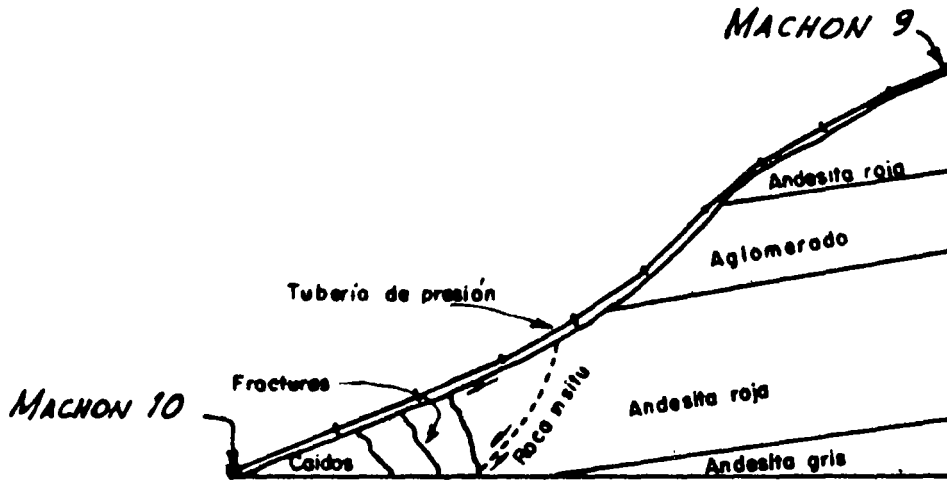
SILLETAS DE APOYO
PARA TUBERIAS I Y II
 (Vista desde aguas abajo)



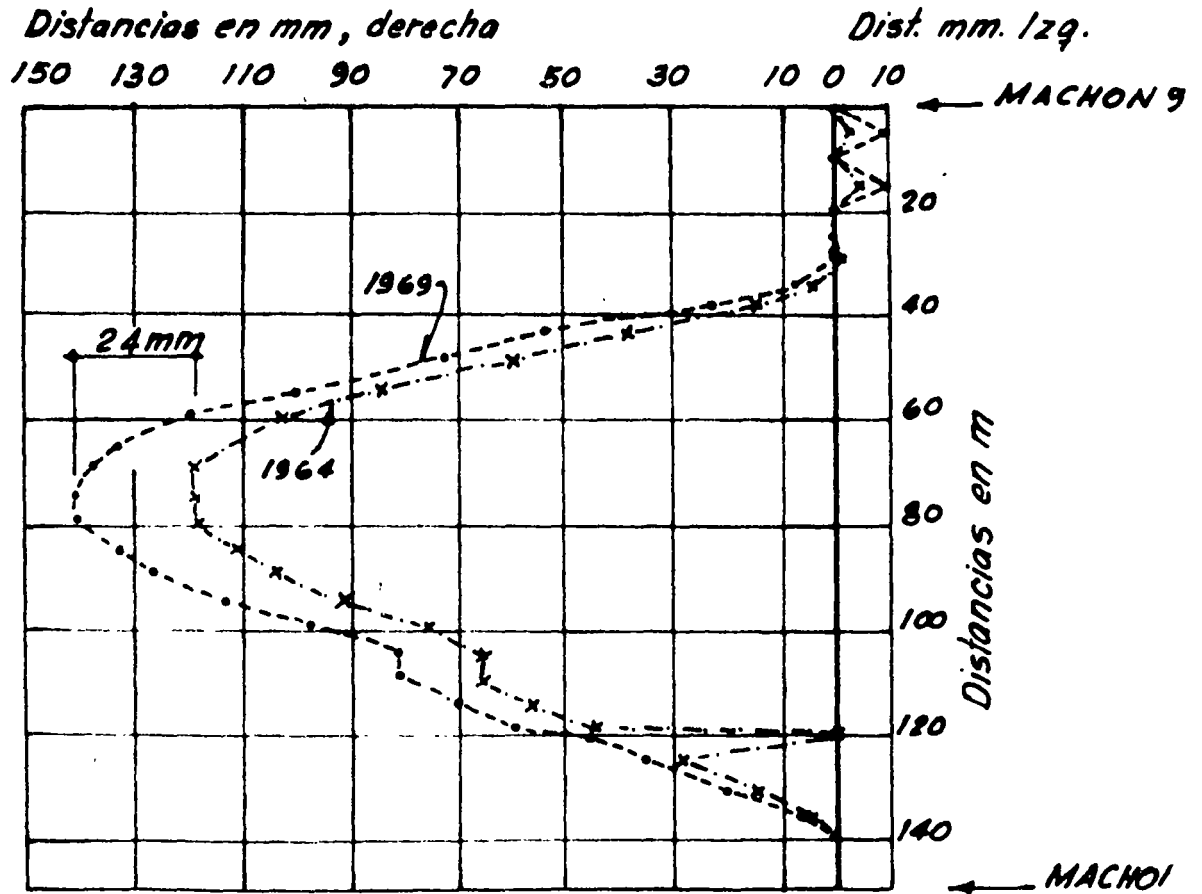
SILLETA DE APOYO
PARA TUBERIA III

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE EL TERRENO Y LAS TUBERIAS

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



Perfil esquematizado mostrando las trazas de los diferentes flujos y la orientación que guardan las fracturas de tensión



TUBERIA I

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.

COSTOS DE ESTABILIZACION DEL TALUD

Costo de la Planta: \$150 x 10⁶ Capacidad: 100 000 KW

a) Costo sistema de drenaje

Galería de drenaje	\$ 1 500 000	
Drenaje radial (barre- nos)	1 000 000	
Pantalla de drenaje	<u>400 000</u>	
	2 900 000	Costo relativo = 2 %

b) Costo de Instrumentación

Inclinómetros - 3	\$ 200 000	
Piezómetros (N y A) 8	120 000	
Fabricación referencias	50 000	
Equipo de medición	100 000	
Medic. y proceso datos	<u>500 000</u>	
	\$ 970,000	Costo relativo = 0.65%

c) Costo estudio geológico

Exploración y est. geológicos	\$ 1 000 000	
Top. de detalle	<u>50 000</u>	
	\$ 1 050 000	Costo relativo = 0.7 %

P.H. EL INFIERNILLO, MICH.

Zona de vertedores y obra de toma

Los portales de entrada de los túneles vertedores y de toma sobre la margen izquierda, quedaron localizados en la formación del conglomerado silicificado con intenso fracturamiento de origen tectónico. Cuando se excavaron los portales ocurrió un desplazamiento del talud, de 2 a 3 cm, en todo el frente de excavación, a través de uno de los planos de estratificación, con formación de grietas en varias zonas del corte. Se suspendió el trabajo y se excavaron dos galerías de exploración. A 5 m del frente, apareció una franja de roca intensamente fracturada y alterada. El resultado de estas investigaciones fué: 1) desplazar las estructuras del vertedor 12 m hacia el río, con objeto de reducir el volumen de la excavación y 2) aplicar en todos los cortes de esta zona, una poscompresión de 7 ton/m^2 mediante anclajes con inclinación de 45° respecto a los planos de estratificación y de 18 a 25 m de profundidad.

Se utilizaron barras de 1.25 pulgadas de diámetro, espaciadas a 2.5 m tensadas a 42 ton, también se usaron anclajes formados por alambres de acero, de 7 mm de diámetro. Ambos tipos se alojaron en perforaciones de 7.5 cm, fijando a la roca el tramo interior de 4 m con mortero inyectado. Periódicamente se verifica la tensión y a partir de la segunda revisión, la pérdida de carga en las anclas ha resultado menor que 10% por año.

P.M. EL INFIERNILLO, MICH.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: \$ 1400 x 10⁶

1.- Vertedor y Obra de Toma.- Estabilización de taludes en roca

No. de anclas: 2 000

Tipo de ancla: de Tensión, de barra Ø 1 1/2" x 18 m

Carga de trabajo: 40 ton

Costo por ancla: \$8 000.00

Costo total: \$16 x 10⁶

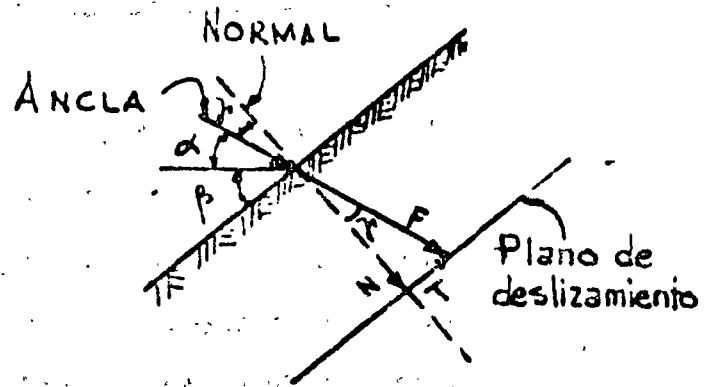
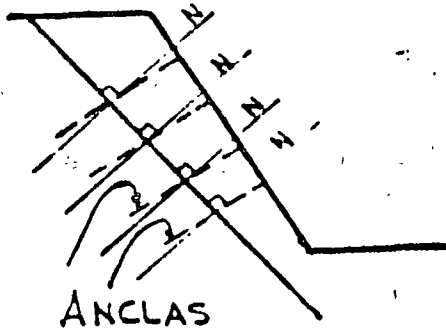
Costo relativo = 1%

ANEXO

RESISTENCIA ADICIONAL DE LAS ANCLAS EN LA SUPERFICIE DE FALLA

Las anclas de tensión tienen un mejor comportamiento si están inclinadas respecto a la normal al plano de deslizamiento ya que tendrán componente normal y tangencial en dicho plano.

La resistencia adicional del ancla (R) en la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de la carga F de las anclas como se indica:



$$R = T + N \tan \phi$$

$$F \cos \gamma = F \sin (\alpha + \beta)$$

$$\left(\frac{\pi}{2} - (\alpha + \beta) \right) = \gamma$$

$$F \sin \gamma = F \cos (\alpha + \beta)$$

$$R = F \left[\cos (\alpha + \beta) + \sin (\alpha + \beta) \tan \phi \right]$$

el valor máximo de R es:

$$\frac{dR}{d\alpha} = 0 = -F \sin (\alpha + \beta) + F \cos (\alpha + \beta) \tan \phi$$

$$\tan \phi = \tan (\alpha + \beta) \therefore \phi = \alpha + \beta$$

Conocido γ y conocido ϕ se puede conocer la $\alpha + \beta$ del ángulo de inclinación de las anclas.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

PRESENTACION Y ANALISIS DE DATOS GEOLOGICOS CON
DIAGRAMAS ESTEREOGRAFICOS

M. EN C. ROLANDO DE LA LLATA

AGOSTO, 1978.

1

Attitude of Planes

DEFINITIONS

ATTITUDE	The general term for the orientation of a structural plane or line in space, usually related to geographic coordinates and the horizontal. Both bearing and inclination are components of <i>attitude</i> .
BEARING	The horizontal angle between a line and a specified coordinate direction, usually true north or south.
INCLINATION	The general term for the vertical angle, measured downward, between the horizontal and a plane or line.
STRIKE	The bearing of a horizontal line on an inclined plane (Fig. 1.1).
DIP	The inclination of the line of greatest slope of an inclined plane. It is measured perpendicular to strike (Fig. 1.1).
<u>APPARENT DIP</u>	<u>The inclination of a plane measured in a direction not perpendicular to the strike (Fig. 1.2).</u>

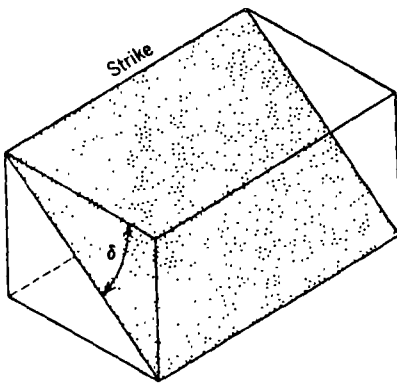


FIGURE 1.1 Angle of true dip δ measured in vertical plane perpendicular to the strike.

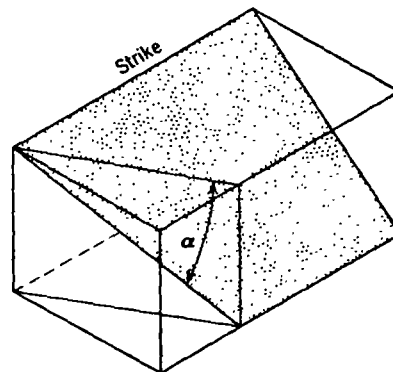


FIGURE 1.2 Angle of apparent dip α measured in vertical plane not perpendicular to the strike.

4

Lines and Intersecting Planes

DEFINITIONS

- LINE** A geometric element that is generated by a moving point and has only extension along the path of the point. Lines may be rectilinear (straight) or curvilinear (curved). Only rectilinear elements are considered in this section.
- PLUNGE** The vertical angle between a line and the horizontal (Fig. 4.1). Plunge is a special case of *inclination* and is analogous to the dip of a plane.
- TREND** The strike of the vertical plane containing a line. Trend is included in the general term *bearing*.
- PITCH** The angle, measured in some specified plane, between a line and the horizontal (Fig. 4.2). *Rake* is synonymous, but is not widely used.

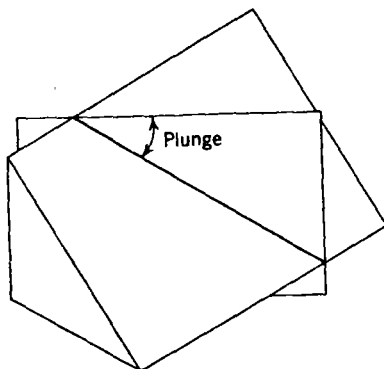


FIGURE 4.1 Plunge is measured in the vertical plane containing the line.

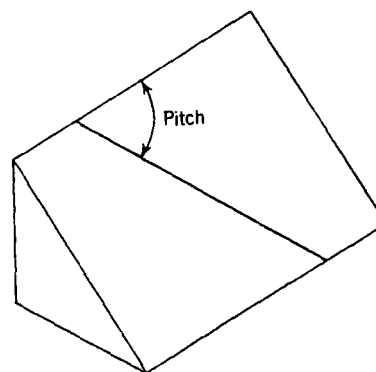


FIGURE 4.2 Pitch is measured in the inclined plane containing the line.

11

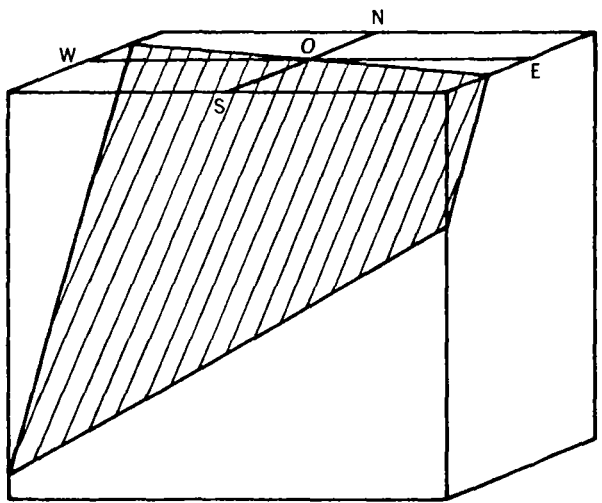
Graphic Solutions with the Stereonet

STEREOGRAPHIC PROJECTION

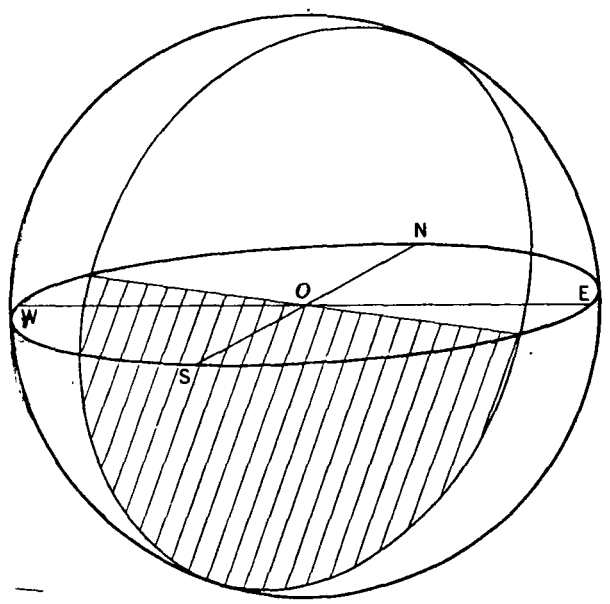
The solution of problems by the usual methods of descriptive geometry requires the construction of at least two orthographic views, and this consumes much time and effort. Fortunately, there is an alternative approach by which the *angular* relationships

of lines and planes can be determined more readily.

If a sphere is constructed centered at some point *O* on the outcrop trace of an inclined structural plane (Fig. 11.1a), the plane and its extension will intersect this sphere as a great circle (Fig. 11.1b); that is, one whose plane includes the center point *O*. In order to be of



(a)



(b)

FIGURE 11.1 Representation of an inclined plane. (a) Block diagram with point *O* on the outcrop trace. (b) A sphere constructed with center at point *O*. (After Phillips, 1971.)

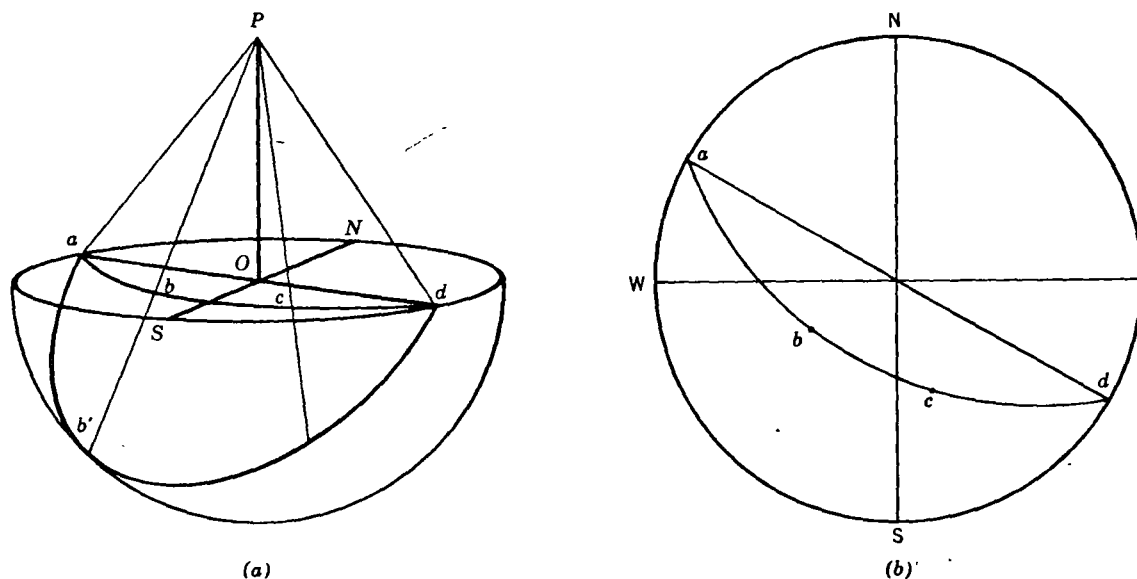


FIGURE 11.2 Stereographic projection of an inclined plane. (a) Projection to the horizontal equatorial plane. (b) Corresponding stereogram. (After Phillips, 1971.)

practical use this *spherical projection* must be represented in two dimensions. World maps are familiar examples. For present purposes, the most useful way is to project all points on the lower part of the great circle to the horizontal plane by joining them to the zenithal point P (Fig. 11.2a), yielding arc $abcd$. Similarly, a structural line through point O will intersect the sphere as a point, and this point is projected to the horizontal plane also using P ; for example, point b is the

projection of line Ob' (Fig. 11.2a). The resulting representation consists of lines and points plotted inside the horizontal great circle. This limiting circle is termed the *primitive*. This is the method of *stereographic projection*, and the figure drawn on this horizontal diametral plane, together with the cardinal compass directions is a *stereogram* (Fig. 11.2b).

One of the more important properties of the stereographic projection is that a great

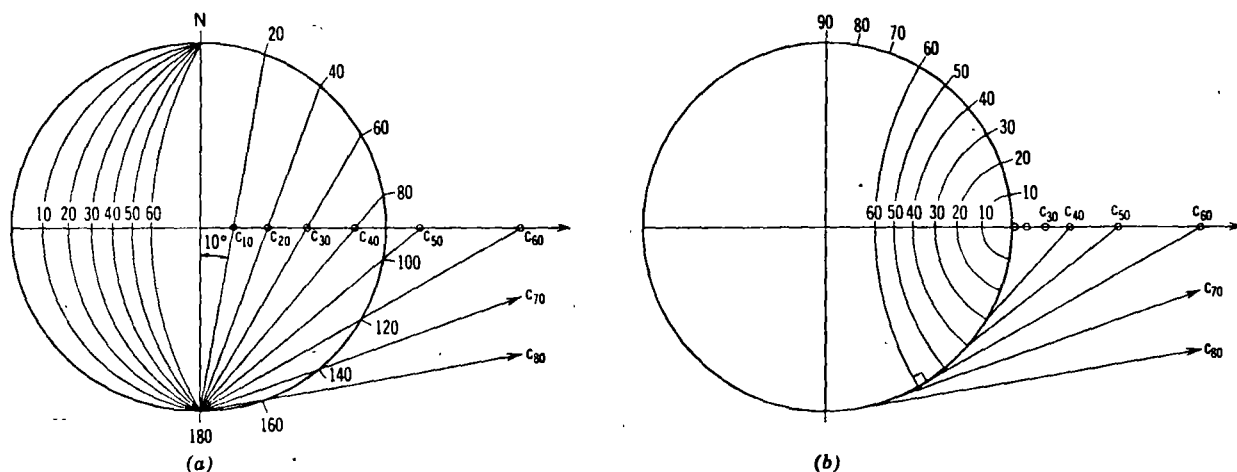


FIGURE 11.3 Construction of the stereonet. (a) Centers of the great circle arcs at the intersection of the east-west line and the various chords. (b) Centers of the small circle arcs at the intersection of the north-south line and the tangents to the primitive.

circle on the sphere is also a circle on the stereogram. This permits the representation of any plane to be constructed easily. The geometric centers of the great circle arcs may be found graphically (Fig. 11.3a), or from the relationship:

$$d = r \tan \delta \quad (11.1)$$

where d is the distance from O to the center, r is the radius of the primitive, and δ is the dip angle. Fig. 11.3a shows a family of meridional great circles representing a series of planes striking due north and inclined to the west at intervals of 10° . Once constructed, a full net of these curves permits the direct plotting of any structural plane.

Planes not passing through the center of the sphere cut the surface as small circles. A second and closely related property of the stereographic projection is that these small circles also plot as circular arcs. These too can be found graphically (Fig. 11.3b), or from

$$d = r / \cos \alpha \quad (11.2)$$

where, as before, d is the distance from O to the center, r is the radius of the primitive, and α is the angle the small circle makes with a point on the primitive. Thus a family of curves representing a series of such planes can be added to the net (Fig. 11.3b).

The result, in its full form, is the Meridional Stereographic or Wulff Net, or more simply the *stereonet*, in which the two families of curves are drawn every 2° (Fig. 11.4; see p. X-11 for a full-scaled version). The use of this net is a great aid in graphic constructions. Problems are solved by simple manipulation of data which are plotted directly. In short, the net is a portable computer on which many practical problems can be solved quickly, including a number which would be far more taxing by any other manual means. Once the technique is learned, greatest benefit is gained if a net is permanently available. This is easily accomplished if the printed form is mounted on a rigid backing and its surface protected with a clear plastic sheet (see suggested materials, p. viii). In use, data are plotted and problems solved on an overlay sheet of tracing paper. This overlay is affixed to the net by a map pin placed exactly at the center which

allows the sheet to revolve freely. A small piece of clear plastic tape on the back side of the tracing sheet to reinforce the pin hole will prevent tearing or enlarging of the point of rotation.

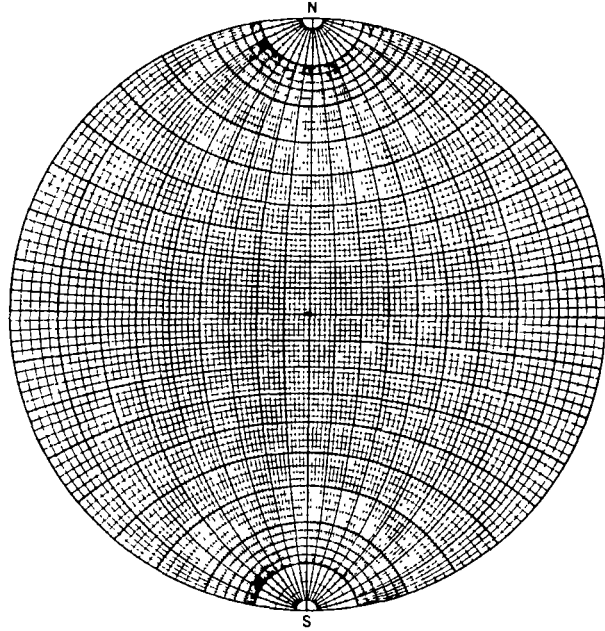


FIGURE 11.4 The Meridional Stereographic or Wulff Net.

TECHNIQUES OF PLOTTING

When using the stereonet, it is important to visualize the net as if you are looking into a hemispheric bowl, and to imagine that the circular arcs are inscribed on its inner surface. Illustrations such as Fig. 11.1b and 11.2a may help in achieving this mental picture. Then the various structural elements to be plotted can be visualized as passing through the center of the sphere and intersecting its surface. *The importance of this visualization can not be overemphasized.* Not only does it make the plotting easier, but it serves as an important check on the proper location, and on the general correctness of the various manipulations. For example, there are four different positions which satisfy the numerical components of dip and strike, but three of these are incorrect. Visualization will quickly show which of these is the correct one. The following examples should be worked through

in every detail by the student on his own stereonet. Once the three dimensional picture is clearly and firmly in mind, a variety of short cuts will suggest themselves by which the plotting process can be speeded considerably.

PROBLEM

Given the attitude of a plane (N 30 E, 40 E), plot its great circle representation in stereographic projection.

VISUALIZATION

With the net in front of you (oriented as in Fig. 11.4) hold the flattened left hand, palm upward, over the center of the net with the fingers pointing toward N 30 E, and the plane of the hand inclined 40° to the southeast. The plane of the hand can readily be imagined to extend into the lower hemisphere and intersect its surface (Fig. 11.5a). The trace will cut through the southeast quadrant, and this is where the final plot must also be.

PLOTTING A PLANE (Fig. 11.5)

1. With an overlay sheet in place, make a small mark over the north point of the net and label it *N*.
2. To locate the line of strike, count off 30° clockwise from north, and make a small mark over the primitive at this point.

3. As no great circle on the net passes through this marked point, it is necessary to revolve the overlay until one does. Therefore turn the sheet until the strike mark exactly overlies the north point of the net, that is revolve anticlockwise 30°.
4. To locate the great circle representing a plane dipping 40° east, count off from the primitive on the right side of the net inward along the east-west diameter of the net. Trace in this arc of a great circle.
5. Revolve the overlay back to the original position and check the result by visualization (Fig. 11.5c). Note that it would have been easy to revolve the overlay in the opposite direction, or plot from the left, or both, with erroneous results.

In common with most other projections the dimensions of the plot are reduced by one. The hemisphere is reduced to a plane, a plane to a line and a line to a point. A further advantage of this particular projection is that a plane can be represented as a point, reducing the dimensions of the plot by one more. For every plane there is a unique line normal to the plane, called the *pole* of the plane. To visualize, hold the hand oriented as before, but with a pencil held between the fingers perpendicular to the plane of the hand. The pencil will pierce the lower hemisphere at a point in the northwest quadrant. This point is everywhere 90°

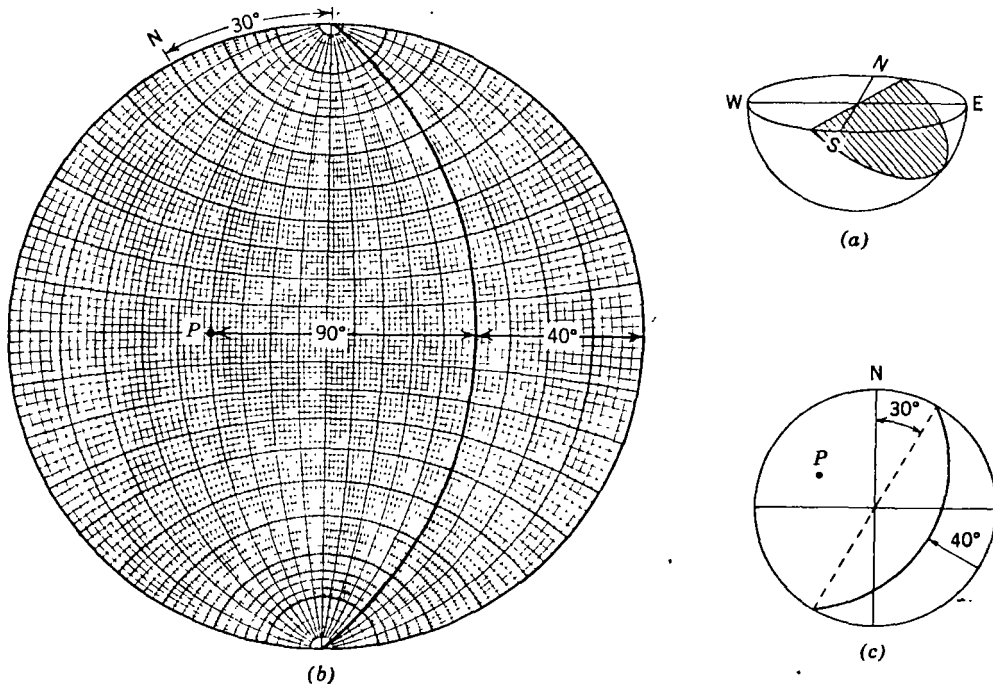


FIGURE 11.5 Stereographic plot of a plane and its pole. (a) Perspective view of the inclined plane to be plotted. (b) The position of the overlay and net for the actual plot. (c) The overlay as it appears after the plot.

from the plane; therefore, from the great circle trace count off 90° from the right to left along the east-west diameter, and mark P , the projection of the pole of the plane (Fig. 11.5). The line which is the pole is projected as a point; this point therefore represents the plane. Any line structure can be similarly represented by a direct plot, but when a pole is used to represent a plane, it is a reciprocal plot.

PROBLEM

Given a line (30, S 42 E), plot on the stereonet.

VISUALIZATION

Hold a pencil with the given orientation over the net and visualize its intersection in the southwest quadrant of the hemisphere.

PLOTTING A LINE (Fig 11.6)

1. With the overlay in place and the south index marked S, locate a point on the primitive representing the trend of the line by counting 42° clockwise from S.
2. Revolve this trend mark to the south point of the net.
3. Count off 30° from the primitive toward the center along the north-south diameter, and plot the point.

4. Restore the overlay to the starting position and recheck by visualization.

In this particular exercise, the graduations marked by the small circles were used for the first time. However, the trend mark (Step 2 above) could just as easily have been moved to the east point of the net, and the point plotted by counting off along the east-west diameter. In order to assure yourself that this is so, revolve your plotted point to the east-west line and check that the vertical angle measured here is also 30° . Thus in some routines there is a choice of plotting positions. This confuses some beginners, and it is advisable to stick closely with the listed steps until confidence develops. Once the process becomes familiar, however, it will be found that the use of these alternative techniques increases the speed of plotting.

Just as structural lines and planes often occur in combination, so too can they be combined in a single, simple plotting routine.

PROBLEM

Given a plane (N 0, 45 W), and a line in that plane (31, N 36 W), plot both features on the stereonet.

VISUALIZATION

The flattened hand with a pencil held against it in

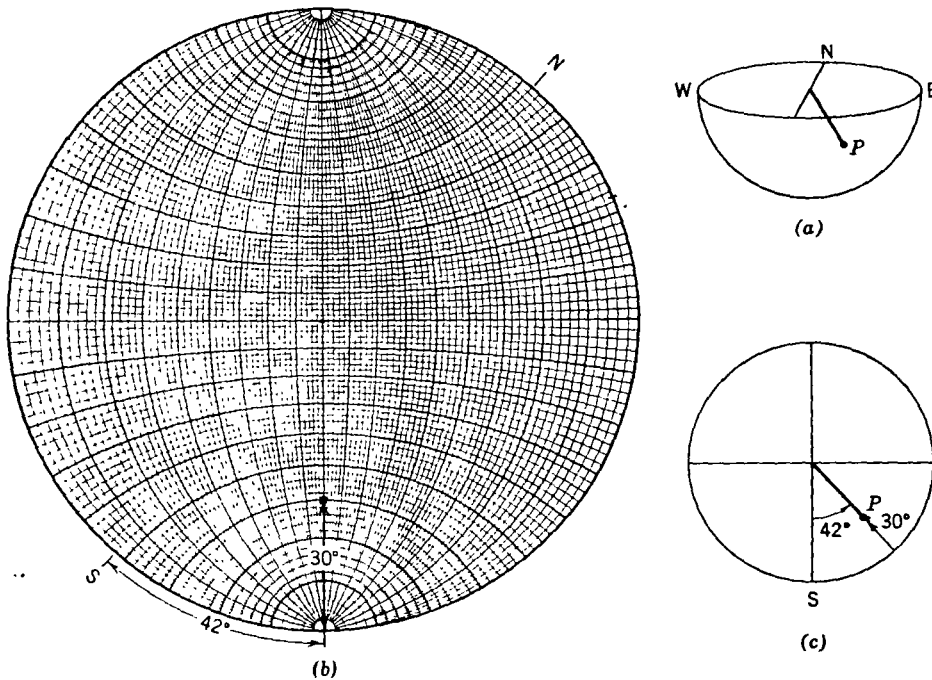


FIGURE 11.6 Stereographic plot of a line. (a) Perspective view of the inclined line. (b) The position of the overlay and net for the actual plot. (c) The overlay as it appears after the plot.

the proper orientation helps one see the three-dimensional aspects of the problem more clearly.

PLOTTING A PLANE CONTAINING A LINE (Fig. 11.7)

1. To plot the plane:
 - (a) Mark the direction of strike on the primitive (in this special case, the north mark serves this function).
 - (b) Count off 45° from the left on the east-west diameter of the net.
 - (c) Trace in the great circle on the overlay (dashed arc on Fig. 11.7).
2. To plot the line:
 - (a) With the overlay oriented to north, mark the trend of the line.
 - (b) Revolve this mark to the north point of the net. Count off 31° from this point along the north-south diameter.
 - (c) Plot the point.
3. Just as the line lies in the plane, so too must the point representing the line lie on the great circle (solid arc of Fig. 11.7). If it does not, then an error has been made, either in plotting or in the original measurement.

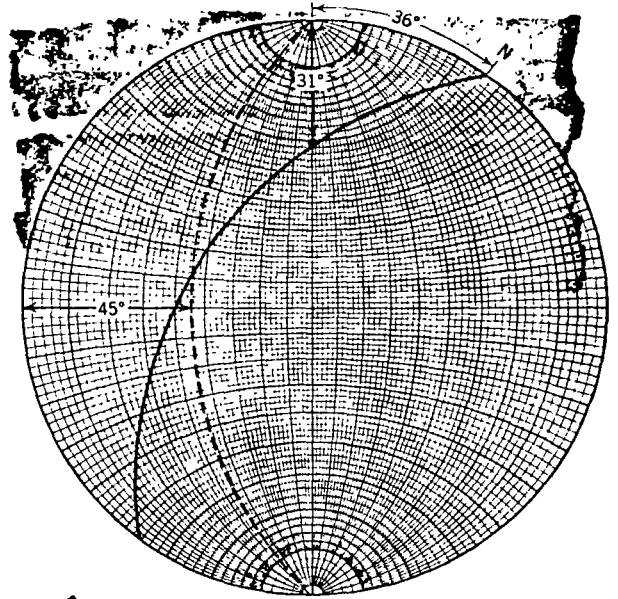


FIGURE 11.7 Stereographic plot of a plane containing a line: the overlay in position for locating the line on the plane.

ATTITUDE PROBLEMS

Problems dealing with angular relationships of planes and lines which were solved by orthographic methods in Chapters 1 and 4 can be solved directly on the stereonet.

PROBLEM

Given an inclined plane (N 50 E, 50 SE), find its apparent dip in the N 80 E direction.

CONSTRUCTION OF APPARENT DIP (Fig. 11.8)

1. To plot the plane:
 - (a) Revolve the north mark on the overlay 50° anticlockwise.
 - (b) From the east point of the net, count off 50° along the east-west diameter.
 - (c) Trace in the great circle.
2. Revolve the overlay back to the starting position, and mark N 80 E on the primitive.
3. Revolve this mark to the east point, and read off the angular position where the great circle crosses the east-west diameter.

ANSWER

The apparent dip in the N 80 E direction is 31° . From such a diagram, the pitch of a line on an inclined plane can be obtained by determining the

angle between the primitive and the point measured along the great circle trace. In the example, the pitch of the line is 42° NE (that is, measured from the northeast end of the great circle).

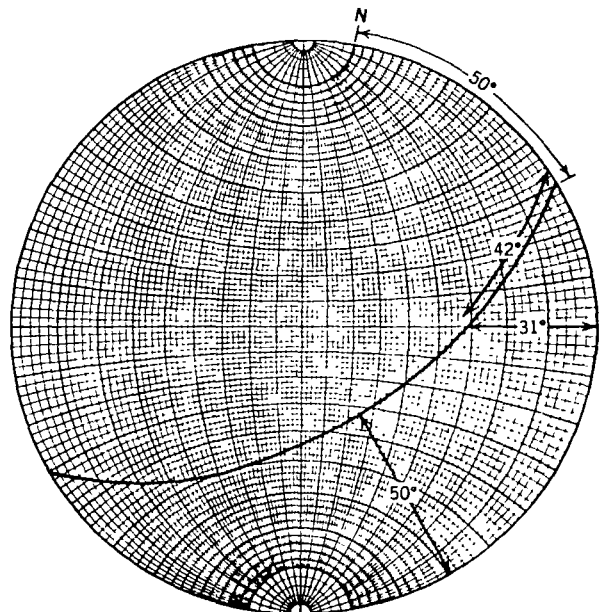


FIGURE 11.8 Apparent dip from true dip and strike: the overlap in position for measuring the apparent dip angle.

PROBLEM

Given two apparent dips, (1) 30, N 45 W, and (2) 22, N 14 E, find the true dip.

CONSTRUCTION OF TRUE DIP (Fig. 11.9)

- Plot the two apparent dip lines:
 - Line 1: revolve the north mark 45° clockwise and count off 30° from north along the north-south diameter.
 - Line 2: revolve the north mark 14° anticlockwise and count off 22° from north.
- Revolve the overlay until the points representing the apparent dips lie on the same great circle. Trace in this arc. The true dip of the plane is read when traced; the strike is easily determined by restoring the overlay to the north position.

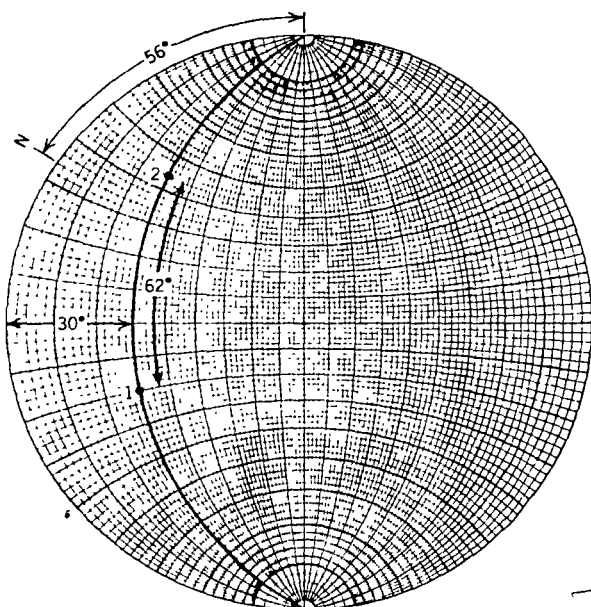


FIGURE 11.9 True dip from two apparent dips: the overlay in position for locating the great circle.

ANSWER

The true attitude is N 56 E, 30 N. The angle between the two lines is the angular distance between the two points (= 62°).

PROBLEM

Given two planes, (1) N 50 E, 60 SW, and (2) N 70 W, 20 S, find the plunge of the line of intersection.

CONSTRUCTION OF THE INTERSECTION OF TWO PLANES (Fig. 11.10a)

- Plot the two planes:
 - Plane 1: revolve the overlay 50° anticlockwise from north and count off 60° from the

east point along the east-west diameter. Trace in this great circle.

- Plane 2: revolve the overlay 70° clockwise from north and count off 20° from the west point on the east-west diameter, and complete the great circle.

- The point of intersection of the two great circles represents the line of intersection of the two planes. To read the plunge angle and bearing, revolve this point until it lies on the north-south diameter of the net.

ANSWER

The plunge of the line of intersection is 20, S 38 W.

Another useful relationship between two intersecting planes is the dihedral angle. This can be easily determined by measuring the angle between the poles of the two planes. Alternatively, by constructing the great circle of which the line of intersection is the pole, the angle between the two planes can be read directly (See Fig. 11.10b). Note that the poles of the planes lie on the great circle perpendicular to the line of intersection.

ROTATIONS

In a number of situations it is necessary to geometrically rotate structural elements in space. Every rigid body rotation can be defined by an angle and sense of rotation about a specified axis. The simplest rotation to perform on the stereonet is when the axis R is vertical. Fig. 11.11 illustrates a plane (N 0, 45 E) rotated 45° clockwise about a vertical R to a new orientation (N 45 E, 45 SE). Either the great circle trace or the pole of the plane may be rotated with equivalent results. As is evident from this figure, to find the new position one simply revolves the overlay sheet by the required angle—a familiar manipulation. Yet there is an important difference. Before, the process of turning the overlay about the center of the net was one of convenience in plotting and measuring, but the overlay always carried with it the North mark, so that the original orientations were never really changed. The term *revolve* has been used specifically to describe this maneuver. In contrast, after rotation a plane or line has an entirely new orientation relative to some fixed coordinate direction.

A rotation about a horizontal axis can also be performed readily on the stereonet. First,

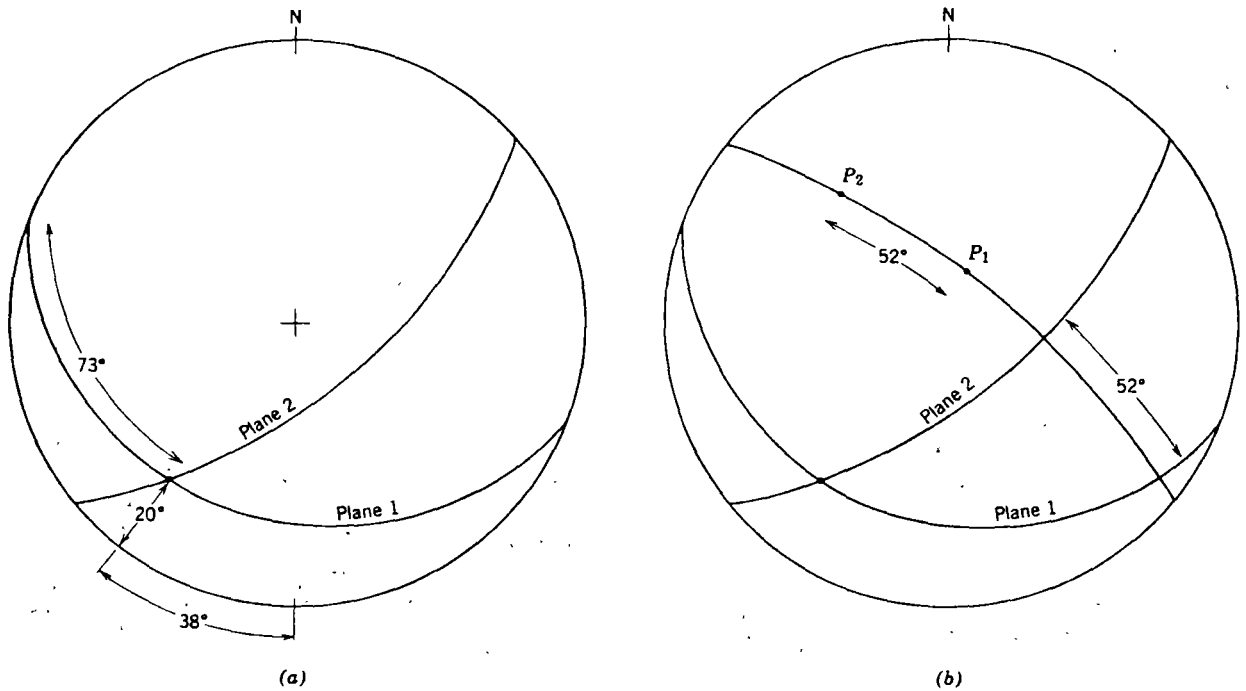


FIGURE 11.10 The line of intersection of two planes. (a) The overlap after the plot showing the plunge and pitch of the line. (b) The dihedral angle between the two planes.

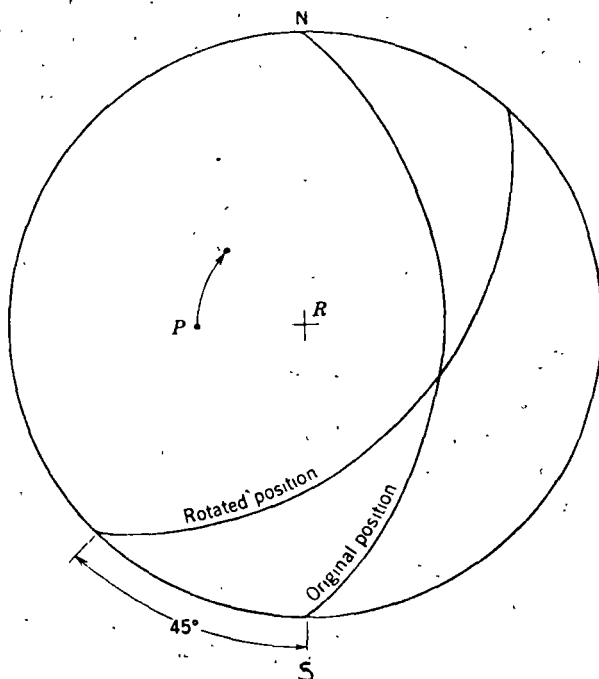


FIGURE 11.11 The rotation of a plane about a vertical axis.

the overlay is revolved so that R coincides with the north-south diameter of the net. In this position, a rotation moves points along the small circle paths. In Fig. 11.12 a plane dipping 60° is rotated anticlockwise as viewed from the south end of R . Although either points or great circles may be rotated, it will be found that working with points is much easier.

It is sometimes necessary to rotate a structural element to horizontal and beyond. Fig. 11.13 illustrates how this is handled. A line (30, N 29 E) is rotated anticlockwise 100° . After just half of this rotation the point lies on the primitive—the line is horizontal. With a further increment of rotation the other end of the line moves into the lower hemisphere at a point diametrically opposite and proceed along the same small circle.

Two methods for rotating about an inclined axis are available. The first depends on previous methods, and consists of rotating R to a horizontal orientation, performing the

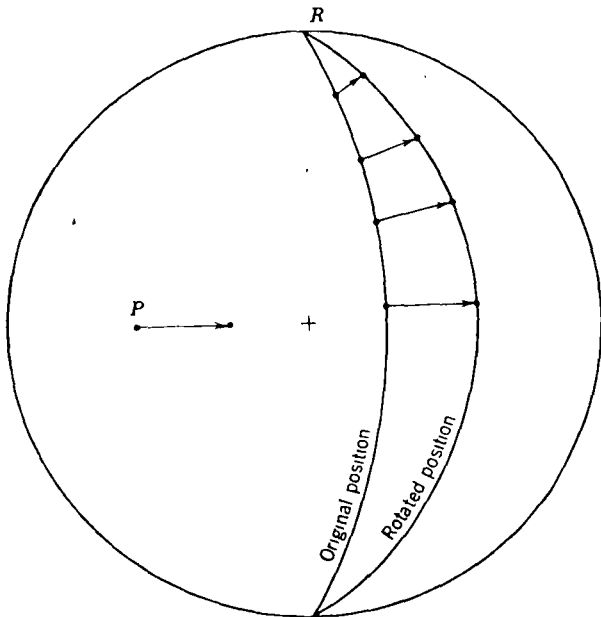


FIGURE 11.12 The rotation of a plane about a horizontal axis.

required rotation, and then returning R to its original position. The second is more direct, though perhaps somewhat more time consuming.

PROBLEM

Rotate the plane (N 83 E, 52 S) 80° clockwise, as viewed looking toward the northeast, about an axis plunging 30° to the N 42 E.

APPROACH

As a pole P rotates about the axis R with constant angle, it will generally describe a small circle on the surface of the sphere. This circle projects as a small circle on the stereonet. While it is useful to draw this circle as an aid to visualization (Fig. 11.14; see Chapter 14 for the method), it is not necessary to do so. A sketch will do. The construction technique consists of rotating the plane containing both the rotational axis and the line in question, rather than rotating the line directly.

CONSTRUCTION (Fig. 11.14; after Turner and Weiss, 1963, p. 69)

1. Plot the rotational axis R and the pole P of the plane to be rotated.
2. Construct the great circle trace representing the plane perpendicular to R .
3. Construct the trace of the plane containing P and R to intersect the plane of step 2 at L . The angle between P and R can be easily read ($= 41^\circ$).
4. As P rotates about R , so too will the line of intersection L rotate in the plane perpendicular to R . To find the final position of $L (= L')$ count off the required 80° from L going clockwise. In this

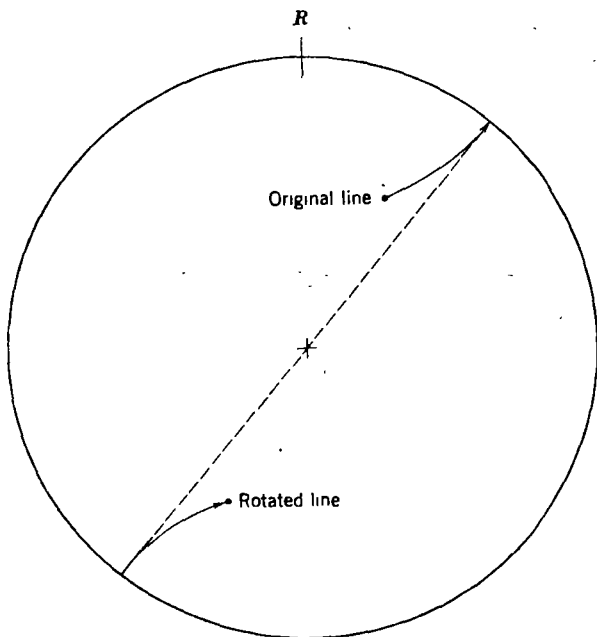


FIGURE 11.13 The rotation of a line to the horizontal and beyond.

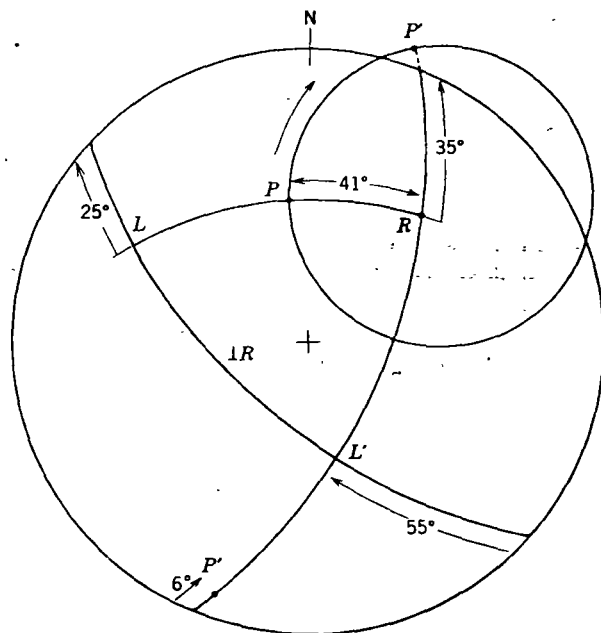


FIGURE 11.14 Rotation of a plane about an inclined axis.

example, the line passes through the primitive so that the 80° is measured in two segments ($25^\circ + 55^\circ$).

ROTATIONAL PROBLEMS

It is often of interest to determine the orientation of a given feature as it existed before tilting (Fisher, 1938). Simple examples include the restoration for paleogeographic studies of primary sedimentary features such as current lineations (see Potter and Pettijohn, 1963, p. 259), and the pretilt attitude of structures below an angular unconformity. The most common type of tilting movement occurs during folding, but may also be associated with faulting. ~~With the aid of a stereonet it is a simple matter to unfold the structure and thus restore the beds to a horizontal position. Provided there are no distortions due to strain the various features contained within the folded rocks are thereby also returned to their original positions.~~

To restore to horizontal the beds of a nonplunging fold, the bedding planes are rotated about an axis parallel to the strike of the beds, which is also parallel to the fold axis, through an angle equal to the dip angle.

PROBLEM

An inclined bed of sandstone (N 20 E, 80 W) contains cross-bedding (N 5 W, 70 W). Determine the original current direction.

CONSTRUCTION (Fig. 11.15)

1. Plot the pole of the sandstone bed ($= P_{ss}$), and the pole of the cross beds ($= P_{xb}$).
2. Revolve the overlay until P_{ss} lies on the east-west diameter of the net. In this position, the rotational axis which is also the line of strike of the sandstone bed, is north-south.
3. To restore the bedding to horizontality, the pole must be vertical. As P_{ss} moves to the center of the net, P_{xb} moves along a small circle path to P_{xb}' along a small circle path to P_{xb}' .
4. From the new position of P_{xb}' the pretilt attitude of the cross beds can be read. The original current direction is parallel to the dip direction.

ANSWER

The original attitude of the cross-beds was N 67 E, 30 S, and the associated current moved toward S 24 E. Note that if the orientation of the tilted cross-beds is assumed to reflect the original current direction, an error of 71° is introduced.

The movement leading to the development of a plunging fold can be considered to have two rotational axes: one of them the fold axis, and the other a horizontal axis perpendicular to the fold axis. Reversing the rotation about these two axes unrolls the fold.

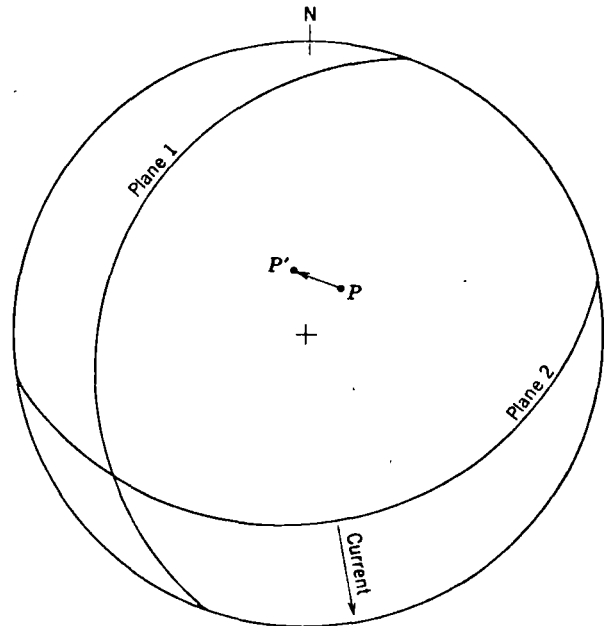


FIGURE 11.15 The two tilt problem.

PROBLEM

Given an anticline plunging 30° due north. Beds on the east limb (N 19 W, 60 E) contain sole markings which trend due west. Determine the original orientation of this sedimentary lineation.

CONSTRUCTION (Fig. 11.16; after Ramsay, 1961)

1. Plot the geometrical elements of the problem: Plane 1 = plane bedding, l = lineation within bedding, and F = fold axis.
2. The rotation of Plane 1 and l about the inclined axis F could be constructed (as in Fig. 11.14), but there is a simpler approach. If the beds are unrolled about the fold axis, the result will be a plane dipping 30° due north. During this rotation, the angle between l and F remains constant. Thus the plane after the first rotation ($=$ Plane 2) and the associated lineation ($= l'$) can be plotted directly.
3. In rotating Plane 2 about its line of strike to horizontality, the lineation moves along a small circle to the primitive ($= l''$).

ANSWER

The original trend of the sedimentary lineation was N 65 E. Again, if the correction is ignored, a considerable error results.

13

Structural Analysis

Problems involving the angular relationships of line and planes may also be solved with the methods of descriptive geometry, although the advantages of using the stereographic projection should be obvious. However, if certain problems are to be solved graphically then the use of the stereonet is indispensable. The three-dimensional geometry of a rock mass, especially if complex, is one of these problems. The same basic techniques may also be applied with profit to much simpler situations, and this is a convenient way to introduce the methods.

S-POLE AND BETA DIAGRAMS

In cylindrical folds the hinge zones may be too smooth to allow accurate field measurement, or the folds may be too large or incompletely exposed. If attitudes along the folded surfaces can be measured, the orientation of the fold axis may be determined by a simple plot of the data.

PROBLEM

With the following attitude data, find the fold axis.

1. N 68 E, 30 NW
2. N 60 E, 45 NW
3. N 88 E, 16 N
4. N 35 E, 35 SE
5. N 41 E, 50 SE
6. N 20 E, 20 E

METHODS

There are two different, though equivalent approaches:

1. *Beta diagram.* Plot each measured plane as a great circle. These all intersect at one point, called the β -axis (Fig. 13.1a).
2. *S-pole (or Pi) diagram.* Plot the poles of the measured planes. These define a great circle, and the pole of this plane is the β -axis (Fig. 13.1b).

FOLD AXIS AND AXIAL PLANE

The reason for carefully distinguishing between the hinge line and the fold axis may now be appreciated. The β -axis = fold axis in this example characterizes the relationship between any two attitudes, and therefore all attitudes. This axis has no specific location in the fold, only orientation. In cylindrical folds, the hinge lines and the fold axis are parallel, but they refer to quite different aspects of the fold. In simple cylindrical folds, there is a similar relationship between the planar hinge surface of a fold and the axial plane, and there is an interrelationship between both pairs of features, as a simple example will illustrate.

PROBLEM

Given the map of an overturned, plunging anticline, (Fig. 13.2a) we wish to determine the attitude of the fold axis and the axial plane.

CONSTRUCTION (Fig. 13.2b)

1. A S-pole diagram of the attitudes around the fold locates the β -axis.
2. With this direction known, a profile may then be constructed to locate the trace of the hinge surface if it has not been found by more direct means. This trace is shown on the map.

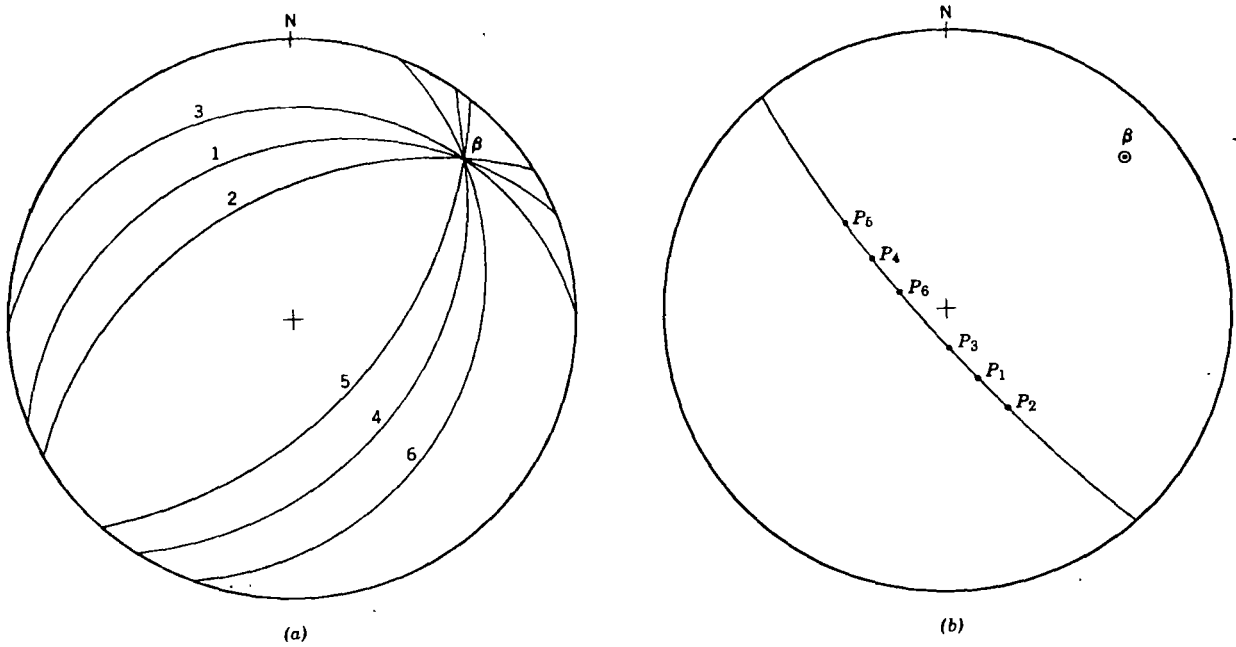


FIGURE 13.1 Stereographic plots of the attitude around a cylindrical fold: (a) beta diagram, (b) S-pole diagram.

3. Add to the stereogram the strike of the planar hinge surface, which is also parallel to the axial plane. As the fold axis is parallel to the axial plane, the axis is, in effect, an apparent dip of that plane. Therefore the great circle through the beta intersec-

tion and the strike of the hinge surface gives the dip of the axial plane.

4. For an overturned fold, the orientation of the fold axis may be estimated from the map by inspection (see Turner and Weiss, 1963, p. 166).

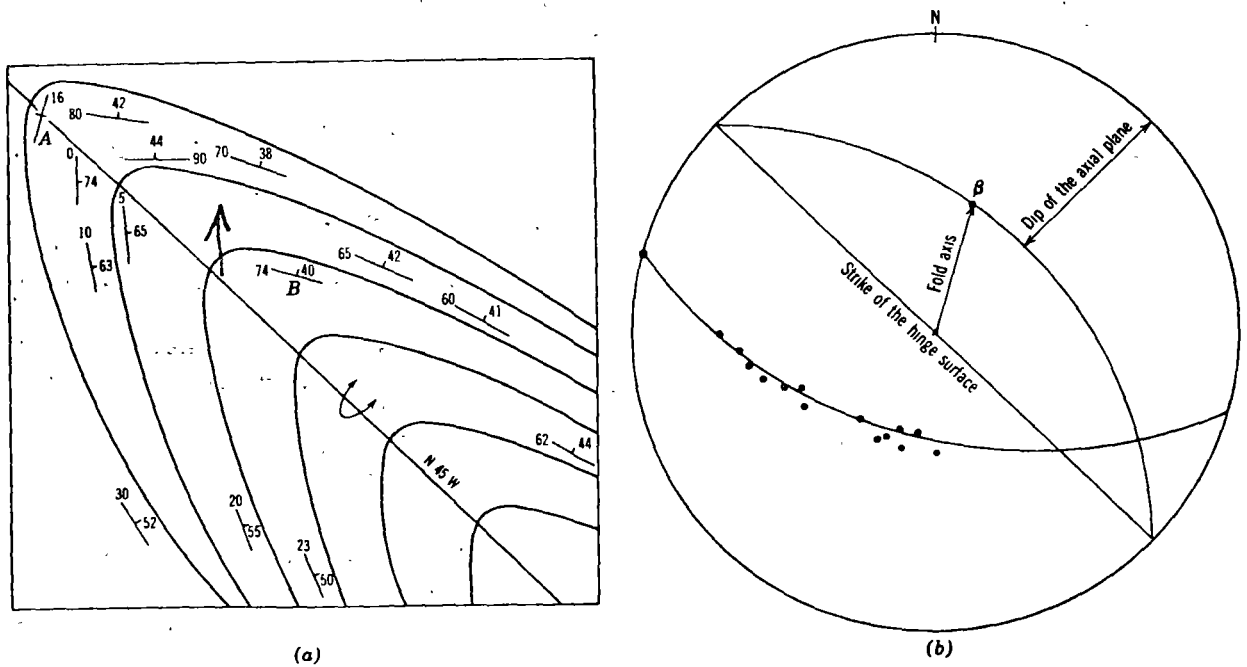


FIGURE 13.2 Attitude of axis and axial plane from map. (a) Map of an overturned plunging fold, (b) Stereogram of axis and axial plane.

- a. The axial trend parallels the strike of the vertical attitude (point A).
- b. The plunge equals the dip of the plane whose strike is perpendicular to the vertical attitude (point B).

CONTOURED DIAGRAMS

In practice the stereographic plot of structural lines or planes are never as perfect as illustrated in Fig. 13.1. Irregularities, departures from ideal geometry and measurement errors all contribute to a scatter. If the scatter is small, it is generally possible to visually locate the point or great circle within acceptable limits. If the scatter is greater, it may still be possible to estimate a best fit, but with only a few points the confidence will be low. A larger sample is required.

With a larger number of scattered points, the practical problem of treating and evaluating the data arises. There are several alternatives. Although the theory is not yet fully developed, the statistical evaluation of the orientational data with the aid of a digital computer is certainly destined to be an increasingly important approach (see Watson, 1969; Cruden and Charlesworth, 1972).

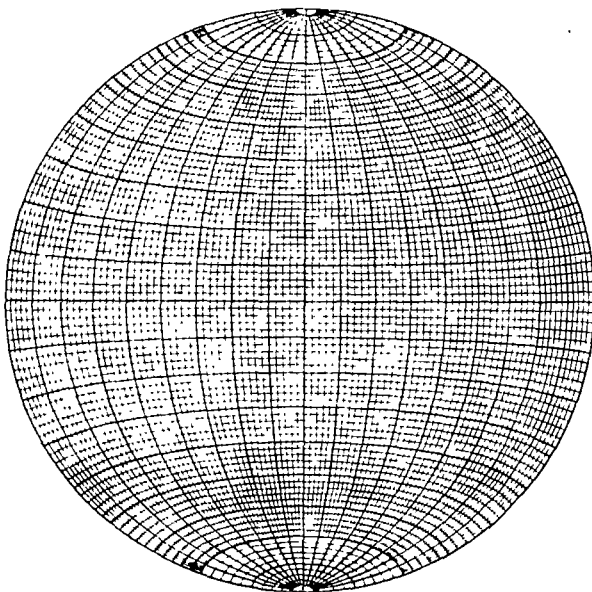


FIGURE 13.3 Schmidt or equal area stereographic net.

The computer may also be used to handle the large numbers of data, with the evaluation of printed or plotted output left to the individual (e.g. Spencer and Clabaugh, 1967; Warner, 1969). This latter approach is essentially the older, completely graphical method made efficient by the computer. The most common method of presenting such data, whether processed by the computer or by hand, is to contour the density of the plotted points.

The evaluation of plotted data, whether contoured or not, requires a special type of net. If a series of randomly oriented lines are plotted on the usual Wulff net, the resulting distribution would not be statistically random. There would tend to be a concentration in the center of the net; the random lines would falsely show a weak preferred orientation in the vertical position. The reason for this is that an area (say $10^\circ \times 10^\circ$) in the center of the net is smaller than the same angular area at the margin. To overcome this, an equal-area or Schmidt net is used (Fig. 13.3). The technique of plotting and manipulating data on this net is identical with that used on the Wulff net. The only practical difference between the two nets is that small circles do not project as circular arcs, and is a problem for certain types of constructions (see Chapter 14).

Once the point diagram is prepared, the densities are counted out. A wide variety of graphical counting methods have been devised (Stauffer, 1966; Denness, 1970, 1972; see also Turner and Weiss, 1963, p. 58f).

Counting out. The method used here is one of the simplest yet devised, and it applies reasonably well to all situations. A special counting net is required which is completely subdivided into small triangles (Fig. 13.4). Six of these triangles form a hexagonal area equal to one percent of the total area of the net. In addition to ease in use, this counting net has the advantage of a fixed relationship between the total number of points and the counted density. Each point is counted three times (except for a small discrepancy caused to the semicircular areas at the ends of the spokes).

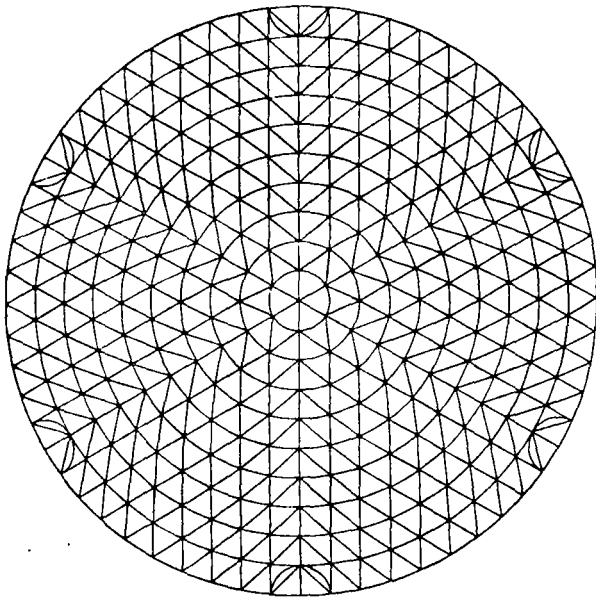


FIGURE 13.4 Counting net. (From Kalsbeek, 1963, Neues Jahrbuch für Mineralogie Monatshefte. Used by permission.)

PROCEDURE (Fig. 13.5)

1. Superimposed the point diagram and a second tracing sheet on the counting net. At the center of each hexagon, the total number of points within that hexagon is written (see Fig. 13.5, point A). For

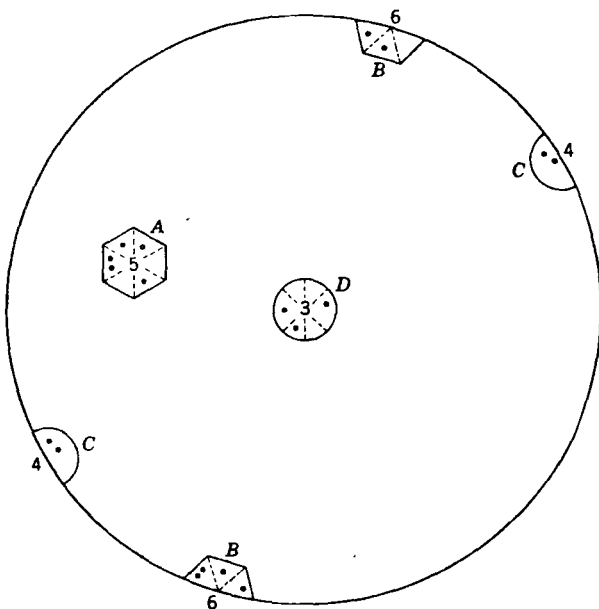


FIGURE 13.5 Counting point densities with the counting net.

the main body of the diagram there will be a number at the center of each overlapping hexagon. For parts of the diagram with no points, the hexagons may be left blank, rather than adding a zero for each.

2. At the periphery of the net, the points in each half hexagon on one side of the net are combined with the complementary half on the opposite side, and this number is written on *both* sides of the net (see point B).

3. Points at the ends of the spokes are counted using the complementary half circles (point C). At the very center the small 1% circle is used (point D).

Contouring. Following the counting out process, the tracing sheet bearing the numerical densities expressed as the number of points per 1% area is removed from the counting net. Contours of equal density are then drawn.

PROCEDURE (Fig. 13.6)

1. To facilitate comparison of diagrams with different numbers of total points, contours are drawn in percentages of the total points per 1% area of the net. Therefore, the number posted during the counting must be converted to percentages. In the special case of exactly 100 points, each number will, of course, also be the required percent figures. If 50 points have been plotted, each point represents 2% of the total, and the posted numbers are doubled, and so forth.

2. Within the main body of the diagram, contours of equal density are drawn as shown at point A (Fig. 13.6a). It is usually easiest to locate the area of greatest concentration and work outward.

3. For contour lines that approach the perimeter, the counts along the edge are used. When a contour line intersects the primitive it must reappear exactly 180° opposite (see point B).

4. When a contour line technically should be drawn intersecting the primitive, but it is clear that it loops immediately back again, it is permissible to avoid actual contact (point C).

5. When the preliminary contouring is complete, several modifications may be made in order to improve the diagram (see Fig. 13.6b).

a. The maximum found during the counting may not be the true maximum of the diagram. The point of greatest concentration can be found by returning the point diagram to the counting net. Using the central 1% circle, adjust the diagram

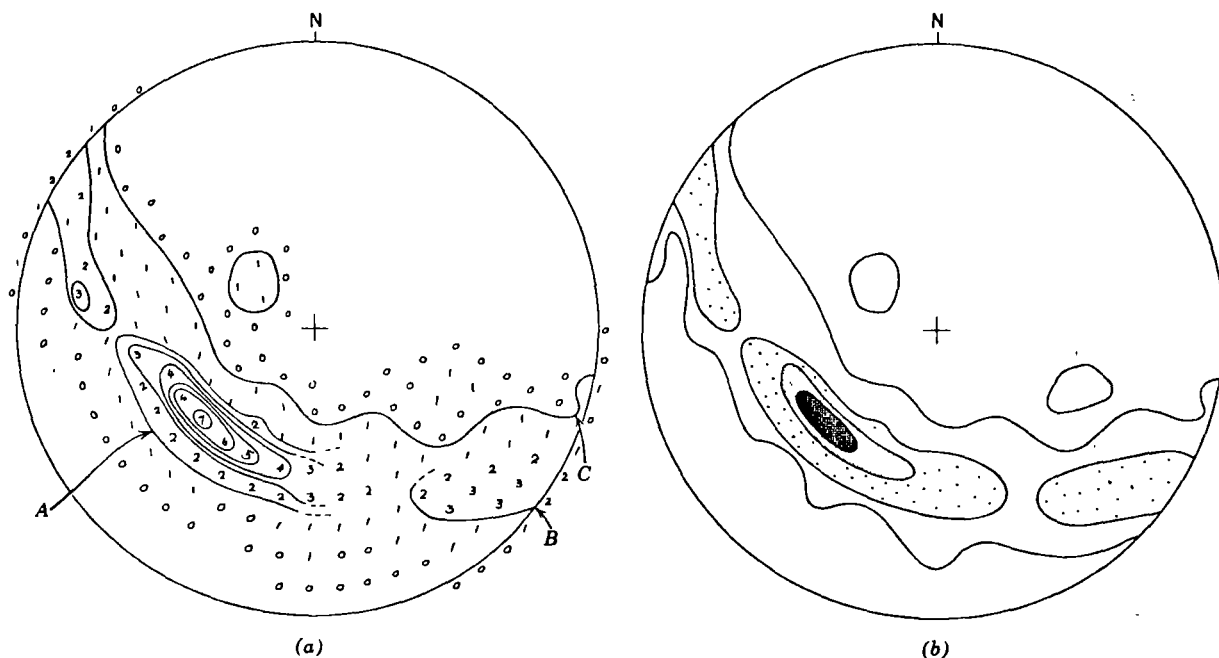


FIGURE 13.6 Contouring. (a) Counted density of 50 points and preliminary contours. (b) Completed contour diagram. Contours 2-4-8-12% per 1% area, maximum 14%.

until the largest number of points lies within this circle.

b. All the contour lines may be unnecessary to show the pattern; for example, if the spacing is very close, and some of the lines may be eliminated. The values of the contours in the final diagram are indicated in the legend in the form 2-4-8-12% per 1% area, maximum 14% (see Fig. 13.6b).

c. The area of maximum concentration is often completely blackened. Although usually unnecessary, patterns may be used for the areas of lesser concentration. Particularly effective are stipple patterns graded so that the areas of greater concentration have a denser appearance. Line patterns detract from the visual effect of the diagram and should be avoided.

INTERPRETATION OF DIAGRAMS

Pattern is the key to interpreting a point diagram and its contoured counterpart. The real equivalents of the perfectly linear and perfectly planar patterns are:

1. the *point maximum*: a symmetrical clustering of points about a single mean orientation.

2. the *girdle*: a grouping of points in a band along a great circle.

For folds, as we have seen, it is possible to choose which of these patterns are to represent the structure (see also Fig. 12.5). There are several compelling reasons for constructing S-pole rather than beta diagrams.

1. In the beta diagram, the number of intersections is equal to $n(n-1)/2$, where n is the number of individual great circle plots. For example, if $n = 25$, the total number of intersections is 300. Such a large number of points is apt to give the impression of a large sample size, and therefore a false sense of confidence in the result. It also involves much more work to produce a beta diagram. For several hundred individual great circle plots, which is not a particularly large sample, the number of intersections becomes impossibly large.

2. As a result of inevitable scatter, spurious concentrations of beta intersections may result. This is especially true in open or tight folds, that is, where angle between the opposing limbs is not large. These spurious intersections will not be randomly distributed about a mean position, and they may exceed in number the significant beta points (Ramsay, 1964).

3. Perhaps the most important advantage is that the S-pole diagram, based on a statistically valid coverage of the structure, gives information concerning the shape of the folded surfaces, the interlimb angle and the attitude of the axial plane.

An instructive approach to understanding S-pole diagrams is to follow the pattern as it

progressively develops during folding. Consider the cylindrical folding of a single layer. Before folding the poles of the horizontal layer would plot as a point maximum at the center of the net (Fig. 13.7a), that is, the poles would define a vertical line. If the diagram were constructed parallel to a vertical

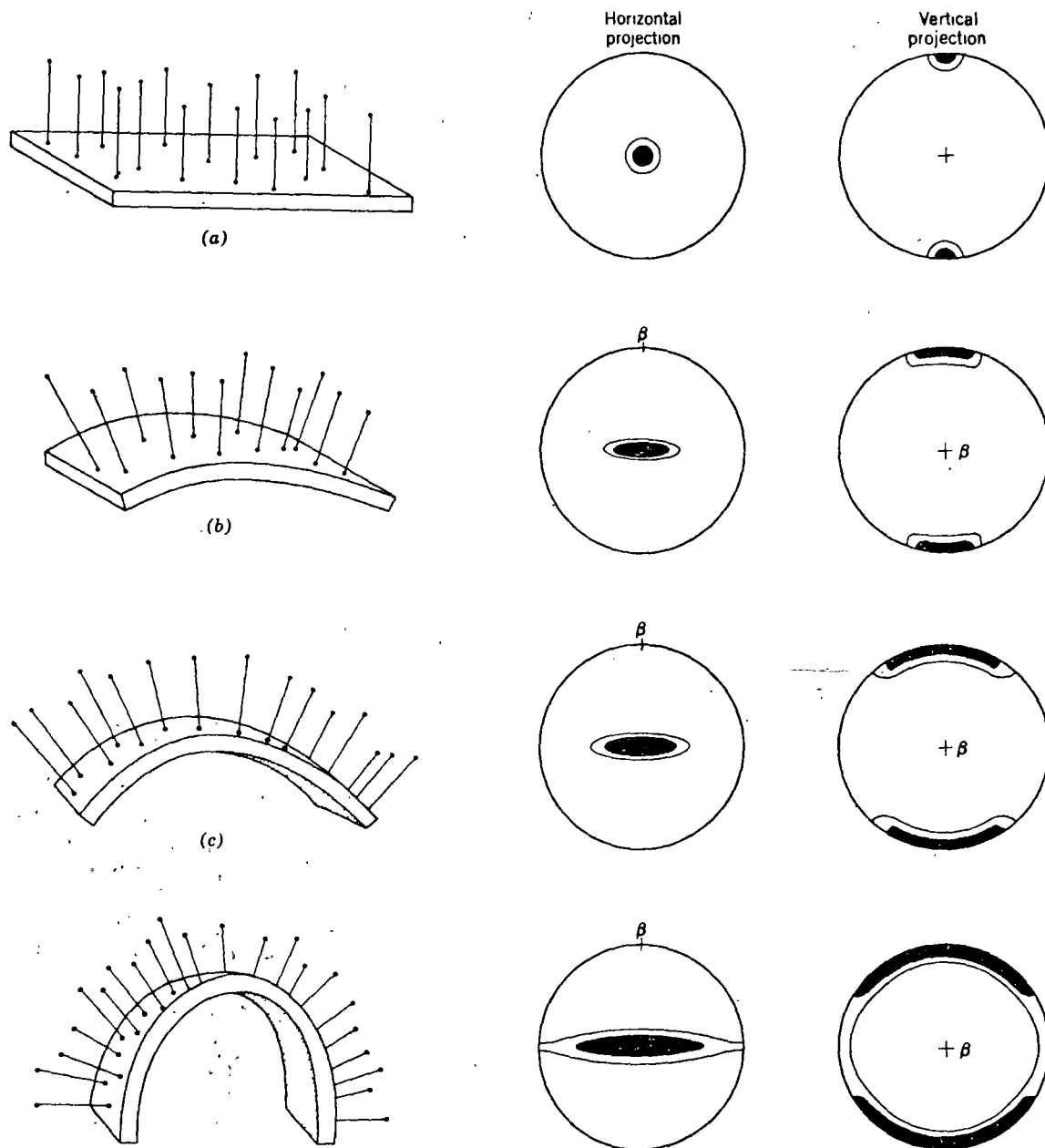


FIGURE 13.7 Development of the S-pole diagram during folding. Note that the same stereographic diagrams would result for both antiforms and synforms: (a) statistically planar horizontal layer, (b) layer bent through 45°, (c) layer bent through 90°, (d) layer bent through 180°.

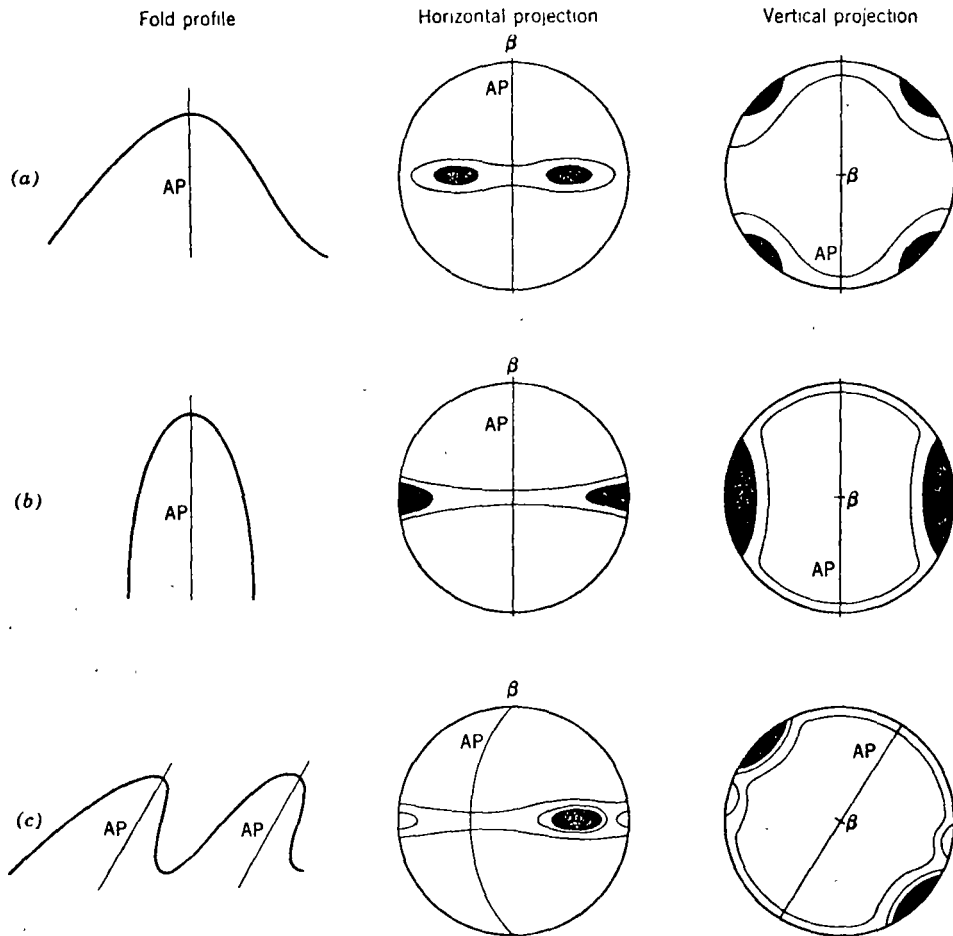


FIGURE 13.8 Patterns of folds: (a) symmetrical open fold, (b) symmetrical isoclinal fold, (c) asymmetrical fold with inclined axial plane.

plane, there would be a point maximum at each end of a diameter of the net. As the layer is folded about a horizontal axis, the originally vertical poles are spread into a fan. In terms of the pattern, whether projected horizontally or vertically, the original point maximum spreads into a *partial* girdle (Fig. 13.7b). With further folding the girdle continues to spread (Fig. 13.7c). Finally, with rotation of the limbs into parallelism, a *full* girdle develops (Fig. 13.7d).

If the fold shape is dominated by a semi-circular hinge zone (see Fig. 7.3a), the density of points within the girdle will be uniform, and the interlimb angle will be the supplement of the angle between the two extreme poles in the girdle. On the other hand, if the fold shape is dominated by planar limbs (see Fig. 7.3), the S-pole pattern will consist of a

point maximum associated with each limb, and the interlimb angle will be the supplement of the angle between these maxima. Most folds have shapes and patterns between these two extremes.

It will also be noted that symmetrical folds have symmetrical patterns, both in terms of location and concentration of the points (Fig. 13.8a,b). Conversely, the patterns of asymmetrical folds are also asymmetrical; for such folds a large number of variations in the patterns are possible. Fig. 13.8c illustrates a simple example: the overall shape of the contours are symmetrical, but the point maxima within the girdle have noticeably different values; the stronger one marks the dominant limb of the fold.

For purposes of introduction the folds illustrated above are horizontal or upright or

both. The axis and axial plane can, of course, have any attitude, and this will be reflected on the diagram. Several plunging and inclined folds are shown in Fig. 13.9.

An additional aspect of contoured diagrams, especially of the point maximum type, is the strength of the pattern, that is, the degree of the preferred orientation. The value of the maximum density of the points is an obvious measure of this strength, but the reliance on a single value, while ignoring the rest of the pattern, is a weakness. A better approach, suggested by Hopwood (1968), takes into account the entire pattern in a simple way. If the contours of equal density are imagined to be lines of equal elevation, then the patterns can be viewed as relief on the inner surface of the hemisphere. This topography can be reassembled into a single conical hill by measuring the area contained within each area bounded by a contour with a planimeter, and constructing a graph of this area against the corresponding elevation to give the slope of

the cone. Hopwood found that such a plot closely approximates a straight line. This slope angle can be used to define a coefficient of the degree of preferred orientation; which then facilitates comparisons of different contoured diagrams.

SUPERPOSED FOLDS

The S-pole diagram may also be viewed as a test for the homogeneity of the fold axes in the area being examined. As such, the diagram can be used to decide if, and in what direction a fold profile can be drawn. On the other hand, the pattern may not be interpretable; the scatter may be such that no S-pole girdle is present. Such areas are inhomogeneous with respect to axial directions. This will be the general case in rock masses that have undergone two or more episodes of folding.

The approach in areas of polyphase folding is to seek smaller, homogeneous subdivisions

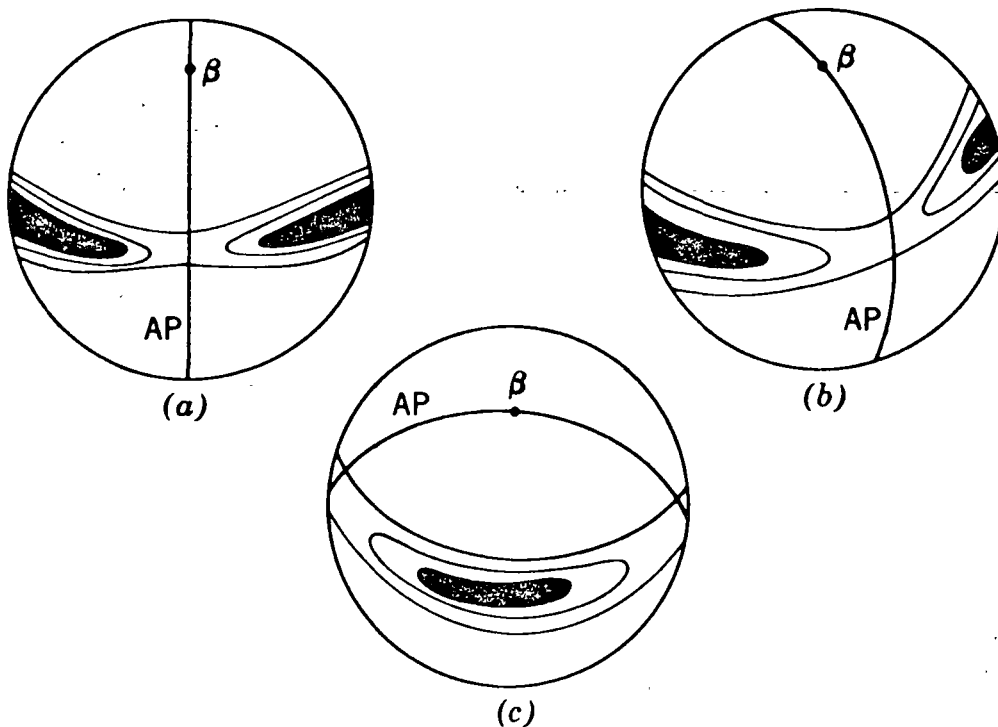


FIGURE 13.9 Folds with different attitudes.

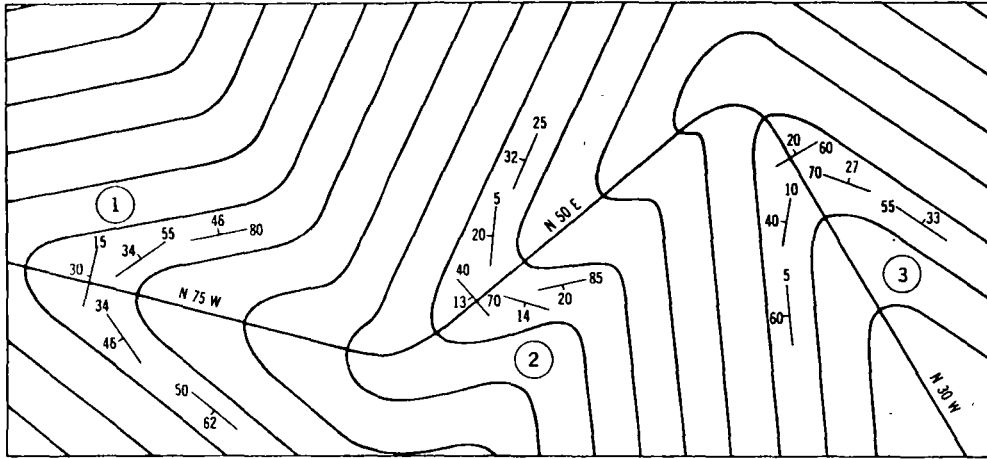


FIGURE 13.10, Idealized map of superposed folds. Subareas 1, 2, and 3 are recognizable by the apparent traces of the hinge surface which are rectilinear.

for which the data does yield interpretable diagrams. A highly artificial example will suggest the approach that is used.

PROBLEM

In an area which has undergone two episodes of folding, determine the geometric relationship between the two sets of folds.

ANALYSIS

1. Subdivide the map area into smaller subareas each of which contains structures that are statistically homogeneous, that is, subareas characterized by cylindrical folds. These subdivisions may be located by trial and error, or by the recognition of rectilinear nature of the apparent traces of the hinge surfaces (Fig. 13.10) or by other structural evidence.
2. Plots of the data from each subarea are then made to determine the orientation of the folds in each homogeneous part of the structure (Fig.

13.11). The changes from one subarea to the next can then be determined by comparing these diagrams.

3. Synoptic diagrams are useful in illustrating these variations, and in obtaining information about the second folds.

- a. Beta intersections of the axial planes from the three subareas define the axis of the second folds (Fig. 13.12a).
- b. The axes of the three subareas lie on a single great circle, which indicates a special type of dispersal of pre-existing fold axes and linear structures during the second deformation (Fig. 13.12b). This pattern of movement is characteristic of similar folding.

In general, results of this type, together with information on the style of folding, permit individual hinge lines to be traced through the superposed folds (Stauffer, 1968).

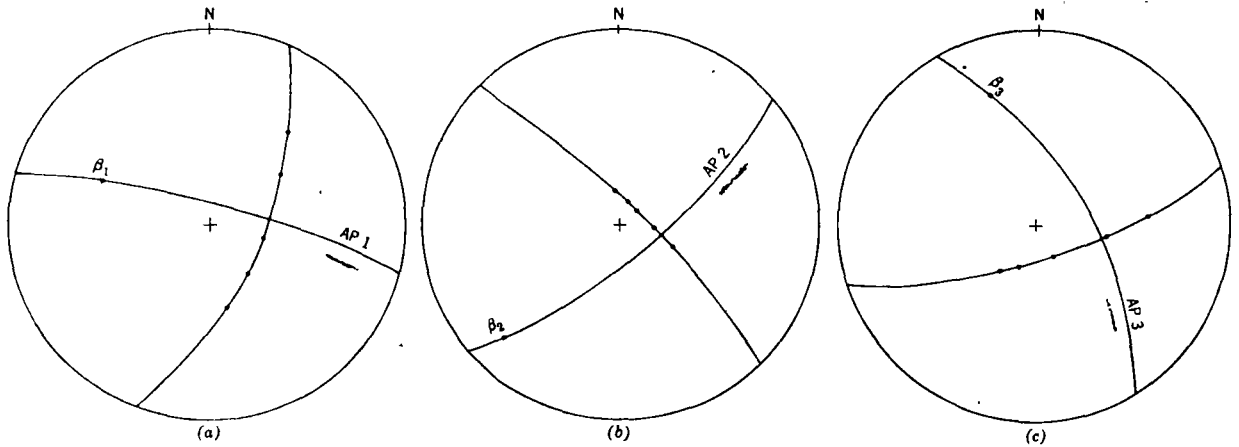


FIGURE 13.11 Stereograms of the data from subareas 1, 2, and 3.

How is axial plane dipping

15

Faults

DEFINITIONS

<u>Fault</u>	A fracture surface or zone along which appreciable displacement has taken place.
Separation	The perpendicular distance between the two traces of a displaced marker plane measured in the plane of the fault. Components of separation may be measured in a number of specified directions. Two are in particularly common usage: strike separation (measured parallel to the strike of the fault), and dip separation (measured parallel to the dip of the fault); see Fig. 15.1a. Another useful component is stratigraphic separation, which is measured perpendicular to the displaced planes, not in the plane of the fault.
Slip	The relative movement on the fault, measured from one block to the other, as the displacement of formerly adjacent points (Fig. 15.1b).
Foot wall	The lower side of a horizontal or inclined rock body or fault.
Hanging wall	The upper side of a horizontal or inclined rock body or fault.

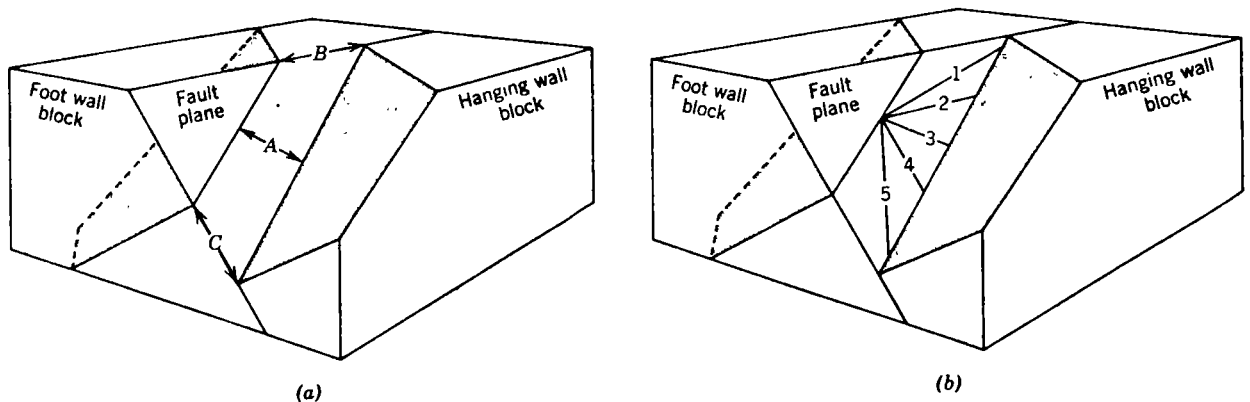


FIGURE 15.1 Fault displacing a marker plane. (a) Separation *A*, strike separation *B*, and dip separation *C*. (b) Different orientations of slip: 1 = reverse left-slip, 2 = left-slip, 3 = normal left-slip, 4 = normal-slip, 5 = normal right-slip. (After Hill, 1963.)

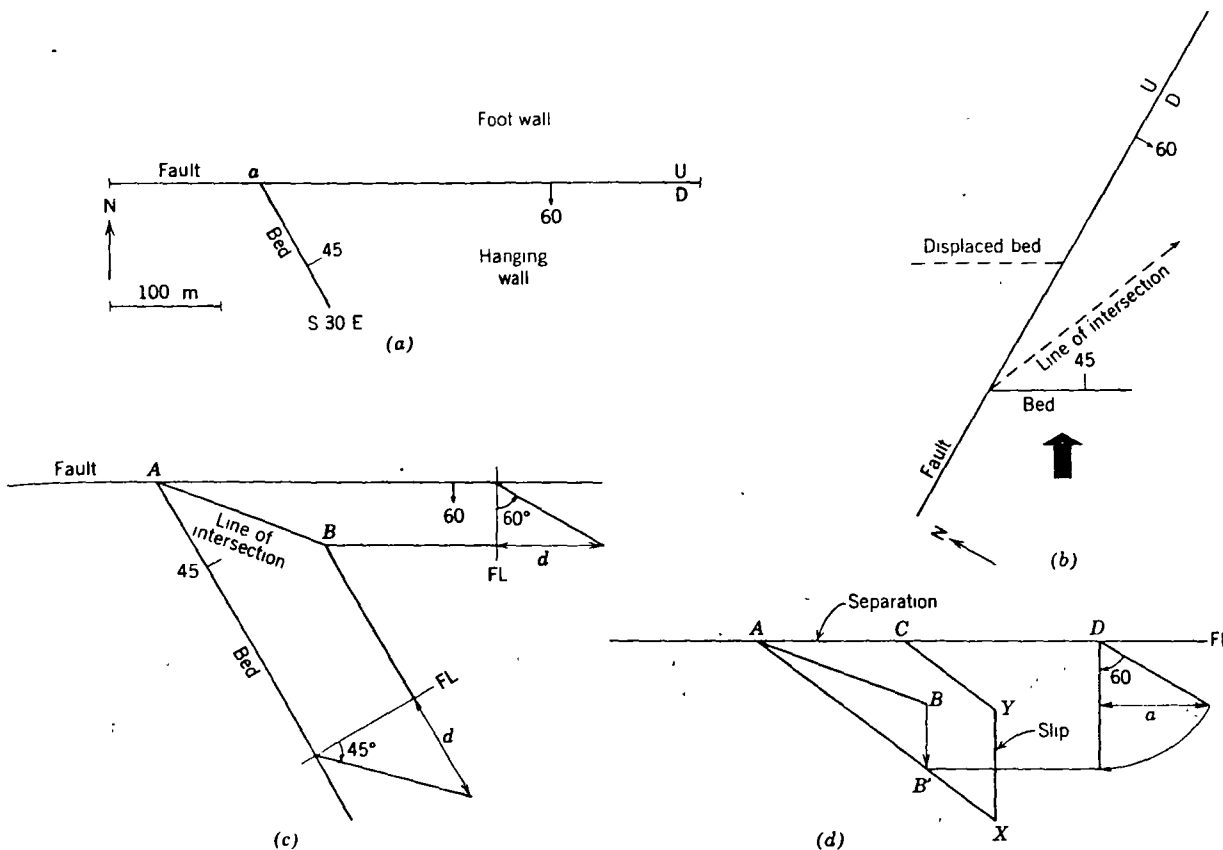


FIGURE 15.8 Prediction of the location of a displaced plane across a fault. (a) Map with the elements of the problem. (b) Down-dip view of displaced plane. (c) Orthographic construction of line of intersection. (d) Determination of strike separation.

PROBLEM

A normal-slip fault displaces a marker bed which is exposed only in the hanging wall block (Fig. 15.8a). If the net slip is 100 m, find the location of the bed on the opposite side of the fault.

APPROACH

Before starting any construction, it is advisable to thoroughly visualize the elements of the problem. This will save time, and help avoid errors. Turn the map so that a down-dip view of the bed is obtained (Fig. 15.8b is in this position). Look down the dip, and at the same time hold the hands together to represent the dipping bed. Now move the left hand upward in the direction of the known slip. It will then be clear that the displaced bed is to be found to the east of its position in the hanging wall block, that is, it must show right-separation. With the map in this same position, the line of intersection between the fault and the bed should also be visualized. In order to determine the exact location of the displaced bed, a view of the fault plane is required.

CONSTRUCTION by orthographic methods

1. To find the line of intersection (Fig. 15.8c):
 - a. Establish folding lines perpendicular to both the fault trace and the trace of the bed, and draw structure contours at depth d (this construction is identical to that used in Chapter 4).
 - b. The intersection of these contours fixes a second point on the line of intersection: therefore AB is the projection of this line in map view.
2. To draw a view of the fault (Fig. 15.8d):
 - a. Point B lies on the d structure contour drawn on the fault plane. Using the fault trace as a FL , and point D as center, an arc locates the slope distance between the fault trace and the d contour.
 - b. At the same time, point B moves to B' , and AB' is then the line of intersection on the fault plane.
3. To find the location of the displaced bed:
 - a. Arbitrarily locate point X on AB' or its extension. This point must have been originally adjacent to some point Y , which is found by

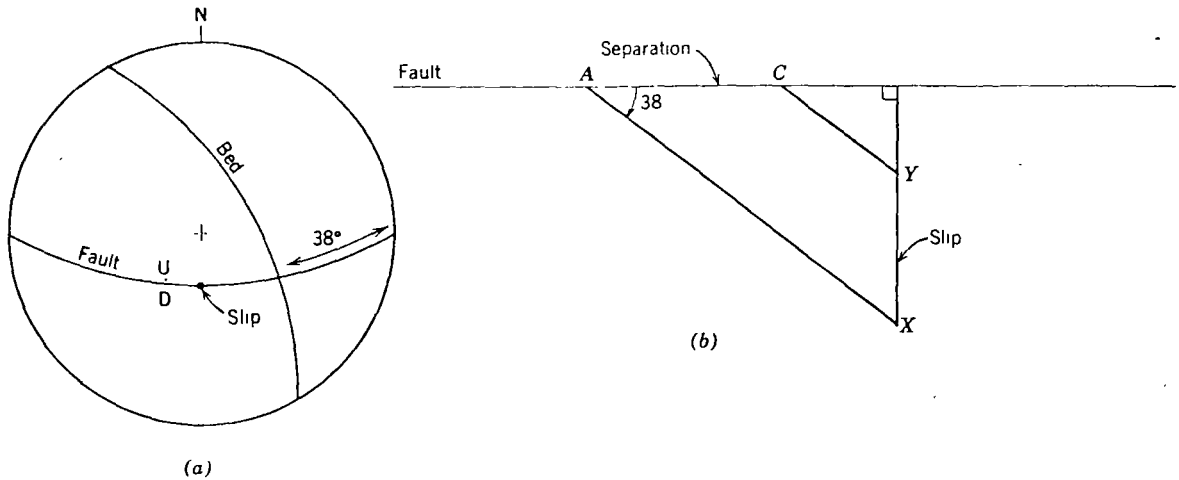


FIGURE 15.9 Location of displaced plane (a) Stereoplot of the problem. (b) Completion of problem by orthographic construction (cf. Fig. 15.8d).

measuring 100 m in the slip direction parallel to the dip direction of the fault. (Remember that the fault was originally specified as being normal-slip.)

b. Draw YC parallel to AB' . Distance AC is the required separation.

ANSWER

The measured separation is 125 m. With this, the location of the bed on the foot wall side can be found (see Fig. 15.9b).

In normal practice, the steps illustrated in Fig. 15.8c,d would be superimposed on the map (Fig. 15.8a). Even so, it is still a time consuming construction. Use of the stereonet by-passes all but the final steps.

CONSTRUCTION with the aid of the stereonet

1. Plot both the fault and bed on the stereonet, and determine the pitch of the trace of the bed in the plane of the fault (= 38 E in Fig. 15.9a).
2. With this, plot the line of intersection directly on the map. The slip is measured and the separation found exactly as in step 3 above (Fig. 15.9b; cf. Fig. 15.8d).

PROBLEM

Given the east-west fault, dipping 55S and displacing a bed and a vein shown in Fig. 15.10a, determine the amount and orientation of the slip, and classify the fault accordingly.

APPROACH

Visualize. Turn the map so that a down-dip view of the vein is obtained and with the aid of the

hands, note that both normal-slip and left-slip satisfies the stratigraphic separation of the vein. Repeat for the marker bed, with similar results. The opposed senses of strike-separation rules out the possibility of a significant strike-slip displacement. A strong component of dip-slip is indicated. Again, to calculate the slip a constructed view of the fault plane is required.

CONSTRUCTION

1. A stereogram of the various elements yields the pitch of the bed (30 E) and the vein (50 W) in the plane of the fault (Fig. 15.10b).
2. Using the pitch angles, the traces of the displaced planes on the fault can be drawn, giving the piercing point from the foot wall side X , and from the hanging wall side Y (Fig. 15.10c).
3. The line XY is the slip. The pitch of the slip line is measured from the trace of the fault.

ANSWER

The net slip is 25 m, and the pitch of the slip line on the fault is 82 E. Plotting the slip line on the stereogram allows the full orientation of the slip line to be read: 54, S 13 E. With this, the full attitude symbol can be added to the map. It is a normal-slip fault, with a very small left-slip component.

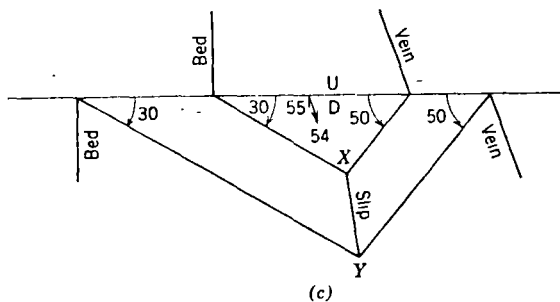
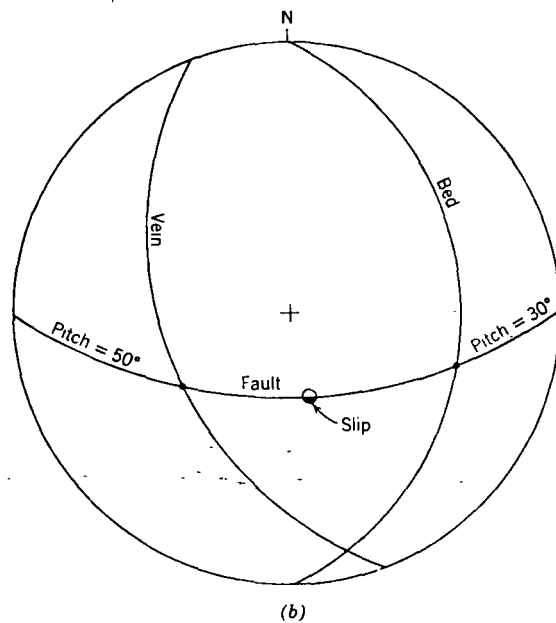
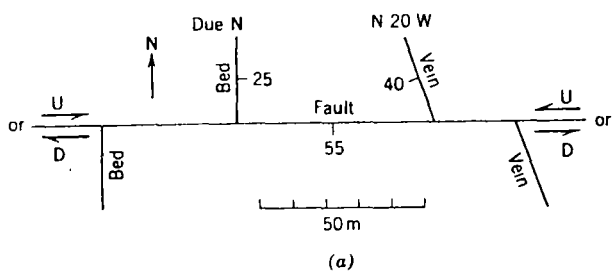


FIGURE 15.10 Slip from two displaced planes. (a) Map showing geometry of displaced planes, together with the possible senses of slip obtained from visualization (b) Stereogram showing pitch of the bed and the vein on the fault plane. The slip line is shown by the small split circle with the blackened half indicating the down side. (c) Orthographic construction of the slip line.

CLASSIFICATION OF FAULTS

Clearly, no shearing stress acts along the air-earth interface and one of the principal stresses must therefore be perpendicular to

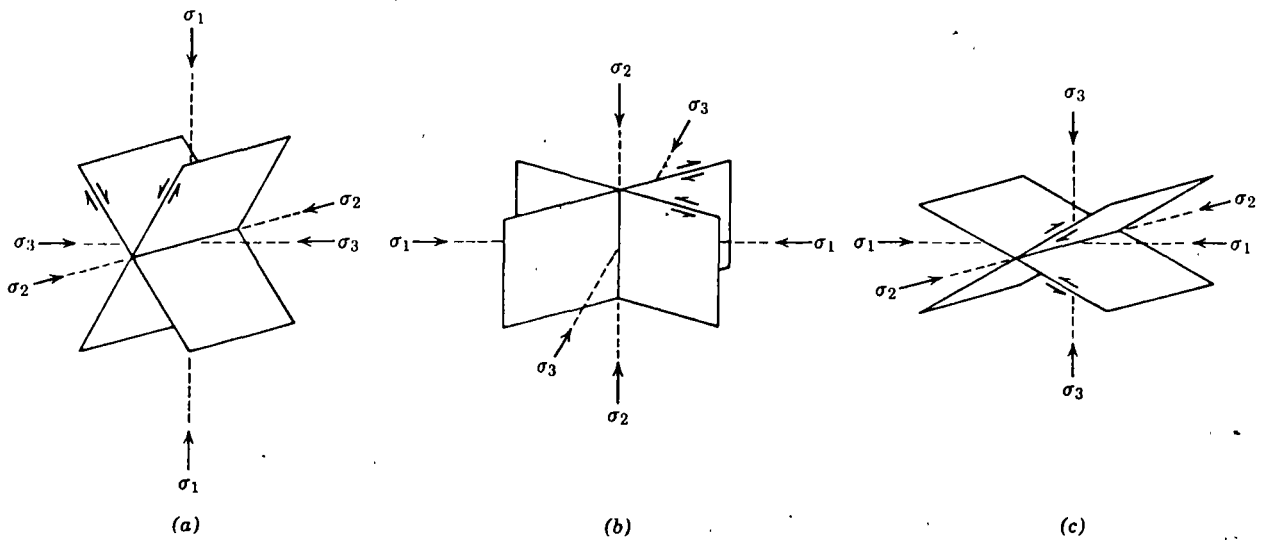


FIGURE 17.6 (Dynamic classification of faults: (a) normal faults (σ_1 vertical), (b) wrench faults (σ_2 vertical), (c) thrusts (σ_3 vertical).

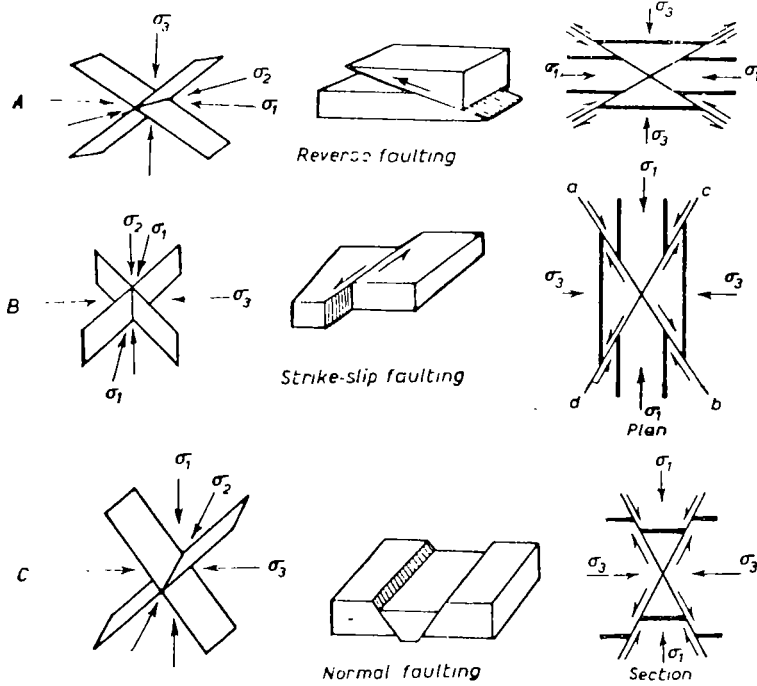


FIG. VII-19. INITIAL STRESS DISTRIBUTION CAUSING FAULTING, ACCORDING TO ANDERSON

σ_1 maximum, σ_2 mean, σ_3 minimum (compressive) stress. In B, ab = dextral (clockwise) and cd = sinistral (anticlockwise) displacement.

the earth's surface. In many areas this principal stress can be considered to be approximately vertical. In combination with the geometrical relationship between fracture planes and stress directions, this leads to a dynamic classification of faults.

1. If σ_1 is vertical, the faults dip at an angle of $\alpha = 45 + \phi/2$. These are *normal faults* (Fig. 17.6a).
2. If σ_2 is vertical, the faults planes are also vertical, and the slip direction is horizontal. These are *wrench faults* (Fig. 17.6b).
3. If σ_3 is vertical, the fault planes dip at an angle $\alpha = 45 - \phi/2$; these are *thrusts* (Fig. 17.6c). Note the genetic connotation here.

FAULTS AND STRESSES

It is now possible to solve certain problems dealing with the geometric relationship between faults and stresses. The pertinent features are:

1. The intersection of a pair of conjugate faults defines the orientation of σ_2 .
2. The acute angle between conjugate pairs is 2α , and is bisected by σ_1 .
3. The slip direction is defined by the intersection of the fault plane and the $\sigma_1 \sigma_3$ plane.

4. The sense of slip is such that the wedge of material in the acute angle moves inward along σ_1 (see Fig. 17.6).

PROBLEM

Given two faults with attitudes N 24 W, 50 W, and N 48 W, 76 NE, and assuming they are conjugate, find the orientation of the principal stresses, the direction and sense of slip and the angle of internal friction.

METHOD (Fig. 17.7)

1. Plot the faults as great circle on the stereonet. The point of intersection defines σ_2 .
2. Draw in the great circle for which σ_2 is the pole. This is the $\sigma_1 \sigma_3$ plane, and its intersection with the faults fixes the slip directions.
3. Bisect the acute segment of the $\sigma_1 \sigma_3$ great circle between the faults to locate σ_1 ; σ_3 is 90° along this same great circle. The directions of τ_{max} are 45° from σ_1 (and σ_3).
4. The angle between σ_1 and one of the slip directions is the angle α ; the angle of internal friction $\phi = 90 - 2\alpha$.

ANSWER

The orientations of the principal stresses are: σ_1 (68, N 57 E), σ_2 (20, N 43 W), and σ_3 (13, N 53 E). The angle of internal friction is 30° . Since σ_1 is close to vertical, the displacement on the

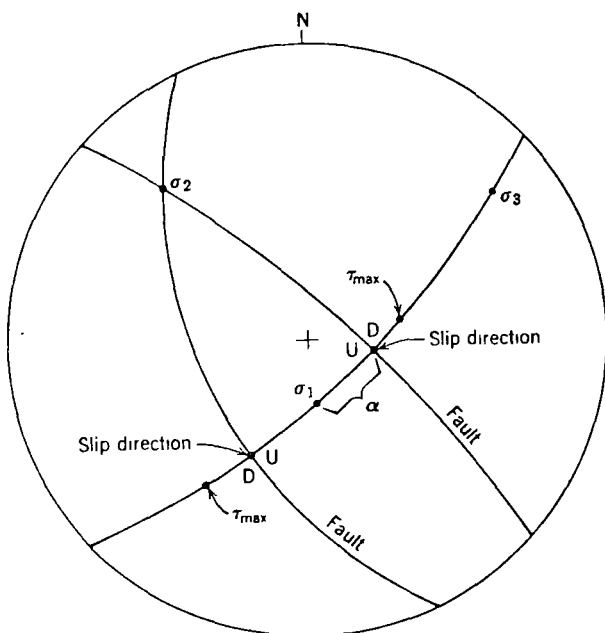


FIGURE 17.7 Stress directions determined from conjugate faults.

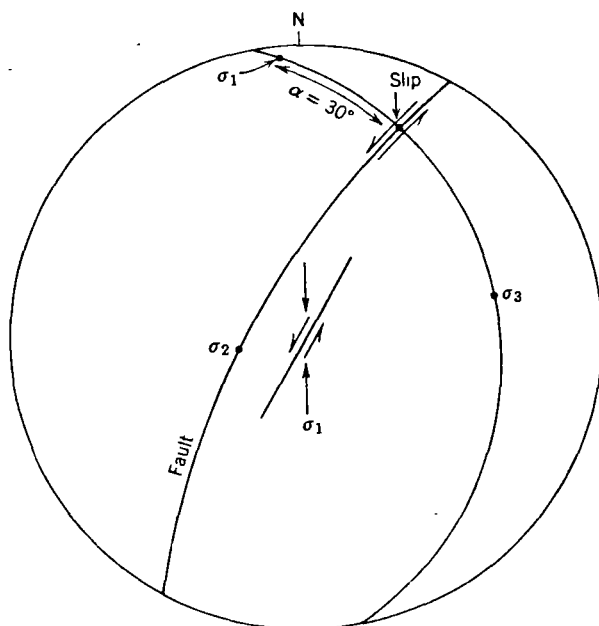


FIGURE 17.8 Stress directions estimated from a single fault with known slip directions.

faults must be dominantly normal slip. This sense can also be obtained by visualizing each fault (with the flattened hand) and σ_1 direction (with the index finger).

If less information is available then, of course, fewer conclusions concerning the full relation between the fault and the stress directions can be obtained. However, an approximate answer may still be possible.

PROBLEM

Given a dominantly left slip fault with an attitude of N 30 E, 70 W, and a slip direction which pitches 15 N, locate the principal stress directions as accurately as possible.

APPROACH

The σ_2 direction and the $\sigma_1\sigma_3$ plane can be obtained by previous methods. An estimate of the value of ϕ then fixes σ_1 . Without additional information use of the average value of $\phi = 30^\circ$ is probably the best one can do.

METHOD (Fig. 17.8)

1. Plot the great circle representing the fault, and the slip direction as a point on this trace. The σ_2 direction is found by counting off 90° from the slip line. Since σ_2 is the pole of the $\sigma_1\sigma_3$ plane, its great circle is easily added.

2. With the estimated value of ϕ , calculate $\alpha = 45 - \phi/2 = 30^\circ$ (note: when $\phi = 30$, $\alpha = 30$, a special case). Locate the σ_1 direction 30° from slip direction along the $\sigma_1\sigma_3$ great circle. It is critical that σ_1 be plotted on the correct side of the slip line, and this depends on sense of slip. In order to do this, it is necessary to visualize the orientation of σ_1 compatible with the known slip-sense, and again, the use of the hands is a great aid. It may also help to rotate the fault plane, either literally or visually into some other position. Here, for example, it is easy to imagine the fault rotated into a vertical orientation with the slip direction horizontal. In this position, the σ_1 direction would have to be north-south (see inset, Fig. 17.8), and it is then clear that its representation must be plotted on the north side of the fault trace.

ANSWER

The orientation of the principal stresses are σ_1 (2, N 4 W), σ_2 (65, S 73 W), and σ_3 (22, N 88 E). Other estimates will, of course, give other orientations of σ_1 and σ_3 , though the probability of great error is small.

Fractures, often filled with quartz or calcite, are associated with some faults. These are extension fractures (cf. Fig. 17.2a), and their presence give supplemental information about the stress and the displacement.

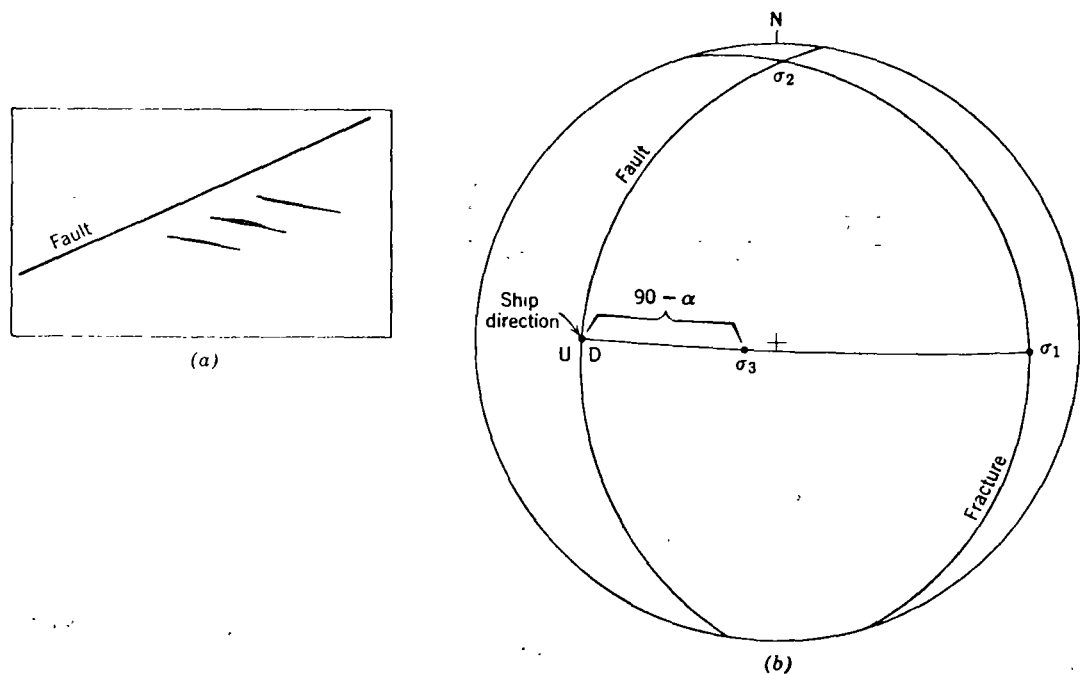


FIGURE 17.9 Stress directions from a fault and associated extension fractures.

PROBLEM

A fault has an attitude of N 10 E, 25 W. Sub-horizontal quartz veins (N 20 W, 10 E) are present adjacent to the fault plane (Fig. 17.9a). Determine the orientation of the principal stresses, the angle of internal friction, and the direction and sense of slip.

METHOD (Fig 17.9b)

1. Plot the plane of the fracture as a great circle; this is the $\sigma_1 \sigma_2$ plane.
2. Also plot the fault plane as a great circle. Its intersection with the $\sigma_1 \sigma_2$ plane locates σ_2 .
3. Using σ_2 as the pole, the $\sigma_1 \sigma_3$ plane can be drawn. This great circle intersects the fault at the slip direction, and the fracture trace at σ_1 .
4. The σ_3 direction is 90° from σ_1 . The angle between σ_1 and the slip direction is a , or, as here, measuring from σ_3 , the angle is $90 - a$. The angle of internal friction $\phi = 90 - 2a$.

ANSWER

The orientations of the principal stresses are σ_1 (10, S 87 E), σ_2 (4, N 2 E), and σ_3 (79, S 73 W). The angle of internal friction is 20° . The sense of slip is reverse, and the fault is a thrust.

FAULTS IN ANISOTROPIC ROCKS

If a rock mass is anisotropic the geometrical relationship between the principal stress directions and the faulting is more complicated. Two types of structures may influence faulting in this way: pervasive planar fabrics, such as cleavage and planes of discontinuity with low or zero cohesive strength, such as joints.

Donath (1961, 1964) experimentally investigated the role of cleavage in faulting. By loading to failure a series of cylinders of slate cut at different angles, a varied relationship between the attitude of the shear fracture plane and the cleavage was found (see Fig. 17.10). If an isotropic rock had been used in these experiments a conjugate pair of fractures inclined to σ_1 at an angle of approximately 30° would have been expected. In the slate such fractures were obtained in only two situations: in one experiment at higher confining pressure with the cleavage parallel to

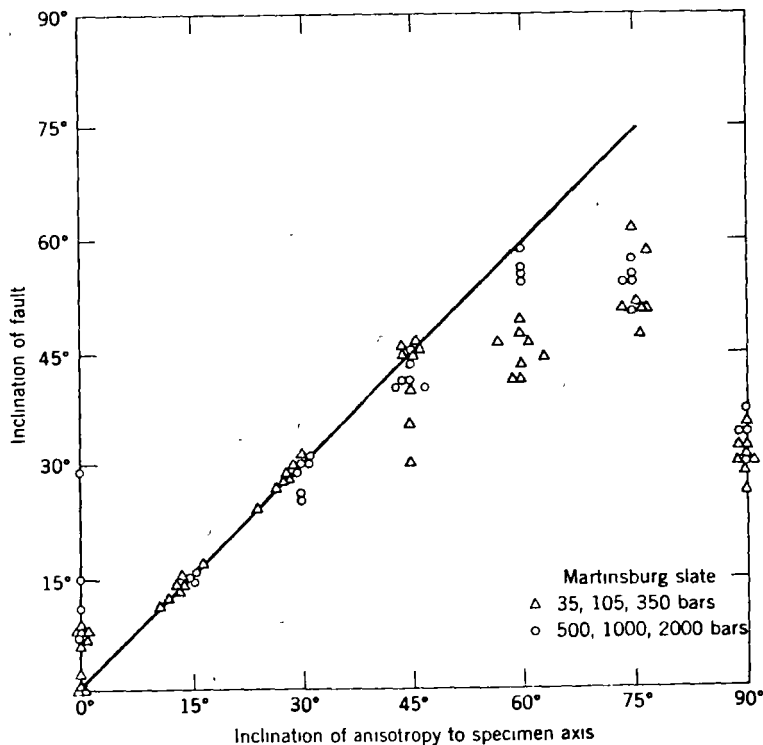


FIGURE 17.10 Relationship between fracture orientation and planar anisotropism. (After Donath, 1963.)

the long axis of the cylinder and σ_1 , and in all experiments with the cleavage perpendicular to σ_1 . In these two configurations the slate is effectively isotropic. In all others only one fracture developed, and its attitude was controlled, either directly or indirectly, by the cleavage. This is most clearly demonstrated by the essentially 1:1 relationship between cleavage and fracture attitude on the left side of the graph. Although for larger angles of inclination, the fractures no longer parallel the cleavage, angles greater than 45° indicates a definite influence by the planar weakness. Jaeger (1969, p. 170) presented a generalized version of the Coulomb criterion to include the effect of such anisotropism which is in reasonable agreement with these experiments.

From the point of view of interpreting field examples, however, the uncertainties introduced by effect of the anisotropism makes the determination of the principal stress directions impossible. This can be illustrated more clearly by considering the second type of structure—a single plane of weakness. In three dimensions the direction of the resolved shearing stress on a plane inclined to the principal stress directions depends on the mag-

nitude of the principal stresses, and is not, in general, simply related to the principal directions. It follows, then, that if this shear stress exceeds the resistance on the plane, the direction of slip will also not be related to the principal stress directions. Therefore, the orientation of the stress field responsible for renewed movement on a single fault is also unsolvable from geometric considerations alone.

There is one situation where stress orientation can be estimated from a knowledge of renewed movement on preexisting planes. If a rock mass is cut by abundant, variously oriented fractures, renewed slip will occur on those planes with approximately the orientation of the conjugate pair that would have formed in intact rock. Given such fractures, the analytical procedure consists simply of plotting the poles of the planes showing evidence of such movement on a stereogram. Barring a preferred orientation of the preexisting plane, the points will form two clusters which will bear a symmetrical relationship to the principal stress directions (Fig. 17.11). Compton (1966, p. 1370) has applied a similar technique with interesting results.

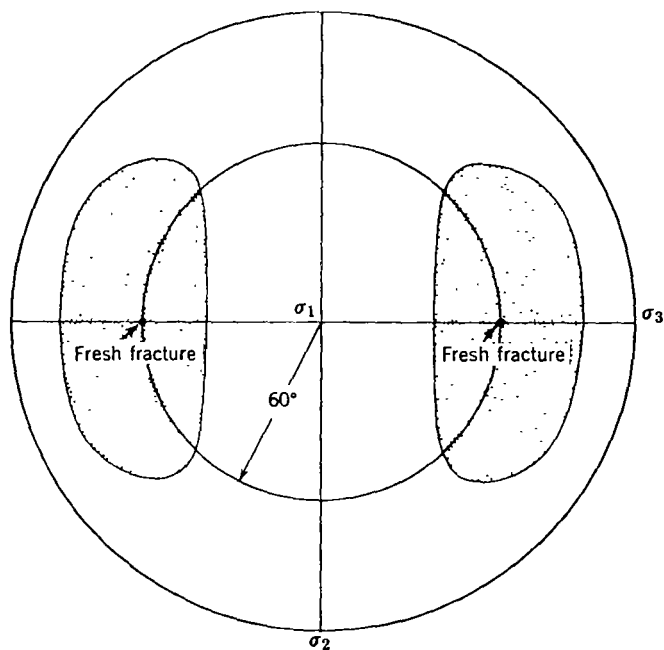


FIGURE 17.11 Assuming an average angle of friction, preexisting fracture planes with poles falling in the shaded zones will show renewed movement. (After Jaeger, 1969, p. 161.)

Chapter 3: Graphical presentation of geological data

Evert Hoek and Rohn Bray, *Rock Slope Engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, 1974.

Introduction

The dominant role of geological discontinuities in rock slope behaviour has already been emphasised and few engineers or geologists would question the need to base stability calculations upon an adequate set of geological data. But what is an adequate set of data? What type of data and how much detailed information should be collected for a stability analysis?

This question is rather like the question of which came first - the chicken or the egg? There is little point in collecting data for slopes which are not critical but critical slopes can only be defined if sufficient information is available for their stability to be evaluated. The data gathering must, therefore, be carried out in two stages as suggested in Figure 6.

The first stage involves an examination of existing regional geology maps, air photographs, easily accessible outcrops and the core recovered during exploration drilling. A preliminary analysis of this data will indicate slopes which are likely to prove critical and which require more detailed analysis.

The second stage involves a much more detailed examination of the geological features of these critical regions and may require the drilling of special holes outside the ore body, excavation of trial pits or adits and the detailed mapping and testing of discontinuities.

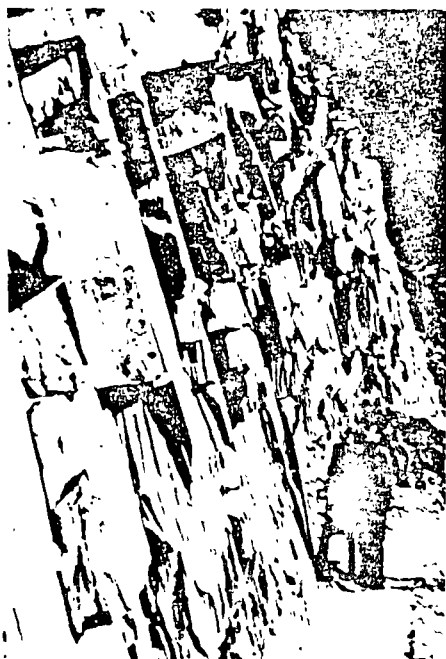
An important aspect of the geological investigations, in either the first or second stages, is the presentation of the data in a form which can be understood and interpreted by others who may be involved in the stability analysis or who may be brought in to check the results of such an analysis. This means that everyone concerned must be aware of precisely what is meant by the geological terms used and must understand the system of data presentation.

The following definitions and graphical techniques are offered for the guidance of the reader who may not already be familiar with them. There is no implication that these are the best definitions or techniques available and the reader who has become familiar with different methods should certainly continue to use those. What is important is that the techniques which are used in any study should be clearly defined in documents relating to that study so that errors arising out of confusion are avoided.

Definition of geological terms

Rock Material or intact rock, in the context of this discussion, refers to the consolidated and cemented assemblage of mineral particles which form the intact blocks between discontinuities in the rock mass. In most hard igneous and metamorphic rocks, the strength of the intact rock is one or two orders of magnitude greater than that of the rock mass and failure of this intact material is not generally involved in the processes of slope failure. In softer sedimentary rocks, the intact material may be relatively weak and failure of this material may play an important part in slope failure.

Rock mass is the *in-situ* rock which has been rendered discontinuous by systems of structural features such as joints, faults and bedding planes. Slope failure in a rock mass is generally associated with movement on these discontinuity surfaces.



An ordered structural pattern in slate.

Waste rock or broken rock refers to a rock mass which has been disturbed by some mechanical agency such as blasting, ripping or crushing so that the interlocking nature of the *in-situ* rock has been destroyed. The behaviour of this waste or broken rock is similar to that of a clean sand or gravel, the major differences being due to the angularity of the rock fragments.

Discontinuities or weakness planes are those structural features which separate intact rock blocks within a rock mass. Many engineers describe these features collectively as *joints* but this is an over-simplification since the mechanical properties of these features will vary according to the process of their formation. Hence, faults, dykes, bedding planes, cleavage, tension joints and shear joints will all exhibit distinct characteristics and will respond in different ways to applied loads. A large body of literature dealing with this subject is available and the interested reader is referred to this for further information^{34, 35, 36}. For the purposes of this discussion, the term *discontinuity* will generally be used to define the structural weakness plane upon which movement can take place. The type of discontinuity will be referred to when the description provides information which assists the slope designer in deciding upon the mechanical properties which will be associated with a particular discontinuity.

Major discontinuities are continuous planar structural features such as faults which may be so weak, as compared with any other discontinuity in the rock mass, that they dominate the behaviour of a particular slope. Many of the large failures which have occurred in open pit mines have been associated with faults and particular attention should be paid to tracing these features.

Discontinuity sets refers to systems of discontinuities which have approximately the same inclination and orientation. As a result of the processes involved in their formation³⁴, most discontinuities occur in families which have preferred directions. In some cases, these sets are clearly defined and easy to distinguish while, in other cases, the structural pattern appears disordered.

Continuity. While major structural features such as faults may run for many tens of feet or even miles, smaller discontinuities such as joints may be very limited in their extent. Failure in a system where discontinuities terminate within the rock mass under consideration will involve failure of the intact rock bridges between these discontinuities. Continuity also has a major influence upon the permeability of a rock mass since this depends upon the extent to which discontinuities are hydraulically connected.



An apparently disordered structural pattern in hard rock.

Continuity or persistence is the most difficult geological parameter to define and, as far as the author is aware, no satisfactory system for reliable evaluation of continuity is available. Jennings and his co-workers in South Africa^{37, 38, 39} have attempted to measure continuity and to

use these measurements to estimate the cohesive strength of potential failure planes. This author does not believe that continuity can be quantified in this way and prefers to err on the side of safety - if in doubt, assume that all discontinuities are continuous. Cohesive strength is estimated by other methods which will be described later.

Gouge or infilling is the material between two faces of a structural discontinuity such as a fault. This material may be the debris resulting from the sliding of one surface upon another or it may be material which has been precipitated from solution or caused by weathering. Whatever the origin of the infilling material in a discontinuity, its presence will have an important influence upon the shear strength of that discontinuity. If the thickness of the gouge is such that the faces of the discontinuity do not come into contact, the shear strength will be equal to the shear strength of the gouge. If the gouge layer is thin so that contact between asperities on the rock surfaces can occur, it will modify the shear strength of the discontinuity but will not control it⁴⁰.

Roughness. Patton^{41,42} emphasised the importance of surface roughness on the shear strength of structural discontinuities in rock. This roughness occurs on both a small scale, involving grain boundaries and failure surfaces, and on a large scale, involving folds and flexures in the discontinuity. The mechanics of movement on rough surfaces will be discussed in the chapter dealing with shear strength.

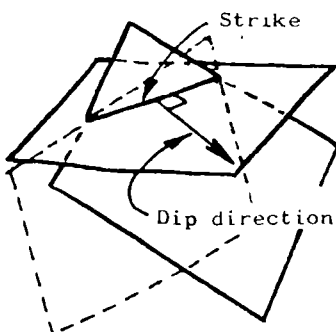
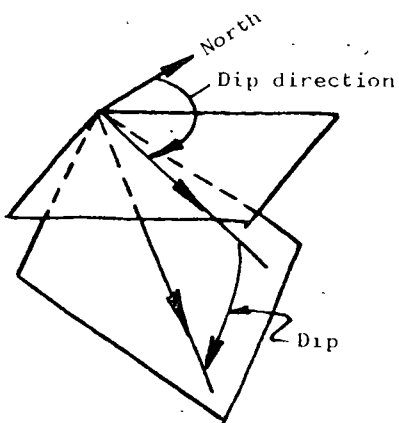
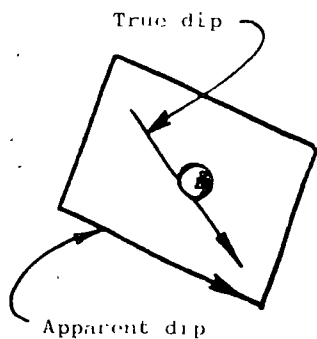
Definition of geometrical terms

Dip is the *maximum* inclination of a structural discontinuity plane to the horizontal. It is sometimes very difficult, when examining an exposed portion of an obliquely inclined plane, to visualise the *true dip* as opposed to the *apparent dip* which is the inclination of an arbitrary line on the plane. The apparent dip is always smaller than the true dip.

One of the simplest models which can be used in thinking about the definition of the dip of a plane is to consider a ball rolling down an obliquely inclined plane. The path of the ball will always lie along the line of maximum inclination which corresponds to the true dip of the plane.

Dip direction or dip azimuth is the direction measured clockwise from North, of the horizontal trace of the line of dip. In terms of the ball rolling down the oblique plane, it is the angle, measured clockwise in degrees on the compass dial, which the direction of rolling would take from true North.

Strike is the trace of the intersection of an obliquely inclined plane with a horizontal reference plane and it is at right angles to the dip and dip direction of the oblique plane. The practical importance of the strike of a plane is that it is the visible trace of a discontinuity which is seen on the horizontal surface of a rock mass. The disadvantage of using this term in slope analysis is that there are in fact *two* planes with the same dips and strikes as shown on the sketch opposite and, unless a strict convention is adopted in terms of the direction in which the strike is measured, confusion can easily arise.



For this reason, the term *strike* when it is used in this book, will always be defined as:

$$\text{Strike} = (\text{dip direction} - 90^\circ)$$

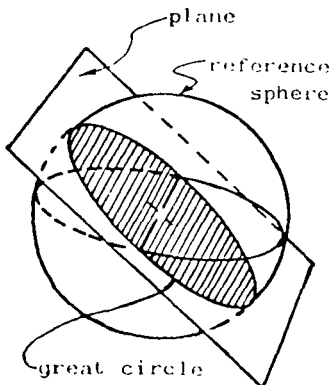
Preferred terms. In order to avoid the confusion which can arise from using strike, particularly when a number of engineers and geologists are involved in analysing the same set of data, many slope designers have turned to using dip and dip direction as the preferred terms for the presentation of all structural data. The same system has been adopted by the author and all the examples presented in this book are in terms of dip and dip direction.

Graphical techniques for data presentation

One of the most important aspects of rock slope analysis is the systematic collection and presentation of geological data in such a way that it can easily be evaluated and incorporated into stability analyses. Experience has shown that spherical projections provide a convenient means for the presentation of geological data. The engineer or geologist, who is not familiar with this technique, is strongly advised to study the following pages carefully. A few hours invested in such a study can save many hours of frustration and confusion later when the reader becomes involved in studying designs and reading reports in which these methods have been used.

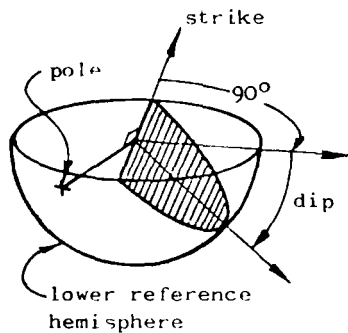
Many engineers shy away from spherical projection methods because they are unfamiliar and because they appear complex, bearing no recognisable relationship to more conventional engineering drawing methods. For many years the author regarded these graphical methods in the same light but, faced with the need to analyse three-dimensional rock slope problems, an effort was made, with the aid of a patient geologist colleague, and the mystery associated with these techniques was rapidly dispelled. This effort has since been repaid many times by the power and flexibility which these graphical methods provide for the rock engineer.

Several types of spherical projection can be used and a comprehensive discussions on these methods have been given by Phillips⁴³, Turner and Weiss³⁶, Badgley⁴⁴ and Friedman⁴⁵. The projection which is used exclusively in this book is the *equal area projection*, sometimes called the Lambert projection or the Schmidt net.



Equal-area projection

The Lambert equal area projection will be familiar to most readers as the system used by geographers to represent the spherical shape of the earth on a flat surface. In adapting this projection to structural geology, the traces of planes on the surface of a reference sphere are used to define the dips and dip directions of the planes. Imagine a reference sphere which is free to move in space but which is *not* free to rotate in any direction; hence any radial line joining a point on the surface to the centre of the sphere will have a fixed direction in space. If this sphere is now moved so that its centre lies on the plane under consideration, the great circle which is traced



out by the intersection of the plane and the sphere will uniquely define the inclination and orientation of the plane in space. Since the same information is given on both upper and lower parts of the sphere, only one of these need be used and, in engineering applications, the *lower reference hemisphere* is used for the presentation of data.

In addition to the great circle, the inclination and orientation of the plane can also be defined by the *pole* of the plane. The pole is the point at which the surface of the sphere is pierced by the radial line which is normal to the plane.

In order to communicate the information given by the great circle and the position of the pole on the surface of the lower reference hemisphere, a two dimensional representation is obtained by projecting this information onto the horizontal or equatorial reference plane. The method of projection is illustrated in Figure 12a and 12b illustrates the polar and equatorial projections of a sphere.

Polar and equatorial equal-area nets are presented in Figure 13 for use by the reader. Good undistorted copies or photographs of these nets will be useful in following the examples given in this chapter and later in the book.

The most practical method of using the stereonet for plotting structural information is to mount it on a base-board of $\frac{1}{4}$ inch thick plywood as shown in Figure 14. A sheet of clear plastic film of the type used for drawing on for overhead projection, mounted over the net and fixed with *sellotape* around its edges, will keep the stereonet in place and will also protect the net markings from damage in use. The structural data is plotted on a piece of tracing paper or film which is fixed in position over the stereonet by means of a carefully centred pin as shown. The tracing paper must be free to rotate about this pin and it is essential that it is located accurately at the centre of the net otherwise significant errors will be introduced into the subsequent analysis.

Before starting any analysis, the North point must be marked on the tracing so that a reference position is available.

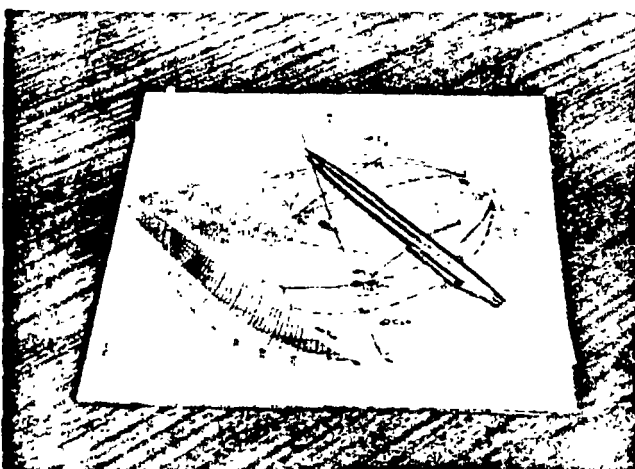


Figure 14:

Geological data is plotted and analysed on a piece of tracing paper which is located over the centre of the stereonet by means of a centre pin as shown. The net is mounted on a base-board of plywood or similar material.

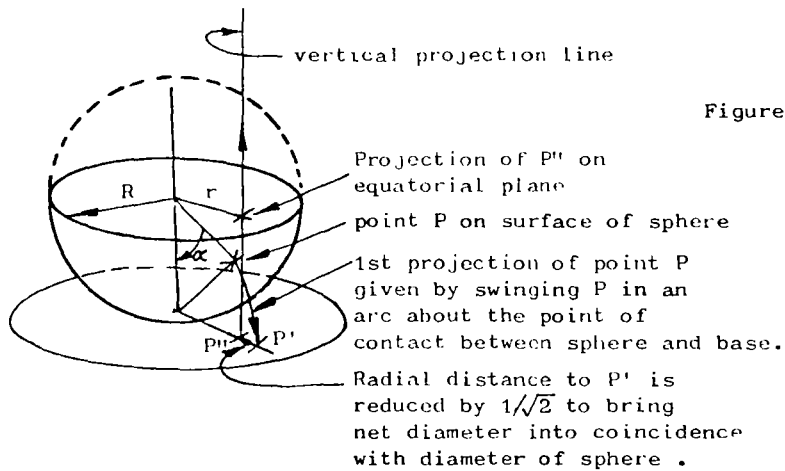


Figure 12a : Method of construction of an equal-area projection.

The radial distance r of the projected point P'' on the stereonet is given by :

$$r = \sqrt{2} \cdot R \sin \frac{\alpha}{2}$$

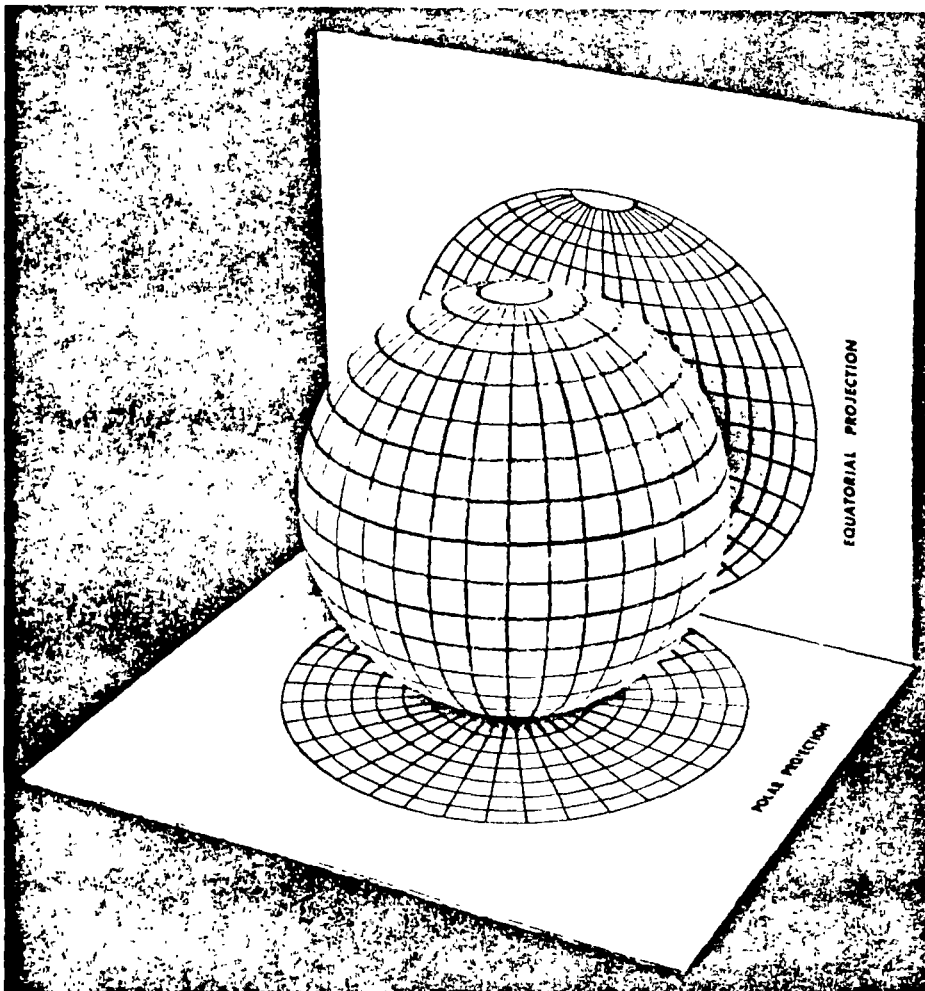


Figure 12b: Polar and equatorial projections of a sphere.

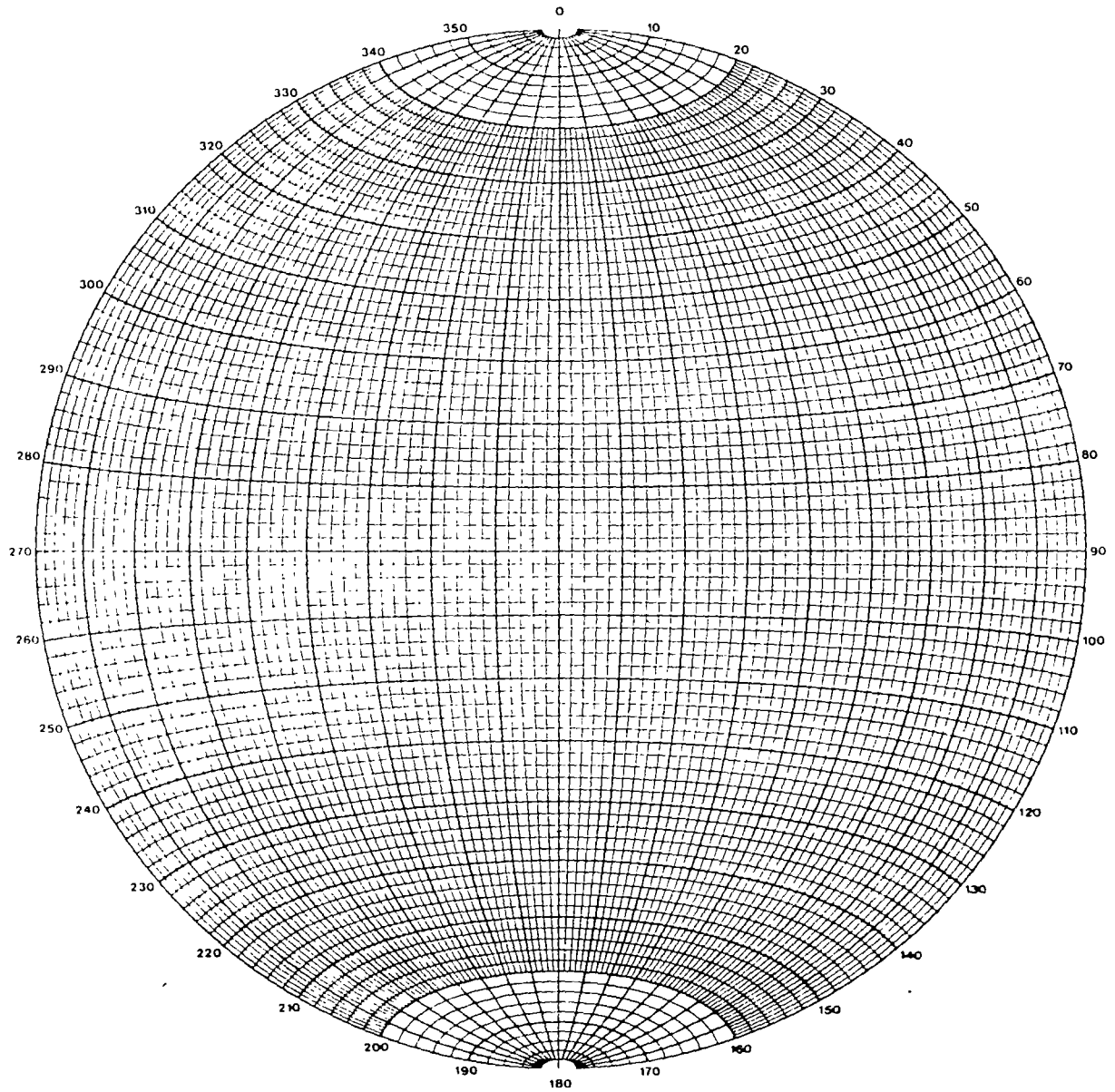


Figure 13a : Equatorial equal-area stereonet marked in 2° intervals. This net is most useful for the construction of great circles during the analysis of structural data.

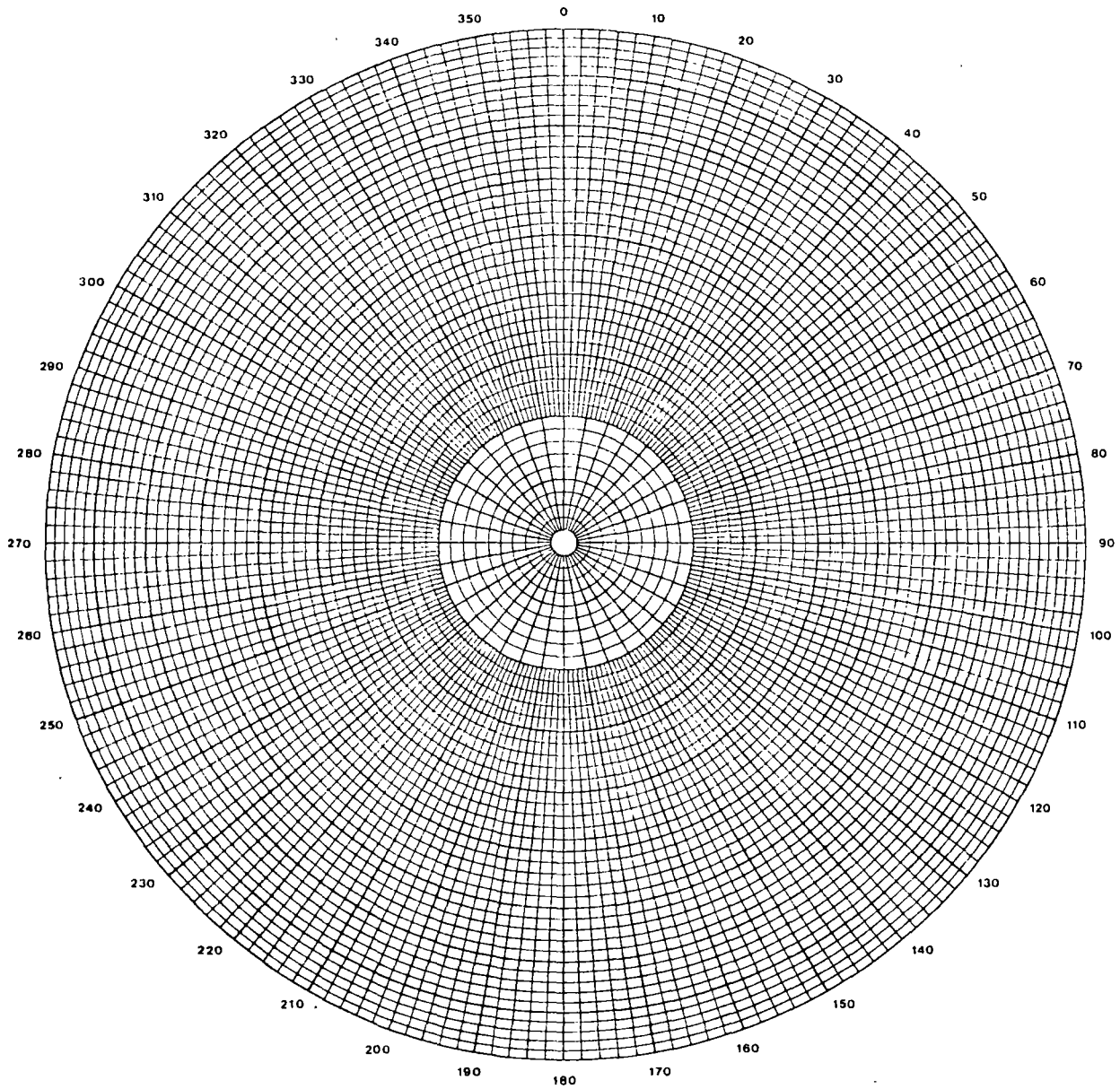
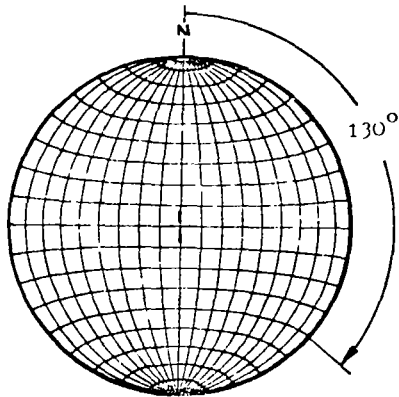


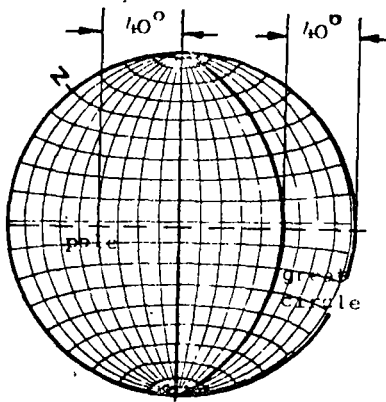
Figure 13b : Polar equal-area stereonet marked in 2° intervals.
This net is used for plotting poles of planes during
the analysis of structural data.



Construction of a great circle and a pole representing a plane.

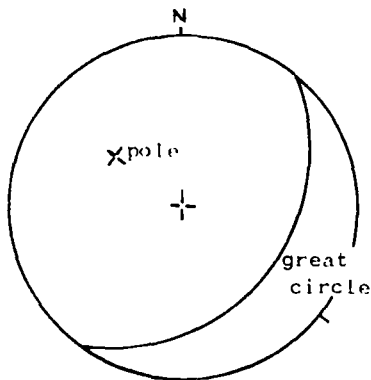
Consider a plane dipping at 40° in a dip direction of 130° . The great circle and the pole representing this plane are constructed as follows:

Step 1: With the tracing paper located over the stereonet by means of the centre pin, trace the circumference of the net and mark the north point. Measure off the dip direction of 130° clockwise from north and mark this position on the circumference of the net.

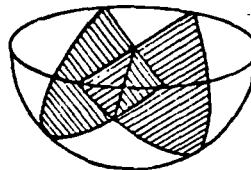


Step 2: Rotate the tracing about the centre pin until the dip direction mark lies on the W-E axis of the net, i.e. the tracing is rotated through 40° . Measure off 40° from the outer circle of the net and trace the great circle which corresponds to a plane dipping at this angle.

The position of the pole, which has a dip of $(90^\circ - 40^\circ)$, is found by measuring off 40° from the centre of the net as shown or, alternatively, 50° from the outside of the net. The pole lies on the projection of the dip direction line which, at this stage in the construction, is coincident with the W-E axis of the net.

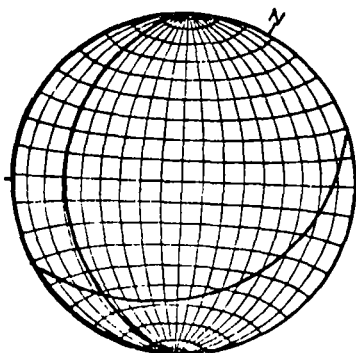


Step 3: The tracing is now rotated back to its original position so that the north mark on the tracing coincides with the north mark on the net. The final appearance of the great circle and the pole representing a plane dipping at 40° in a dip direction of 130° is as illustrated.

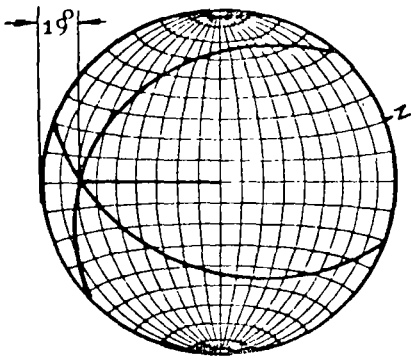


Determination of the line of intersection of two planes

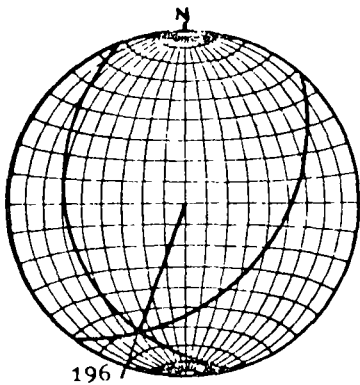
Two planes, having dips of 40° and 30° and dip directions of 130° and 250° respectively, intersect. It is required to find the dip and dip direction of the line of intersection.



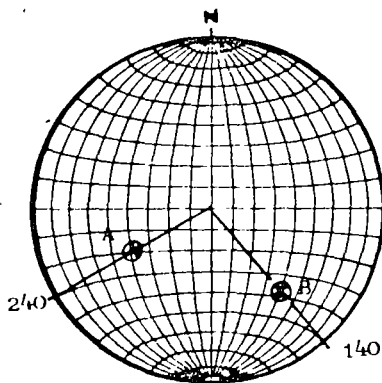
Step 1: One of these planes has already been described above and the great circle defining the second plane is obtained by marking off the 250° dip direction on the circumference of the net, rotating the tracing until this mark lies on the W-E axis and tracing the great circle corresponding to a dip of 30° .



Step 2: The tracing is now rotated until the intersection of the two great circles lies along the W-E axis of the stereonet and the dip of the line of intersection is measured as 19° .



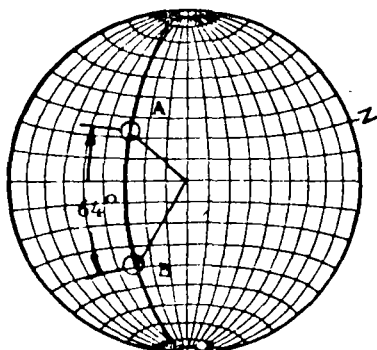
Step 3: The tracing is now rotated until the north mark coincides with the north point on the stereonet and the dip direction of the line of intersection is found to be 196° .



To determine the angle between two specified lines.

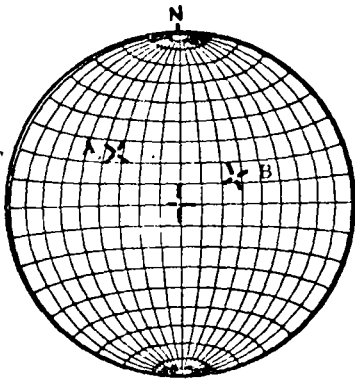
Two lines in space, e.g. lines of intersection or normals to planes, are specified by dips of 54° and 40° and dip directions of 240° and 140° respectively. It is required to find the angle between these lines.

Step 1: The points A and B which define these lines are marked on the stereonet as described under the procedure for locating the pole.



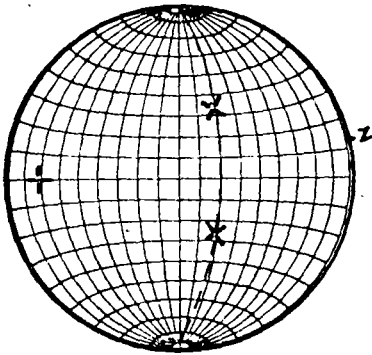
Step 2: The tracing is now rotated until these two points lie on the same great circle on the stereonet and the angle between the lines is determined by counting the small circle divisions between A and B, along the great circle. This angle is found to be 64° .

The great circle on which A and B lie defines the plane which contains these two lines and the dip and dip direction of this plane are found to be 60° and 200° respectively.

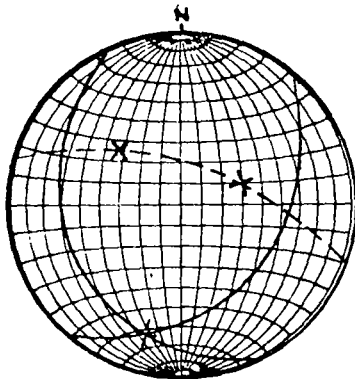


Alternative method for finding the line of intersection of two planes.

Two planes, dipping at 40° and 30° in dip directions of 130° and 250° respectively are defined by their poles A and B as shown. The line of intersection of these two planes is defined as follows:

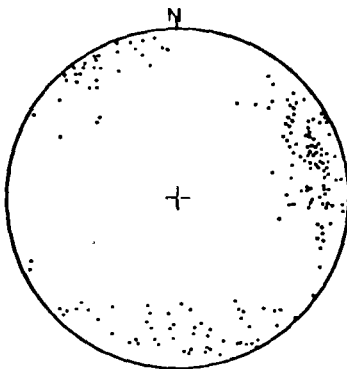


Step 1: Rotate the tracing until both poles lie on the same great circle. This great circle defines the plane which contains the two normals to the planes.



Step 2: Find the pole of this plane by measuring off the dip on the W-E axis of the stereonet. This pole P defines the normal to the plane containing A and B and, since this normal is common to both planes, it is, in fact, the line of intersection of the two planes.

Hence, the pole of a plane which passes through the poles of two other planes defines the line of intersection of those planes.

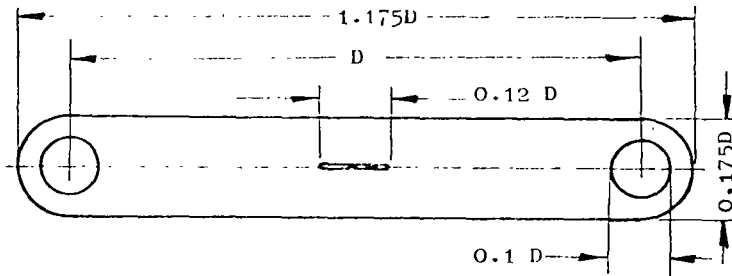


Determination of preferred orientations of discontinuity sets.

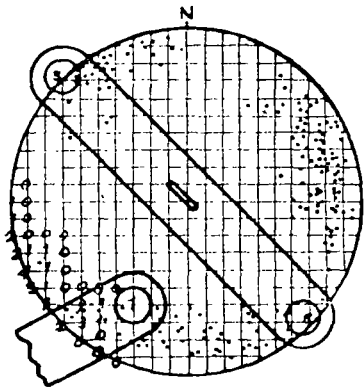
In plotting field observations of dip and dip direction, it is convenient to work in terms of poles rather than great circles since, when the number of observations exceeds about 10, the plot of great circles can be very confusing. Even when the information is plotted in terms of poles, using a polar stereonet, the overall picture, as shown opposite, can be confusing and requires additional interpretation.

In order to identify the preferred orientations of systems of structural discontinuities from a pole plot such as that shown, a number of contouring techniques are available. One of these techniques will be described and the reader requiring further details on these methods is referred to texts such as that by Turner and Weiss³⁶.

Schmidt or grid method

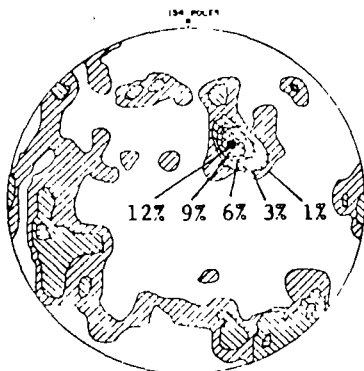


Schmidt point counter machined from 1.5 mm thick perspex sheet. Dimensions are given in multiples of D, the diameter of the stereonet.



The basic tool required for this contouring method is a transparent counter such as that illustrated above. These counters are not commercially available but can easily be machined from a sheet of perspex or similar material. The dimensions of the counter are given in terms of the stereonet diameter which, for this application, would normally be 15 to 20 cms. The centre slot is end-milled or cut with a fret-saw and should be approximately 1 mm wide.

The tracing, on which the poles have been plotted, is placed over a grid with lines spaced at one-twentieth of the grid diameter (i.e. a 1 cm grid for a 20 cm stereonet). With the centre of one of the circular holes at the end of the counter centred on a grid intersection, the number of poles falling within the circle is counted and this number is written on the grid intersection. The counting circle is moved to successive grid points and the count noted at each point. Where poles fall very close to the periphery of the stereonet, the counter is located with its centre slot over the centre pin of the stereonet and poles falling within both circles are counted as shown. The total number of poles in the two circles is noted at both intersection points.



Once the counting has been completed and all the counts noted at intersection points, contouring is carried out by joining intersection points having the same number written over them. The contour values are determined from the individual pole counts divided by the total number of poles on the stereonet. Hence, in the example given, the total number of poles is 134 and the line joining intersections with 8 poles represents the 6% contour. Similarly, 16 poles corresponds to 12% and 4 poles to 3%. The contour intervals are normally shaded as shown in order to assist the user in rapid identification of significant pole concentrations.

Evaluation of potential slope problems

Different types of slope failure are associated with different geological structures and it is important that the slope designer should be able to recognise potential stability problems during the early stages of a project. Some of the signs which should be watched for when examining stereoplots of the structural data are outlined on the following pages and a test for the possibility of sliding on one or more discontinuity is described.

Figure 15 shows the four main types of failure considered in this book and gives the appearance of typical stereoplots of geological conditions likely to lead to such failures. Note that in assessing stability, the cut face of the slope must be included in the stereoplot since sliding can only occur as a result of movement towards the free face created by the cut.

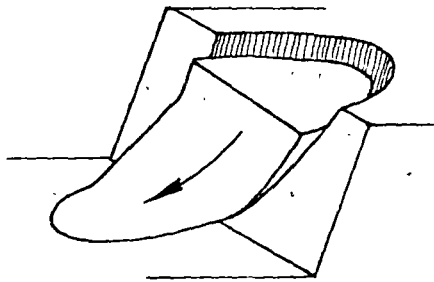
The diagrams given in Figure 15 have been simplified for the sake of clarity. In an actual rock slope, combinations of several types of geological structures may be present and this may give rise to additional types of failure. For example, presence of discontinuities which can lead to toppling as well as planes upon which wedge sliding can occur could lead to the sliding of a wedge which is separated from the rock mass by a "tension crack".

In a typical field study in which structural data has been plotted on stereonets, a number of significant pole concentrations may be present. It is useful to be able to identify those which represent potential failure planes and to eliminate those which represent structures which are unlikely to be involved in slope failures. John⁴⁶, Panet⁴⁷ and McMahon²³ have discussed methods for identifying important pole concentration but the author prefers a method recently developed by Markland⁴⁸.

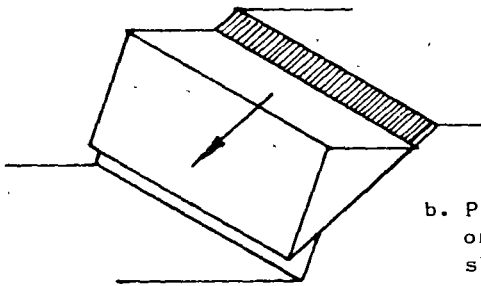
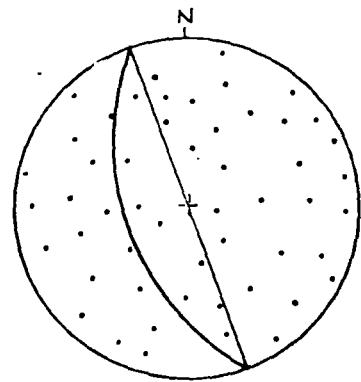
Markland's test, described hereunder, is to establish the possibility of a wedge failure in which sliding takes place along the line of intersection of two planar discontinuities as illustrated in Figure 15c. Plane failure, Figure 15b, is also covered by this test since it is a special case of wedge failure. If contact is maintained on both planes, sliding can only occur along the line of intersection and hence this line of intersection must "daylight" in the slope face. In other words, the dip of the line of intersection must be less than the dip of the slope face, measured in the direction of the line of intersection as shown in Figure 16a.

As will be shown in the chapter dealing with wedge failure, the factor of safety of the slope depends upon the dip of the line of intersection, the shear strength of the discontinuity surfaces and the geometry of the wedge. The limiting case occurs when the wedge degenerates to a plane, i.e. the dips and dip direction of the two planes are the same, and when the shear strength of this plane is due to friction only. As already discussed, sliding under these conditions occurs when the dip of the plane exceeds the angle of friction ϕ and hence, a first approximation of wedge stability is obtained by considering whether the dip of the line of intersection exceeds the friction angle for the rock surfaces. Figure 16b shows that the slope is potentially unstable when the point defining the line of intersection of the two planes falls within the area included between the great circle defining the slope face and the circle defining an infinite series of planes (a cone) all dipping at the angle of friction ϕ .

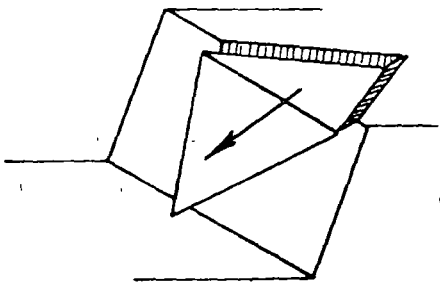
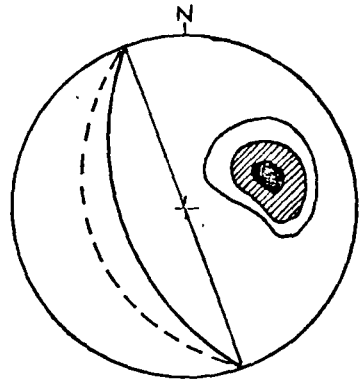
The reader who is familiar with wedge analysis will argue that this area can be further reduced by allowing for the influence of "wedging" between the two discontinuity planes. On the other hand, the stability may be decreased if water is present in the slope. Experience suggests that these



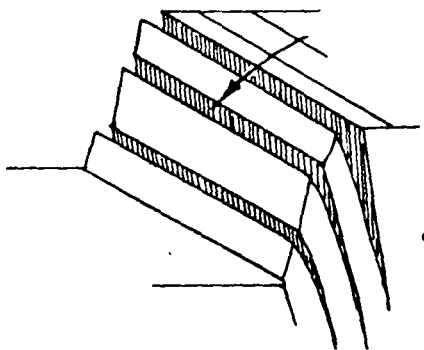
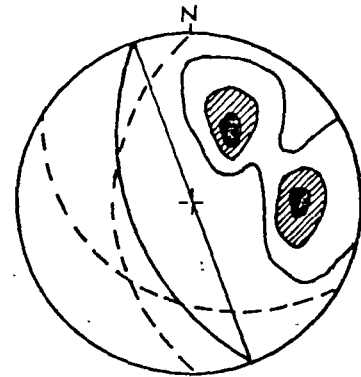
a. Circular failure in overburden soil, waste rock or heavily fractured rock with no identifiable structural pattern.



b. Plane failure in highly ordered structure such as slate.



c. Wedge failure on two intersecting discontinuities.



d. Toppling failure in hard rock which can form columnar structures separated by steeply dipping discontinuities.

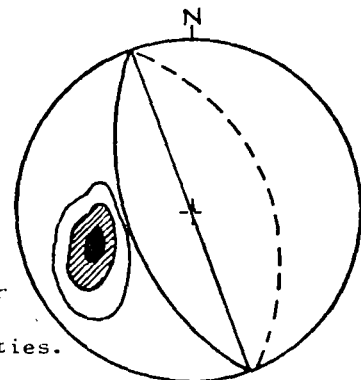


Figure 15 : Main types of slope failure and appearance of stereoplots of structural conditions likely to give rise to these failures.

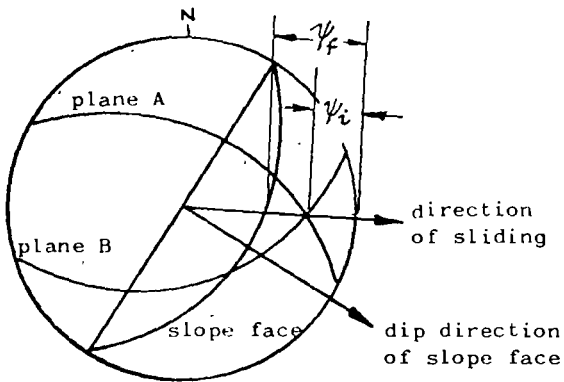


Figure 16a : Sliding along the line of intersection of planes A and B is possible when the dip of this line is less than the dip of the slope face, measured in the direction of sliding, ie $\psi_f > \psi_i$.

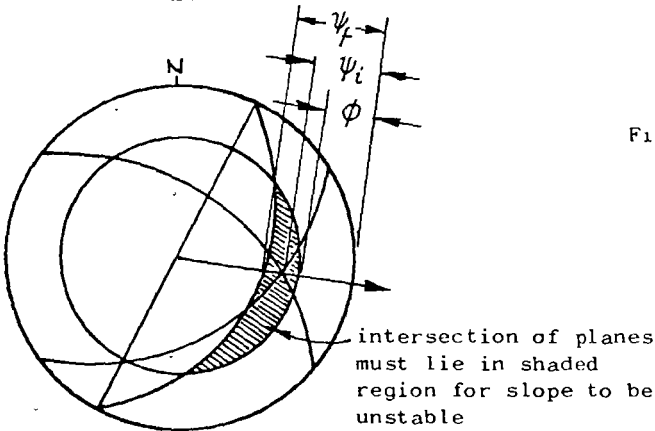


Figure 16b : Sliding is assumed to occur when the dip of the line of intersection exceeds the angle of friction, ie when $\psi_f > \psi_i > \phi$.

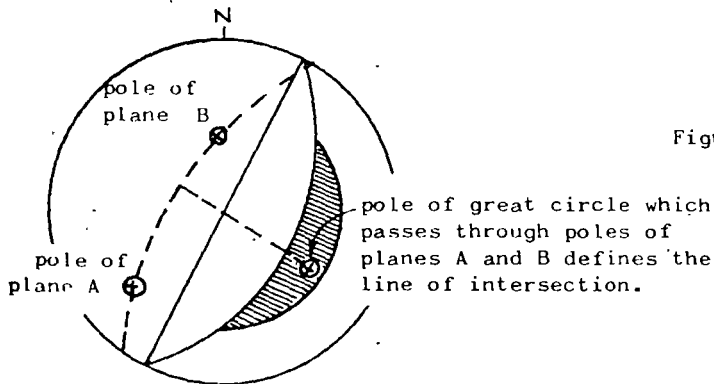


Figure 16c : Representation of planes by their poles and determination of the line of intersection by the pole of the great circle which passes through these poles.

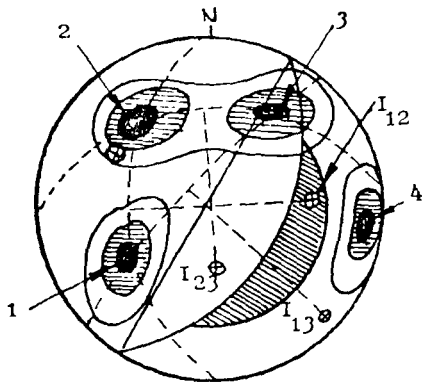


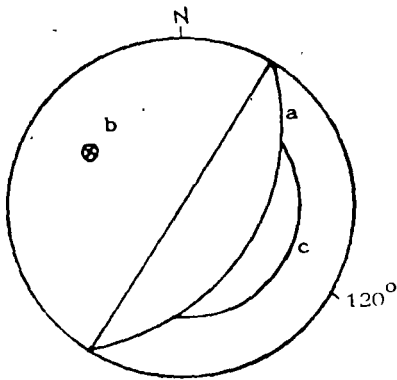
Figure 16d : Preliminary evaluation of the stability of a 50° slope in a rock mass with 4 sets of structural discontinuities.

two factors will tend to cancel one another in typical wedge problems and that the crude assumption used in deriving Figure 16b is adequate for most practical problems. It should be remembered that this test is designed to identify critical discontinuities and, having identified them, a more detailed analysis would normally be necessary in order to define the factor of safety of the slope.

Figures 16a and 16b show the discontinuity planes as great circles but, as has been discussed on the previous pages, field data on these structures is normally plotted in terms of poles. In Figure 16c the two discontinuity planes are represented by their poles and, in order to find the line of intersection of these planes, the method described on page 47 is used. The tracing on which the poles are plotted is rotated until both poles lie on the same great circle. The pole of this great circle defines the line of intersection of the two planes.

As an example of the use of this test consider the contoured stereoplot of poles given in Figure 16d. It is required to examine the stability of a slope face with a dip of 50° and dip direction of 120° . A friction angle of 30° is assumed for this analysis. An overlay is prepared on which the following information is included:

- a. The great circle representing the slope face
- b. The pole representing the slope face
- c. The friction circle.



Overlay for checking possibility of wedge failures .

This overlay is placed over the contoured stereoplot and the two are rotated together over the stereonet to find great circles passing through pole concentrations. The lines of intersection are defined by the poles of these great circles as shown in Figure 16d. From this figure it will be seen that the most dangerous combination of discontinuities is that represented by the pole concentrations numbered 1 and 2. The intersections I_{23} and I_{13} both fall outside the critical area and are not likely to give rise to instability. The pole concentration numbered 4 will not be involved in sliding but; as shown in Figure 15d, it could give rise to toppling or the opening of tension cracks.

In the example described above, it would be necessary to examine this slope, and particularly discontinuities 1 and 2, in more detail to establish whether the critical conditions suggested by this preliminary analysis do indeed exist or whether there are other factors which increase the stability of the slope.

In cases where only one major pole concentration occurs as in Figure 15b, plane failure is possible if this concentration lies close to the pole of the slope face. In the example given in Figure 16d, pole concentration 2 lies sufficiently close to the pole of the slope face for two dimensional sliding to be considered a possibility and to justify a more detailed examination of this possibility.

Suggested method of data presentation and analysis for open pit planning.

During the early feasibility studies on a proposed open pit mine, an estimate of safe slope angles is required for the calculation of ore to waste ratios and for the preliminary pit layout. The only structural data which is likely to be available at this stage is that which has been obtained by logging cores drilled for mineral evaluation purposes and by mapping surface outcrops. Scanty as this data is, it does provide a basis for a first estimate of potential slope problems and the author suggests that this data should be treated in the manner illustrated in Figure 17.

On an outline plan of the proposed open pit, contoured stereoplots of whatever structural data is available are drawn. These plots are drawn at the location of the field observations and should, where possible, be evenly spaced around the pit perimeter. It is particularly important that areas of major faulting or areas in which changes of rock type occur should be mapped.

An overlay is prepared as described earlier and, in Figure 17, it has been assumed that the stability of 45° slopes is to be checked. Where the geological mapping has indicated the presence of faults or clay seams, a friction angle of 20° should be used to define the friction circle. Where no such structures appear to be present, a friction angle of 30° is more realistic and this is the value used in Figure 17.

The eastern side of the hypothetical porphyry-copper pit illustrated in Figure 17 does not contain structures which are unfavourable to stability and, since porphyry is a good hard rock, steepening of these slopes can be considered. Figure 7 on page 20 can be used as a guide to the maximum permissible slope angle for a given pit depth.

Note that the structures which occur in the south-eastern part of the pit could give rise to toppling failure if steep slopes are created (see Figure 15d). This possibility should be kept in mind as the pit planning progresses and a further analysis carried out if required.

The structures in the south-western part of the pit are not critical but there are bound to be local discontinuities which will cause small wedge slides on individual benches. This would be particularly true for the porphyry/slate contact. Since flattening of the slate slopes is essential, it would be wise to start this flattening in the south-western corner of the pit.

The most critical area in this particular pit will be the western slopes where the slate dips into the pit at about the same angle as the slopes (note that the pole concentration coincides with the pole of the slope face - a critical limiting condition for two-dimensional sliding). It would be essential to carry out further investigations in this part of the pit. Additional drilling to check the extent of the slate, groundwater studies and shear testing of discontinuity planes would all be necessary. A detailed stability analysis, using methods described in later chapters, would have to be carried out to establish the safe slope angles for this part of the pit.

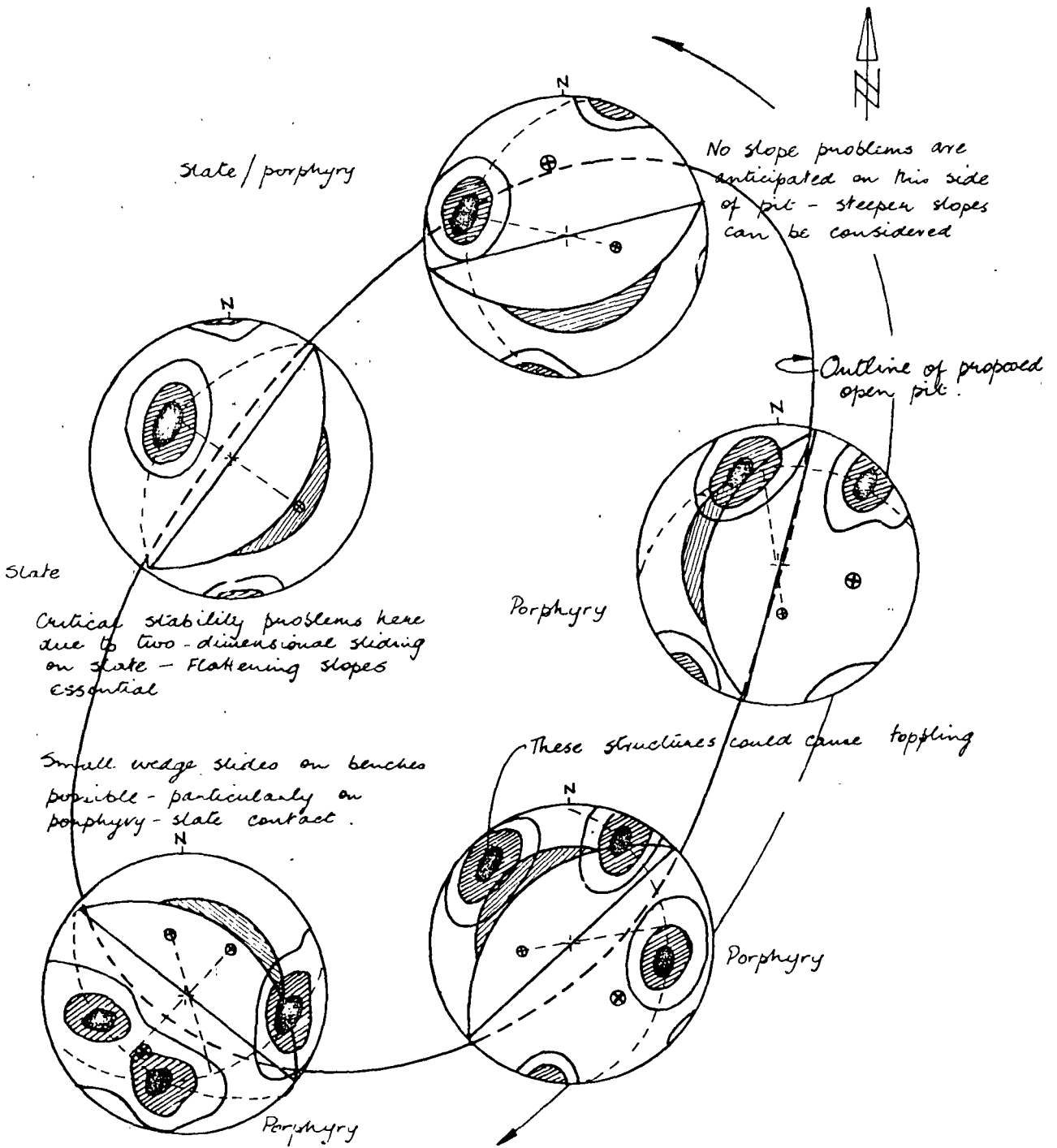


Figure 17 : Presentation of geological data and preliminary analysis of slope stability for feasibility study on hypothetical open pit mine.

Selected references on geological definitions and stereographic treatment of geological data.

34. PRICE, N.J. *Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock*. Pergamon Press, London, 1966, 176 p.
35. LOUDERBACK, G.D. *Faults and engineering geology in Application of Geology to Engineering practice (Berkeley volume)*. Geological Society of America, 1950, 327 p.
36. TURNER, F.J. and WEISS, L.E. *Structural analysis of metamorphic tectonites*. McGraw-Hill Book Co., New York, 1963, 545 p.
37. JENNINGS, J.E. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 87-102.
38. PITEAU, D.R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 33-53.
39. ROBERTSON, A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp.55-71.
40. GOODMAN, R.E. The deformability of joints in *Determination of the in-situ modulus of deformation of rock*. American Society for Testing and Materials Special Technical Publication, Number 477, 1970, pp.174-196.
41. PATTON, F.D. Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st International Congress on Rock Mechanics*. Lisbon 1966, Vol. 1, pp. 509-513.
42. PATTON, F.D. and DEERE, D.U. Significant geological factors in rock slope stability. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 143-151.
43. PHILLIPS, F.C. *The use of stereographic projections in structural geology*. Edward Arnold, London. Third edition (paperback), 1971, 90 p.
44. BADGLEY, P.C. *Structural methods for the exploration geologist*. Harper Brothers, New York 1959, 280 p.
45. FRIEDMAN, M. Petrofabric techniques for the determination of principal stress directions in rocks. *Proc. Conference State of Stress in the Earth's crust*, Santa Monica 1963. Elsevier, New York 1964, pp. 451-550.
46. JOHN, K.W. Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *Journal Soil Mechanics and Foundation Div.* ASCE Vol. 94, No. SM2, 1968, pp. 497-526 with discussion and closure in Vol. 95, No. SM6, 1969, pp. 1541-1545.
47. PANET, M. Discussion on graphical stability analysis of slopes in jointed rock by K.W. John. *Journal Soil Mechanics and Foundation Div.* ASCE, Vol. 95, No. SM2,

CHAPTER 3

JOINTS

INTRODUCTION

Joint~~s~~ are cracks and fractures in rock along which there has been extremely little or no movement. They are the most commonly developed of all structures, since they are to be found in all competent rocks exposed at the surface. Yet, despite the fact that joints are so common and have been studied widely, they are perhaps the most difficult of all structures to analyse. The analytical difficulty is attendant upon a number of fundamental characteristics of these structures. Thus, there is abundant field evidence that demonstrates that joints may develop at practically all ages in the history of rocks. In sedimentary rocks, for example, joints may develop soon after deposition, while the sediments are still unconsolidated. They may possibly develop towards the end of a phase of active tectonic compression, and be associated with faults and folds. Or they may develop much later, when the phase of active deformation has subsided. Moreover, tectonic deformation is not necessary to the development of joints, for competent rocks which exhibit no evidence of tectonic deformation are cut by joints.

In the light of these observations, it is unlikely in the extreme that all joints are the result of a single mechanism.

Another difficulty in joint analysis springs from the fact that, characteristically, joints exhibit little or no displacement along the joint plane. Consequently, except in special instances, it is extremely difficult, even impossible, to establish the age relationship of joint planes with one orientation to those with a different orientation. As a result, incorrect assumptions regarding the ages of joints may easily be made and this can invalidate the conclusions of the analysis.

Yet another stumbling block encountered when dealing with joints stems from the difficulty in giving a hard and fast definition (which will be acceptable to all geologists) of what constitutes a joint. However, although a rigid, universal definition may not be possible, there is a general nomenclature which is in common use in describing these structures. An outline of this nomenclature is given in the following sections.

CLASSIFICATION OF JOINTS

Joints may be classified and described with reference to one or more of a number of their characteristics, such as shape, size and their relative importance which combines ~~and~~ and ~~frequency~~ of occurrence.

Shape

If joints are planar and parallel or sub-parallel, so that they form ~~the joints are said to be~~ ~~When joints are irregular, curved or conchoidal fractures, they are said to be~~ ~~Such curved joints are little used in the analysis of joint develop~~ ~~ment~~. Consequently, whenever the word joint is used and not qualified it will subsequently be assumed that the structure is one of a systematic set of joints. ~~It should be noted that the term systematic joints is used in a sense which is entirely different from the term joint system. The latter term is used to indicate intersecting sets of systematic joints.~~

Size

The magnitude of joint planes forms a continuum which covers a tremendous range from structures which are sometimes hundreds of feet in extent down to microscopic sizes. The subdivision and classification according to size of such a continuum is arbitrary and will tend to vary according to the user and the magnitude of the largest joints in the area under investigation. ~~As we shall see later, the size of joint planes is largely related to the lithology and the size of the rock units being studied.~~

~~Joints which cut through a number of beds on each unit and which can be traced for many tens, or hundred, of feet (provided~~

the exposure is sufficiently extensive) represent one end of the size-scale and are termed *major joints*. Joint planes which are an order of magnitude smaller but which are still well defined structures may be called *minor joints*. Smaller, relatively unimportant breaks may be called *micro-joints*. Finally, at the lower end of the size-scale there are the minute fractures which sometimes occur in finely banded sediments of varying lithology. These *micro-joints* (or micro-cleats in coal) which may be a small fraction of an inch in extent, grade downward in size into the truly microscopic range.

Frequency and Size (relative importance)

Joint frequency is a term used to indicate the number of planes of one particular joint set encountered in a linear traverse at right angles to the joint planes.

In many localities one set of joints is often dominant, being both larger and/or more frequent than joints of other sets in the same locality. The structures of this dominant set are sometimes referred to as *primary joints*. Often when this term is used, only one other set of joints is developed and structures of this set are known as *secondary joints*. These terms refer only to the degree of development and do not have a genetic connotation. In particular, the former term should not be confused with the primary joints encountered in igneous rocks which are discussed in a later section.

Joints frequently occur in relatively narrow zones, in which one joint is replaced *en echelon* by another joint which is slightly off-set.

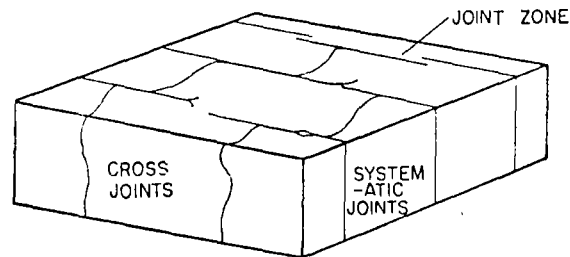


FIG. 42. Block diagram showing systematic joints arranged in zones, and replacing each other *en echelon*, together with non-systematic cross joints.

At their ends, joints are sometimes bifurcated and sometimes linked to the adjacent joint in the zone, as indicated in Fig. 42.

It is commonly observed that the rock between zones is cut by cross joints. (These structures should not be confused with fractures of the same name which develop in igneous rocks.) Hodgson (1961a) maintains that cross joints differ from typical systematic joints, in that cross joints do not intersect systematic joints or well-developed bedding surfaces and although cross joints may sometimes form planar surfaces, they are typically somewhat sinuous and non-systematic.

The descriptive and non-genetic terms noted in the preceding paragraphs are based upon the geometry and relative degree of development of the joints, both individually and in sets. The nomenclature relating to their orientation and relationship to other geological structures is considered in the following section.

RELATIONSHIP OF JOINTS TO OTHER STRUCTURES

Joints and their orientation with respect to other structures have been widely studied in the field and it has been established that systematic joints usually show well-defined relationships to folds and faults which develop during the same tectonic cycle. A general synthesis of the orientation of joint sets to folds and faults is represented in Fig. 43, 44 and 45. It should be borne in mind that in any specific field example the systematic relationships shown in these figures may need to be modified, in that one or more of the sets of joints may fail to develop.

The orientation of joint sets relative to folds is apparently dependent upon the size and type of fold, the relative competence of the rock units in which the structures are formed and the magnitude of the joint planes in relation to the size of the fold and thickness of the rock units.

The relationship between master joints and relatively minor folds is indicated in Fig. 43a. The orientation of some of the joint sets can be related directly to, and defined in terms of the a -, b -

c -axes of the "tectonic cross"; where it is assumed a is the direction of movement of the fold, b is parallel to the fold axis and c is perpendicular to the ab plane. The set of joints which cuts the fold at

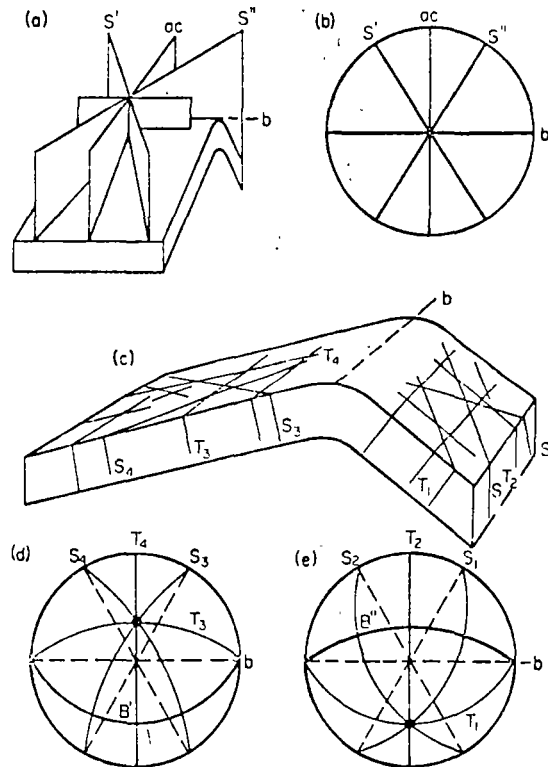


FIG. 43. (a) Block diagram showing typical relationship of master joints to an anticline. (b) Stereogram of master joints shown in (a). (c) Block diagram showing typical relationship of joints in the limbs of an asymmetrical anticline. (d) Stereogram of joints in the gently dipping limb. (e) Stereogram of joints in the steeply dipping limb.

right angles to the fold axis is classified as *ac-joints*. (The term cross joint has also been used to describe these structures, but its use is not recommended because of the possibility of confusing these *ac*-

joints with the non-systematic cross joints or with the primary cross joints which develop in igneous rocks.) The set which is orthogonal to the ac set is known either as *longitudinal* or *bc-joints*. Again,

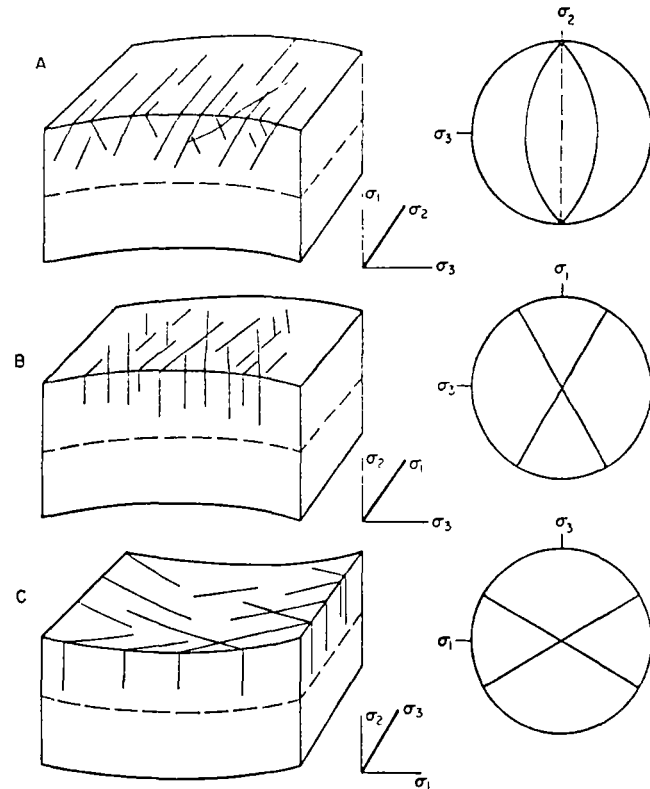


FIG. 44. (a) Joints at the crest of a major anticline with the orientation of normal faults. (b) Shear joints at the crest of a major anticline with acute angle made by the joints intersected by the axial line. (c) Shear joints in the trough of a major syncline (above the neutral surface) with obtuse angle made by the joints intersected by the axial line. The orientation of the principal stresses when these structures developed and stereograms indicating their orientation are also shown.

these structures should not be confused with the primary longitudinal joints which may develop in igneous rocks. The joint sets

represented by the planes marked S_1 and S_2 cannot readily be related to the tectonic cross and are sometimes referred to as *oblique joints*.

It will be noted that the oblique joints have an orientation which is similar to that which would be exhibited by conjugate wrench faults which might develop as a result of the same compression which gave rise to the fold. As a result of this similarity in the orientation, it is suggested on dynamic grounds that the oblique joints are to be classified as *shear joints*.

The *ac*- and *bc*-joints which intersect the angles formed by the complementary shear joints are less obviously classified as *tension joints*. The mechanisms which may give rise to such shear and tension joints are discussed in a later section.

It is suggested that the type of joint orientation represented by Fig. 43a is best developed in folded rocks which, at the time of joint formation, varied little in competence from one rock unit to another as, for example, in certain metamorphic suites.

Master joints may frequently fail to form in folds which develop in relatively thin, interbedded competent and incompetent materials. It is then found that the major and minor joints, which develop in the competent units in the limbs, remote from the crest or trough of the fold, are usually strongly influenced by the orientation of the rock unit.

The idealized disposition of the various joint surfaces which may develop in the steeply dipping, "leading" limb and the more gently inclined "trailing" limb of an asymmetrical anticline are indicated in Fig. 43c. The stereographic diagrams (which are in the horizontal plane) representing the joint-sets which develop in the leading and trailing limbs are shown in Fig. 43d and e respectively.

As in the previous example, there are two sets of shear joints and two sets of tension joints. But instead of being related to the fold as a whole, these joints are related to the limbs of the fold.

It will be noted that only the tension joints T_1 and T_2 are vertical. These, of course, have orientations which are identical with each other and with any master joints which may develop. All other joint planes are inclined to the vertical. They are, however, perpendicular to the surfaces of the rock units in each limb. Since the

various joint planes are perpendicular to the bedding, it follows that the line of intersection of the shear joints is also perpendicular to the bedding.

In the field, this ideal relationship may not be exactly realized. Nevertheless, joints of this type are usually not far from being perpendicular to the surface of the rock units, as in sedimentary rocks, perpendicular to the bedding plane. In instances where the bedding is nearly perpendicular to the horizontal, they could be described as vertical.

The type and orientation of joints which develop near the crests and troughs of folds depends upon the thickness of the rock unit and the degree of deformation, as indicated by the sharpness of the flexure.

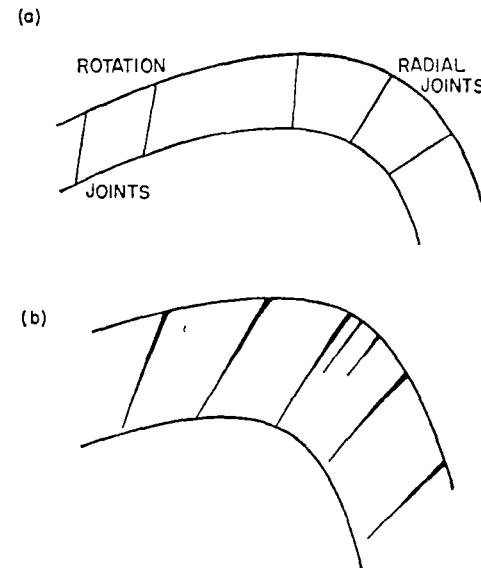


FIG. 45. (a) Section of crest of anticline showing typical orientations of radial joints, about the crest, and rotation joints in the gentle dipping limb. (b) Similar open or quartz or carbonate filled structure sometimes described as "joints".

Some of the joint systems which may develop in thick units of gently folded rock are indicated in Fig. 44. The sets of joints

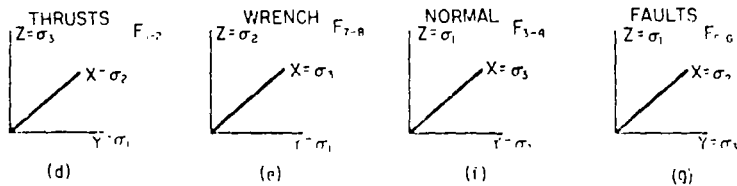
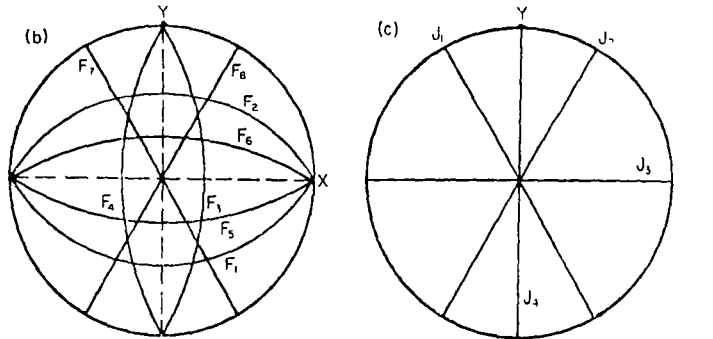
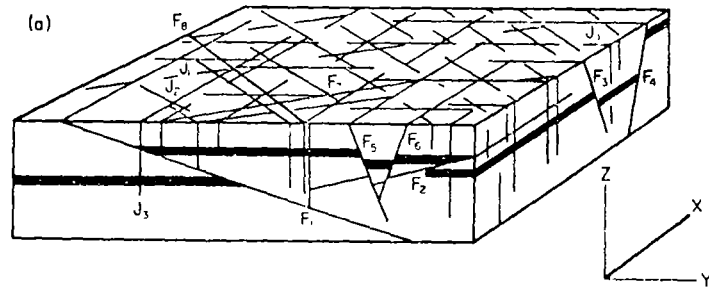


FIG. 46. (a) Block diagram showing orientation of faults and joints in unfolded rocks which may result from various phases of compression and tension related to one complete tectonic cycle. (b) Stereogram of faults orientations shown in (a). (c) Stereogram of joint orientation shown in (a). (d-g) Orientation of stress fields when the various groups of faults were initiated.

represented in Fig. 44a (after Bucher) have the orientation of normal faults with their line of intersection parallel to the fold axis. These joints may be interpreted as shear fractures. It was indicated in Chapter 2, that during the formation of such conjugate shears the axis of intermediate principal stress σ_2 is parallel to the line of intersection of the planes, while the axis of maximum principal stress bisects the acute angle formed by the shears. Consequently, the stress system which must have existed at the time of their formation is as indicated. The vertical stress was the greatest principal stress, the intermediate principal stress acted parallel to the axis of the fold and the least principal stress was in the direction usually associated with the direction of maximum compression.

Shear joints of the type represented in Fig. 44b and c have been described by de Sitter. It will be noted that the orientation of the shear joints in Fig. 44b is different from that of the shear joints represented in Fig. 43a for the axis of the fold intersects the acute angle between the complementary joint sets. Consequently, it may be inferred that at the time of the development of these joints the maximum principal stress acted parallel to the fold axis, and the intermediate stress was in the vertical direction.

The shear joints which may form in the troughs of gently flexured synclines are indicated in Fig. 44c. These planes, it will be seen, are similar in orientation to the master shear joints shown in Fig. 43a.

In folds where the curvature of the crests is sharp, fractures of the type indicated in Fig. 45a may develop. Fractures with a similar orientation are shown in Fig. 45b. However, these fractures are open or, more usually, filled with quartz or some carbonate material, and the fracture surfaces are often rough and somewhat irregular. These gashes, or fissures, almost certainly developed during the process of folding and represent failure following plastic deformation. It is suggested, for reasons which are discussed later, that such structures should not be classified as joints.

The faults and related joints which may develop in a horizontally bedded series of sediments are represented in block diagram a and stereographic diagrams b and c of Fig. 46. This figure represents

the types of faults which may develop throughout the various phases of a tectonic cycle. Although the relative positions of the greatest, intermediate and least principal stresses may interchange, it is assumed, for the sake of simplicity, that they are always orientated in the x -, y - and z -directions indicated in Fig. 46a. The orientations of the principal stresses with respect to these directions, during the formation of the various faults are given in Fig. 46d-g.

It will be seen that the wrench faults F_7 and F_8 and the joints J_1 and J_2 are the only structures which have the same general orientation. As noted earlier, in view of the fact that these structures are parallel, or sub-parallel, joints J_1 and J_2 have been classified as shear joints.

It is significant that joints do not, in general, form parallel to the other planes of shear failure, i.e. thrusts and normal faults.

The other sets of joints, J_3 and J_4 , which are also vertical fracture planes, bisect the angles formed by the shear joints and are classified as tension joints.

If folds had formed during the compressive phase, it is likely that the axes of these structures would be parallel to the line of intersection of the thrust planes, i.e. the b -axis would be approximately parallel to the x -direction in Fig. 46. Consequently, the J_3 joint set represents the bc -joints and J_4 will represent the ac set of joints.

The normal faults indicated in Fig. 46a are inclined to the vertical at about 30° . However, in the field, it is sometimes found that normal fault planes are near vertical and that they are parallel to one or other of the sets of tension joints. When such a relationship exists, it is often difficult to be sure whether the tension joints formed parallel to the normal faults, or whether the joints predate the normal faults which subsequently developed along these existing planes of weakness.

SURFACE FEATURES

In the absence of well-defined tectonic structures, it is extremely difficult to give a genetic classification of joint systems. However, it has been suggested that the general appearance of the joint surface

may be used to differentiate between shear and tension joints. Shear joints are usually markedly planar fractures which are not affected by local changes in lithology. For example, they tend to cut across pebbles in conglomerates, mud pellets, etc., without change of direction of the joint plane. Tension joints in some areas are more irregular surfaces which tend to be deflected by, and follow the outline of, the type of minor variation in lithology noted above.

Another possible means of differentiating between shear and tension joints has arisen from the study of surface features which sometimes develop on the faces of joint planes.

A detailed study of the individual joint planes was first made by Woodworth and more recently by Hodgson (1961a and b) and Roberts. They have observed that joint planes are frequently complicated in their morphology, and a classification of the various parts of the joint plane and the features which develop on the joint surfaces have been evolved.

A schematic block diagram (after Hodgson) showing the primary surface structures of a systematic joint is seen in Fig. 47. When the joint is unweathered, the dominant feature, known as the *main joint face*, usually has a slightly rough or granular surface on which faint ridges or rays may form a pattern. The most commonly observed pattern, indicated in Fig. 47 and Plate 2, is known variously as a *barb*, *plume* or *feather structure*. (It is thought advisable to refer to this pattern as a plume structure rather than a feather structure since this term may be confused with the feather joints associated with faults.) The axis of the plume on the main joint face is commonly parallel to the upper and lower surfaces of the rock unit, although, very occasionally, the axis is roughly perpendicular to the bedding.

Another type of feature which may be seen on the surface of main joint faces consists of circular, or near circular, concentric ridges, as shown in Plate 2 and Frontispiece. These patterns often develop in coal and have been termed "augen" fractures by German miners. (These surface features are not to be confused with the augen structures which sometimes develop in metamorphic rock.)

In some instances, the main joint face is separated from the surrounding border or fringe, by a pronounced *shoulder* which, where

third-order shears. Indeed, they develop the hypothesis that these orders of wrench faults may be accompanied by folds and thrusts. The idealized interrelationship of first-, second- and third-order wrench faults and the associated folds which may develop are indicated in Fig. 32.

Similar concepts have been expressed by Lensen (1959) who points out that the displacement of conjugate, intersecting, contemporaneous wrench faults gives rise to local compressions and tensions in the rock in the vicinity of the line of intersection of the faults. Thus, in the two acute sectors the displacement of the wedge towards the axis of intersection of the faults causes a local shortening of the material. The resultant compressive stresses reinforce the regional stresses and may possibly give rise to secondary folding, thrusting and reverse faulting in these sectors. It will be noted that such folds may be normal to the trend of the main folding and hence may be regarded as cross-folds. By analogy, the extension of the material in the obtuse sectors will locally decrease the regional compression and may give rise to normal faults and dykes.

Lensen (1958) has further suggested that in areas where two non-parallel faults occur, lateral strike-slip movement along these faults will result in the development of a *Horst* or a *Graben*. His thesis can be demonstrated by considering the displacement which is assumed to take place along the two fault planes represented in Fig. 33 in response to the indicated compressive stress. The mechanism is based on the assumption that the frictional resistance to movement along the normal fault (60° dip) is less than that along the plane of the reverse fault (85° dip). Consequently, Lensen suggests that blocks *A* and *C* tend to move together relative to block *B*. If the fault blocks are displaced by a distance x , two lines of reference will be displaced from position a' and b' to a'' and b'' respectively. Thus, there is a tendency for a gap to form between blocks *B* and *C*. In such circumstances, block *C* will subside relative to block *B* and a graben will develop, as shown in Fig. 33b and c. The same mechanism can be applied to show that lateral movement of the opposite sense can give rise to elevation in block *C*, resulting in a horst. It may be inferred from Fig. 33 that the amount of subsidence

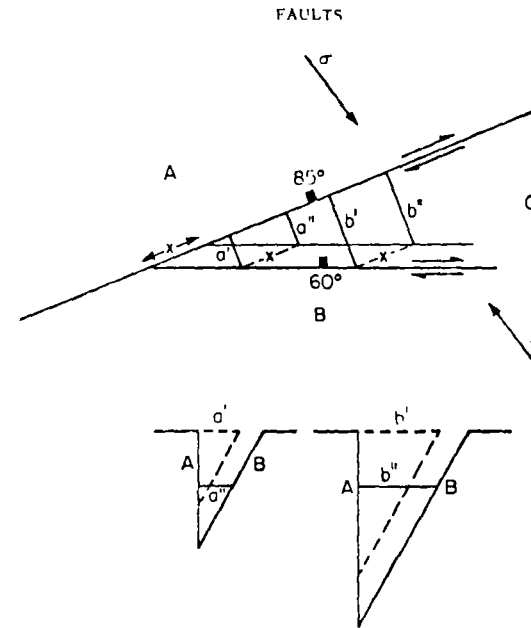


FIG. 33. (a) Plan showing movement along reverse fault under action of compressive stress σ . (b) Sections through faults demonstrating development of Graben structure (after Lensen).

or uplift of the block is related to the degree of lateral displacement and the inclination of the line of intersection of the two faults. Clearly, when the faults become parallel, there will be no vertical component. Consequently, as Lensen points out, a transcurrent fault which bifurcates and joins again results in a tilted graben linked by a stable block to a tilted horst. Lensen quotes examples of fault patterns in New Zealand where this mechanism is thought to have operated.

OBLIQUE-SLIP FAULTS

In many localities in the field, striations and slickenside grooving on fault planes, which indicate the direction of shear movement along the fault, are neither parallel to the dip nor to the strike of the fault plane. For example, many such oblique-slip faults occur in the Girvan district of Scotland (Williams), and may result from one or

more of a number of different mechanisms. Thus, dip or strike-slip faults would be transformed into oblique-slip faults if, subsequent to faulting, the region in which the structures developed underwent tilting. In general, it is suggested that such a mechanism is only likely to give rise to minor deviations from the vertical or horizontal slip directions.

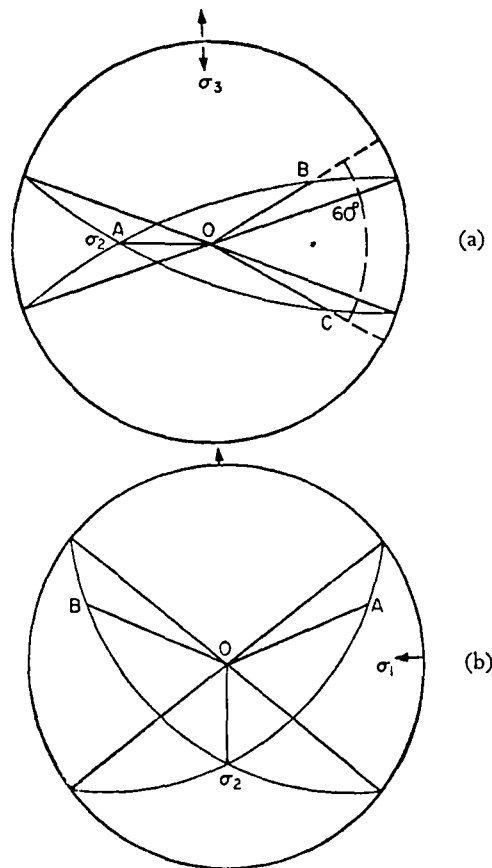


FIG. 34. Stereograms of oblique-slip faults showing direction of slip when (a) σ_3 acts horizontally σ_2 dips 45° W. and σ_1 dips 45° E., and (b) σ_1 acts horizontally σ_2 dips 45° S. and σ_3 dips 45° N.

Oblique-slip faults may develop in a stress field in which the axes of principal stress are inclined to the vertical and horizontal. They may also be a manifestation of planar anisotropy in the rock, when such planes are oblique to all three axes of principal stress.

The development of oblique-slip faults in isotropic material in an inclined stress field is discussed by Williams. If complementary shears develop in such circumstances, the line of intersection of the faults will be parallel to the axis of intermediate principal stress. The direction of shear movement along the fault will be in the plane containing the axes of greatest and least principal stress, while the angle of shear in the $\sigma_1\sigma_3$ plane will be given by $2\theta = 90^\circ - \phi$.

The faults which develop when the axes of stress are inclined will be hybrid forms, and may be termed "normal-wrench" faults and "reverse-wrench" faults. Such faults are represented stereographically in Fig. 34a and b. The axis of least principal stress represented in Fig. 34a is horizontal; the axes of intermediate and greatest principal stresses are inclined at 45° to the west and east respectively. If ϕ is assumed to be 30° , $2\theta = 60^\circ$ and, since shear movement will take place in the $\sigma_1\sigma_3$ plane, the lineations or slickensiding which will result from such failure are therefore represented by OB and OC . Such faults are normal-wrench faults.

Reverse-wrench faults are represented in Fig. 34b. In this example, the axis of greatest principal stress is horizontal while the axes of the intermediate and least principal stresses are inclined at 45° to the south and north respectively. The direction of slip along these fault planes is represented by the lines OA and OB .

As an alternative to stereographic methods of analysis and representation, Williams presents a series of equations (not given here) which permit the various essential parameters of the shear planes to be calculated.

Analyses of situations which can give rise to stress systems in which axes of principal stress are inclined to the horizontal and vertical are discussed later.

Oblique-slip faulting may also develop as a result of failure along a plane of anisotropy, or by a regeneration of movement along a pre-existing fault plane.

Bott has shown that the direction of maximum shearing stress in any plane XYZ , (see Fig. 35), which is at an angle to the three axes of principal stress is given by

$$\tan \theta = \frac{n_*}{l_* m_*} \left[m_*^2 - (1 - n_*^2) \frac{\sigma_z - \sigma_x}{\sigma_y - \sigma_x} \right] \quad (52)$$

where θ is the pitch of the maximum shearing stress (i.e. the angle within the XYZ plane between the strike direction and the direction of the maximum shearing stress); σ_x , σ_y and σ_z are the principal stresses and l_* , m_* and n_* are the direction cosines of the plane.

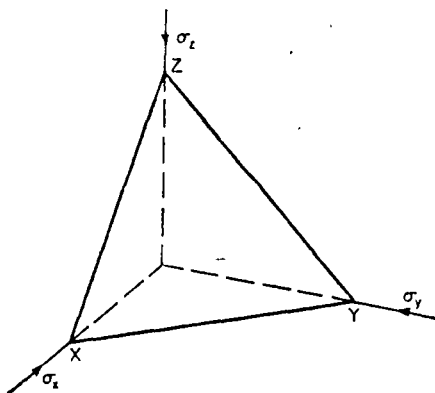


FIG. 35. Plane of weakness orientated obliquely to all three axes of principal stress.

If it is assumed that the XYZ plane represents any plane of weakness, and that the stress conditions are also sufficient to cause shear, then movement along the plane will be in the direction of maximum shearing stress as defined by eqn. (52). Hence, depending upon the orientation of the stresses with respect to a specific plane, and upon the relative values of the principal stresses one to another, then oblique-slip faulting may occur in any possible direction in that plane.

However, it may be inferred from eqn. (52) that the reverse process of determining the axis of stress from the angle θ is not

possible without other data. In other words, a unique determination of the orientation of the axes of principal stress from data and measurements relating to the direction of slip taken from fault planes in the field is often extremely difficult, or even impossible.

$\dot{\gamma}$	rate of change of shear strain with respect to time $\partial\gamma/\partial t$
J_1, J_2, J_3	invariants of the finite-strain tensor
K_1, K_2, K_3	invariants of the infinitesimal-strain tensor
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	normal stress, and normal stresses parallel to x , y , and z axes
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	principal stresses
$\bar{\sigma}$	mean or hydrostatic stress
σ'	deviatoric stress
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	principal deviatoric stresses
σ_Y	yield stress
I_1, I_2, I_3	invariants of stress tensor
I'_1, I'_2, I'_3	invariants of deviatoric stress tensor
ϕ	stress function
E	Young's modulus of elasticity
ν	Poisson's ratio
m	Poisson's number = $1/\nu$
G	rigidity or shear modulus of elasticity
K	bulk or volume modulus of elasticity
μ, λ	Lamé's elastic moduli
μ	viscosity shear modulus
η	viscosity tensile modulus
a, b, c	axes defining direction of translation by simple shear
A, B, C	axes of a monoclinic symmetry fabric

John G. Ramsay, *Folding and Fracturing of Rocks*, McGraw-Hill Book Co., 1967.

I

Orientation analysis

MANY of the problems that are encountered in structural geology require careful geometric analysis of three-dimensional forms. The stereographic projection affords one of the most useful methods of representing the angular relationships of planar and linear features of geological structures. It is a graphical method of solving these geometrical problems that is easy to use and quick to produce results. The accuracy of the solutions is generally to within half a degree; that is more precise than is generally contained in the data obtained from field study. In any detailed analysis of an area, it may be necessary to collect a vast amount of information on the orientations of planes and lines in the deformed rocks. It is possible to incorporate thousands of such primary observations onto a single diagram, apply statistical methods to the data, and arrive at results which have a high degree of precision.

1-1 DEVELOPMENT OF THE STEREOGRAPHIC PROJECTION

The development of the stereographic projection may be compared directly to that employed in constructing certain types of map projection used to represent the global distribution of land and sea masses on the earth's surface. If we take a plane surface in space and project it into the *lower hemisphere*¹

¹In crystallography it is usual to develop the projections of crystal faces on an *upper hemisphere*. In most published works on the analysis of geological structures, the lower hemisphere is generally used. This rule has not always been followed, and it is always best to state somewhere in the diagram which hemisphere has been used for the constructions.

a sphere through the center of the sphere (Fig. 1-1A), the plane intersects the hemispherical surface in a semicircular arc known as the *spherical projection* of the plane. This projection is a *great circle*, and it is now projected onto the horizontal surface of the hemisphere from a point on the apex of the upper hemisphere. The curved line obtained in this way is known as the *stereographic projection* of the plane (Fig. 1-1B, 1-1C). If the inclina-

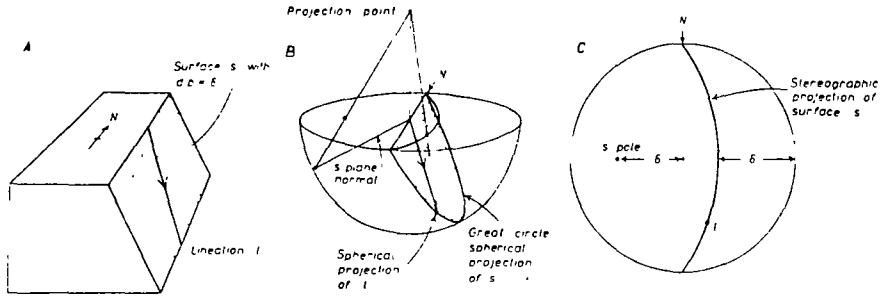


Figure 1-1

The development of the stereographic projection of a plane surface s with dip δ and with lineation l

tion of the plane surface is vertical, its projection is a diameter of the circle; if it is horizontal, the projection coincides with the periphery of the circle. To develop the complete graph known as a *stereographic net* or *Wulff net*, a complete angular grid of small and great circles drawn on the hemisphere at 10° intervals (cf. meridians of longitude and parallels of latitude) is projected onto the horizontal plane (Fig. 1-2). This grid is a graph which makes

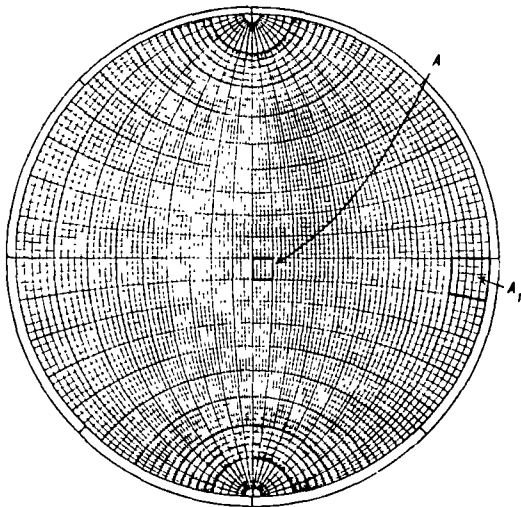


Figure 1-2

The stereographic net

it possible to represent the three-dimensional orientation of any plane or line. The surface areas of all 10° great-circle intercepts of any zone between two given small circles on the hemisphere surface are equal. On the stereographic net, however, they are not of equal area (Fig. 1-2, A and A_1). For the statistical interpretation of the frequency of distribution of data, the position of the grid lines can be adjusted so that the areas are equal. This adjustment is directly analogous to the corrections for area distortion that are made by some map projections. The *equal-area Schmidt* or *Lambert net* (Fig. 1-3) that results from this correction is the most useful graph for plotting and interpreting structural data. Equal-area projection has been used throughout this book. Another useful change may be made in the grid to produce a net analogous to the polar map projection. This grid known as the *polar* or *Billing equal-area net* (Fig. 1-4) is particularly useful where large numbers of observations of lineation orientations are to be plotted.

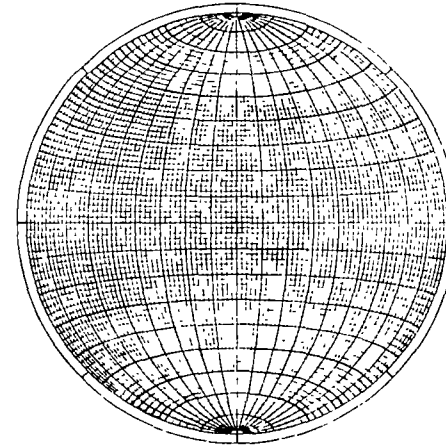


Figure 1-3

The equal-area net

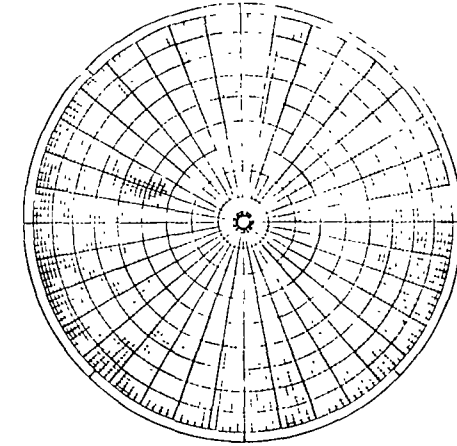


Figure 1-4

The polar equal-area net

All the measurements we make which refer to the geometrical orientation of rock structures fall into one of two groups: they refer either to planes or to lines. Curving surfaces may be analyzed by imagining that the surface is made up of an infinitely large number of tangent planes. For example, when the strike and the angle of dip of the layer on the flank of some fold are recorded, we are in reality measuring the attitude of the tangential plane to the fold surface at this point. Lines, such as axial directions of folds, which may have a curving form in space can also be envisaged as the locus traced out by an infinitely large number of straight or rectilinear sections. From

these two ideas we deduce that *any* curved surface or curved line may be represented in the projection by plotting its plane or rectilinear component parts. Because all structural forms can be represented as a series of either varying planes or lines, there are only a few basic plotting techniques. The plotting of structural data is generally carried out on a sheet of tracing paper placed over the net and held in position by a pin at the center of the circle so that the overlay may be rotated about this point.

1-2 PLANAR STRUCTURES

Any plane may be represented on the net as a great-circle projection. The method of drawing this great circle is most conveniently illustrated with an actual example. To plot the great circle representing a plane with a strike of 38° and a dip of 71° to the southeast:

1. Place the tracing paper over the net and mark the north-point azimuth.
2. Rotate the overlay 38° in an anticlockwise direction and trace the great circle which has a dip of 71° . The angle is measured from the *right-hand edge* of the net toward the center, along an E-W diameter.

If large numbers of planar structures are to be plotted, it is not always practicable to record each one as a great circle; the diagram becomes overloaded with lines which may produce a very confusing effect. Where large amounts of data are to be recorded, the diagrams are usually simplified by plotting the line which is normal or perpendicular to each surface. Each plane is then represented by a single point or *pole* in the projection. The pole always falls into the opposite part of the net to that of the dip direction, and its distance from the edge of the net is 90° minus the angle of dip of the surface. To plot the pole of the same surface as in the previous example, the second step is modified as follows:

- 2a. Rotate the overlay 38° in an anticlockwise direction and locate the point on the *left-hand side* of the net (i.e., the NW quadrant) at a distance of 71° from the *center* of the net on the W-E diameter.

1-3 LINEAR STRUCTURES

To record the position of a lineation that has a plunge of 35° toward 77° :

1. Place the tracing paper over the net and mark the north azimuth.
2. Rotate the paper anticlockwise through 77° and locate the point 35° from the north point of the underlying net on the N-S diameter.

If a large number of lineations have to be plotted, it is more convenient to

use the polar net than the Lambert net since the points may be located without recourse to rotation of the overlay

1-4 DIRECTIONAL PROPERTIES OF LINES

Linear structures and poles to plane surfaces are recorded on the stereonet by points which represent their projections onto the lower hemisphere. Lines recorded in this way may or may not have a directional significance. For example, neither a pole to a cleavage surface nor the direction of a line of a fold has a significant sense of direction, whereas the pole to a bedding surface may point either toward or away from the direction of "younging" of the strata, and a line parallel to the current flow depositing a sediment has a significant directional sense. It may sometimes be important to indicate the directional sense of a line by distinguishing with different symbols the lines which have a direction passing into the lower hemisphere from the emerging out of the lower hemisphere. Figure 1-5 shows the use of such symbols referred to bedding surfaces with the same planar orientation. π is inverted and the other is in normal order. This type of directional symbol

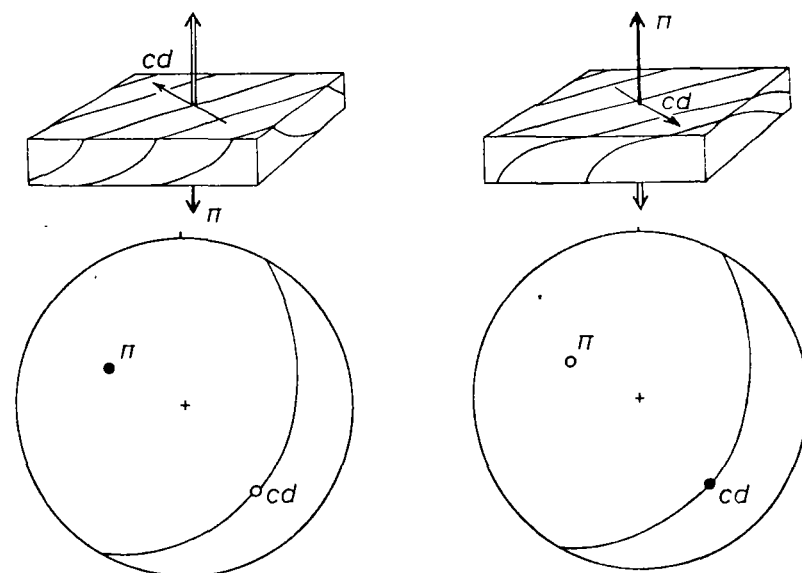


Figure 1-5

The directional significance of lines. Both pole to the bedding surface π and the current direction cd have directional sense and are plotted into the lower hemisphere as downward-directed (solid circles) or upward-directed (open circles) poles.

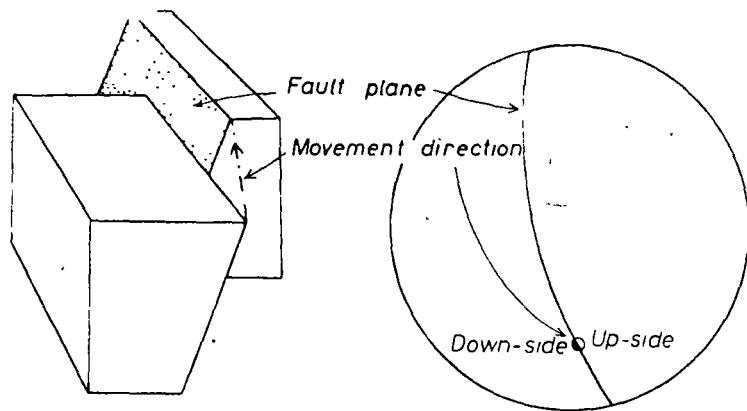


Figure 1-6

Method of using the split-circle symbol to indicate relative displacements on faults

should also be used to indicate the relative displacements on adjacent sides of fault surfaces (Fig. 1-6).

1-5 INTERSECTION OF PLANES

Two nonparallel-plane surfaces always intersect in a line. The orientation of this line of intersection can easily be determined by a construction: the two great circles that represent the two planes cross at a point that gives the linear intersection. Another problem that can be solved rapidly by these methods is the determination of true dip from any two apparent dips. The two apparent dips are the lines of intersection of the bedding surface on the various surfaces of erosion. If the two points that represent these two lines of intersection are plotted onto a net, it will be found by rotating the overlay that there is only one great circle on the underlying net which passes through these two points; this great circle gives the true orientation of the surface.

1-6 ANGLE BETWEEN LINES AND ANGLE BETWEEN PLANES

To measure the angle between any two nonparallel lines (or skew lines) the points representing these lines are first plotted onto the net. The paper overlay is now rotated until the two points fall on a single great circle. The angular intercept made on this great circle by the crosscutting small circles (Fig. 1-7) is the angle between the lines. This process may be directly compared with that of counting the angular distance between any two parallels of latitude on a global surface.

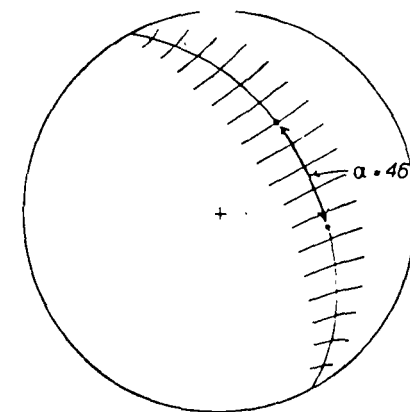


Figure 1-7

Measurement of angle α between two lines

The smallest or *dihedral angle* between any two nonparallel planes is determined by first constructing the two normals (poles) to the plane surfaces. The angle between these lines is measured by the technique described above and gives the true angle between the planes. The bisectors of two inclined surfaces can be determined by finding the bisectors of the two poles, but it should be remembered that the bisector of the *acute* angle between the pole is the bisector of the *obtuse* angle between the planes.

It is always important with these constructions to keep a clear visual representation of the actual physical form of the structures and not to work by the routine application of rules. When the north point on the overlay is restored to its correct orientation, it is always advisable to convert mentally the two-dimensional projection into a lower hemisphere and check that the structure that has been plotted has the correct orientation.

1-7 PRESENTATION OF STRUCTURAL DATA

Although the projection often affords an excellent practical method for determining the angular relationships that exist between different structures it is not always the most convenient way to present the conclusions of structural synthesis. Published descriptions of structures of an area sometimes lean too heavily on the stereographic or equal-area diagram as a method of presentation. It is often difficult to determine the significance of the data recorded in large numbers of stereograms, and descriptions of these diagrams often make very dull reading. Stereograms can never indicate the spatial distribution of the observations, only their overall angular relationship. The results of this analysis can often be clarified by abstracting the significant information from each net (axial directions of folds, axial planes of foliation trends) and replotting it onto a map.

Stereographic and equal-area diagrams in reports or publications should always indicate the north-point azimuth and the center of the circle. The number and types of data plotted should always be recorded and if the stereograms refer to particular subareas within a region, there should always be a clear key map to indicate their location. Data which are plotted as poles may be left as individual points on an equal-area net, but sometimes certain features of the distribution of the poles will stand out more clearly if the intensity of the pole concentration is contoured.

1-8 DETERMINATION OF DENSITY DISTRIBUTION USING CONTOUR METHODS

Although the intensity of distribution of structural elements plotted on an equal-area net can often be approximately evaluated by inspection, it is sometimes necessary to measure the density more accurately. If the density of points in certain zones of the net is high, then it is best to use a contouring counter (Knopf and Ingerson, 1938, pp. 23, 145-151; Turner and Weiss, 1963, pp. 58-64). The contouring counter is a card with a circular hole $1/100$ of the area of the complete equal-area net. This counter is placed on the net and the number of points which can be seen within the circle are counted and the percentage concentration calculated (Fig. 1-8A). For example, if there

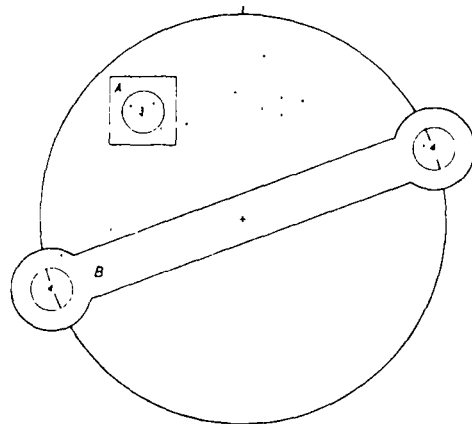


Figure 1-8

Contouring counters for determination of distribution in center (A) and near periphery (B) of net

were 300 poles on the net, and at one position of the counter nine occurred within the hole, then the percentage at the center of the counting circle would be $(9 \times 100)/300 = 3$ percent. These percentages are recorded from place to place on the net and the density distribution contoured by normal methods. At the periphery of the net the percentages are calculated with a special counter (Fig. 1-8B) that a complete one percent area is used.

If the poles show a more uniform distribution, the contouring is more accurately and conveniently done by constructing circles of constant radii around each of the poles. For example, if 100 poles were plotted, then 10 circles each of radius $1/10$ of that of the net are drawn with the poles as centers (Fig. 1-9). The overlapping areas between two circles have a 2-percent concentration, those between three circles have a 3-percent concentration, etc.

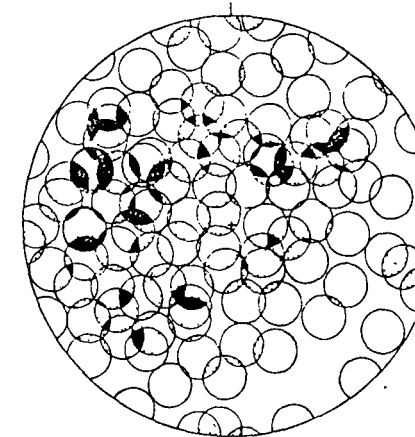


Figure 1-9

Density evaluation using 1 percent circles. Concentrations of 1 to 2 percent stippled, greater than 2 percent solid black.

1-9 ANALYSIS OF THE FORM OF CURVING SURFACES

A curved surface may be termed either *cylindrical* or *noncylindrical*. Cylindrical surfaces can be envisaged as the form traced out or generated when a straight line (the rectilinear generator) moves parallel to itself in space. Noncylindrical surfaces may be generated when a rectilinear generator moves in a nonparallel manner through space (e.g., a cone surface is produced when the generator always passes through a single point) or they may have a more complex form and not be developable in this way (e.g., a paraboloid). Certain geometrical features of all cylindrical surfaces may be determined from the angular relationships of their components, but the geometrical forms of nondevelopable surfaces are indeterminate by stereographic or equal-area projection methods since their properties are dependent on the spatial distribution of the elements, features which cannot be recorded on these diagrams.

Two graphical methods, the π diagram and the β diagram, are most frequently employed for the analysis of cylindrical and conical surfaces.

π diagrams The π -diagram method of analysis utilizes the plots of s poles (s poles) or normals to the measured tangential surfaces (s surface) through the structure. In cylindrical folds each s pole is normal to the s generator (axial direction) and therefore, when plotted onto a stereographic

or equal-area net, the s poles fall on (or about) one particular great circle known as the π circle. The normal to the π circle is known as the π axis and is parallel to the axial direction of the folds (Fig. 1-10).

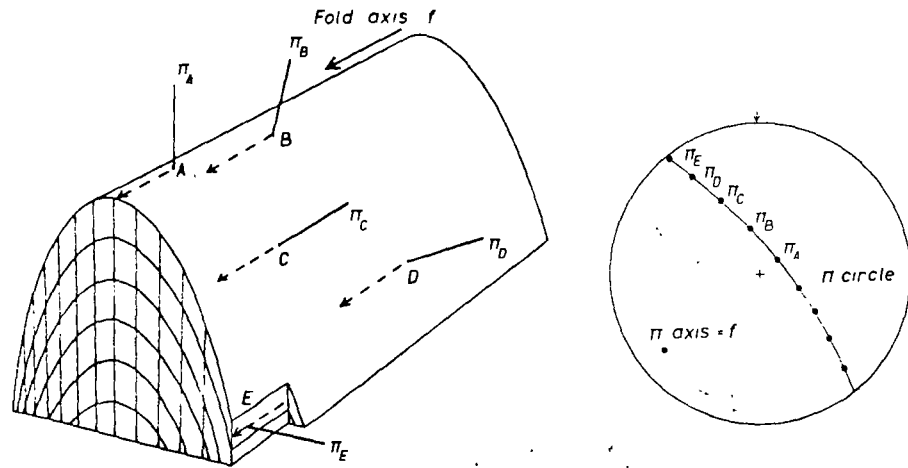


Figure 1-10

The perpendicular relationship of surface normals (π_A , π_B , etc.) to the axial direction and fold axis f , and the construction of a π diagram

If the surface has the form of a cone of apical angle α , each s pole makes a constant angle of $(90-\alpha/2)$ degrees with the axis of the cone. If α is constant the s poles fall on part of a small circle making an angle of $(90-\alpha/2)$ degrees with the point representing the cone axis (Fig. 9-15).

The special value of the π -diagram method of structural analysis is that a great number of observations may be recorded on one diagram and therefore the geometric analysis may be made with a high degree of precision, particularly if statistical methods are employed (Sec. 1-10).

The axial surface (or axial plane) of a cylindrical fold cannot be determined from the s poles alone. If, however, the axial trace (see p. 357) can be found, then it is possible to define exactly the orientation of the axial surface. This is done by finding the one great circle which passes through the π axis (fold axis) and the point representing the plot of the axial trace (Fig. 1-11).

The s poles generally fall on only part of the π circle; the angular spread of the s poles gives the range of variation of the planes in the structure and the angle between the limbs of the fold. The s poles also frequently show a variation in concentration within the π circle. If the measured planes represent a reasonably uniform sample of the folds, this density variation indicates that there are certain preferred orientations of the s planes related to the

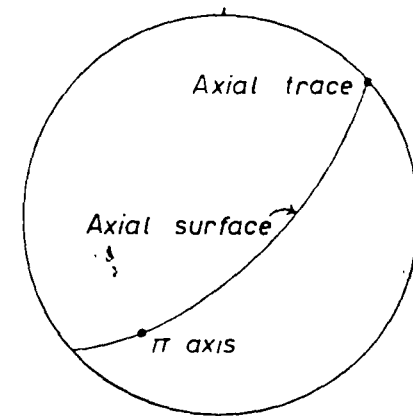


Figure 1-11

The determination of the axial surface orientation

fold shape and gives a measure of the comparative development of the fold limbs and hinge zones. By finding the mean values of these concentrations, it is sometimes possible to determine the "best fit" orientation of the fold limbs.

It is always important to include in a single plot only data drawn from a homogeneously folded region where the axial direction of the folds does not depart more than about 5° from the mean value. If the region shows greater variation than this, it is usual to divide it into smaller units or subareas and make separate π diagrams for each area.

Minor structures (hinge lines and axial surfaces of small folds, lineations

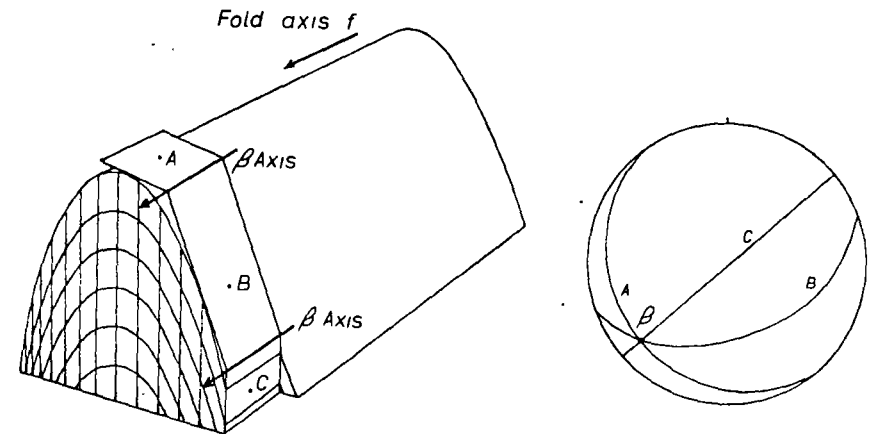


Figure 1-12

The intersection of surfaces A, B, and C, to establish β axes

Figure 1-13

The β diagram prepared from Figure 1-12.

cleavage, joints, etc.) may also be plotted onto the same net as the σ poles to determine whether the small-scale structures are geometrically related to the form of the major folds.

β diagrams Surfaces within a cylindrical fold contain a line parallel to the recumbent generator and therefore, the intersections of any two observations of measured tangent planes to the folded surface intersect in a line parallel to this generator. This line is known as a β axis, and is parallel to the fold axis (Fig. 1-12). The stereogram or equal-area projection offers a very convenient way for graphic determination of the orientation of such β axes (Fig. 1-13). All the β axes computed in this manner should have a parallel orientation (i.e., all the great circles representing individual surfaces in the fold should pass through a single point). In practice, however, folds rarely have a perfectly cylindrical form and the measurements of the fold surfaces are always subject to a certain error. This means that the computed

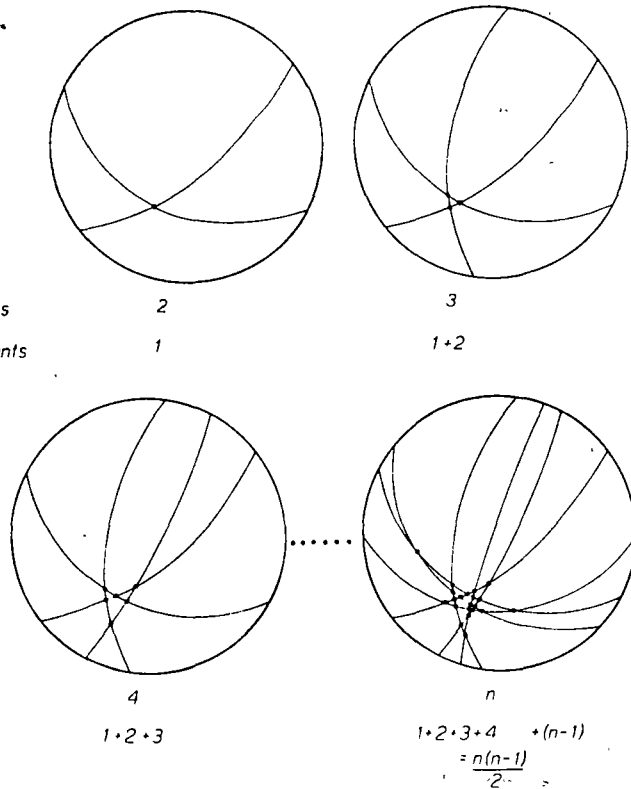


Figure 1-14

The relation between number of β axes and number of planes n plotted

β axes do not generally coincide, but they are unimodally grouped around a point which gives the "best fit" orientation for the mean β axis or fold axis. The number of β intersections (S) produced by the intersection of n observed planes (tangent planes) in the fold (Fig. 1-14) is given by the arithmetic progression:

$$S = 0 + 1 + 2 + 3 + \dots + (n - 1) = \frac{n(n - 1)}{2} \quad (1-1)$$

If $n > 3$, the number of β intersections outnumbers the observations, and in practice it may be almost impossible to determine their position in a single diagram (for example, if $n = 500$, $S = 124,750$). Where n is large it is usual to subdivide the region into a number of smaller areas. The large number of β points and β diagrams that can be obtained from relatively few primary observations can be overimpressive and lead to a false idea of analytical rigor. The mean of the β axes is statistically parallel to the fold axis and can be determined by inspection, by using a contour counter, or by mathematical methods (Sec. 1-10).

Because the field measurements are always subject to a certain error, the positions of the β axes are also subject to certain positional errors. The maximum error in the positions of the β points ($\max e_{\beta}$) is dependent on the initial measurement error (e_n) and the angle between the two plane surfaces. (d). The β axis is located in the zone of intersection of two cones with apical angles $2(90 - e_n)$ degrees and axes at angular distance d (Fig. 1-15). The

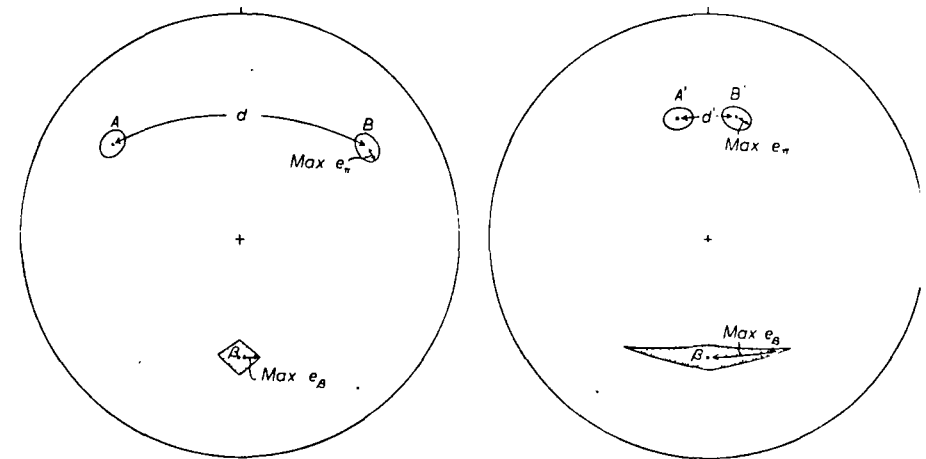


Figure 1-15

The maximum error in position of the β axis (e_{β}) resulting from plotting two planes with positional error e_n and angular distance d apart

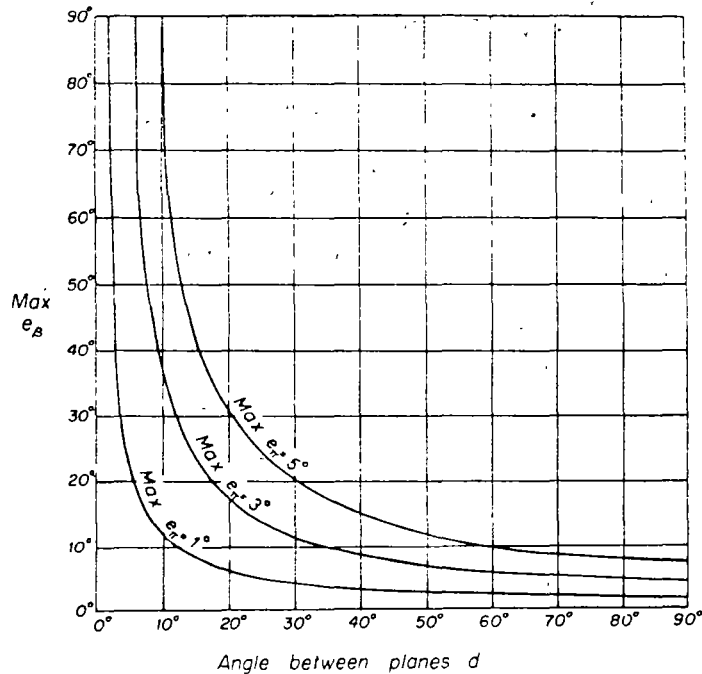


Figure 1-16
Values of maximum error e_β for variations in e_π and d

maximum error is

$$\max e_\beta = \cos^{-1} \left[1 - \frac{2 \sin^2 e_\pi}{\sin^2 d} (1 + \cos d) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1-2)$$

Values of this maximum error for various values of e_π and d are graphically illustrated in Fig. 1-16. These errors may become very large if the angle between the surfaces is small and this means that the β -diagram method for determining the position of the axial direction of cylindrical folds is unsatisfactory where the folds have an open or tight cross-section form (where $d < 40^\circ$ or $> 140^\circ$) (Ramsay, 1963).

If the folding is noncylindrical, or if the axial direction of the folds is variable, the β -diagram method of analysis is mathematically unsound, and many geologically meaningless β axes will appear on the plot (Ramsay, 1963).

1-10 STATISTICAL METHODS APPLIED TO STRUCTURAL ANALYSIS

The method of plotting poles to surfaces on the equal-area net enables a large amount of data to be incorporated into one diagram. Geometrical

interpretations of these data can often be simply done by inspection, assisted by the use of various contouring methods to determine graphically the distribution density and its significance. Such simple methods often make it possible for the geometrical analysis to be carried out with a fair degree of precision. It is also possible, however, to employ statistical techniques which give a more exact analysis of the data and, in consequence, the reliability of the deductions made from the data can be assessed more accurately. Some of the more common types of pole distribution will now be examined to illustrate the way in which statistical methods may be used in this type of analysis.

Unimodal pole distribution If the poles are distributed fairly uniformly around a central mode (e.g., a single β -point maxima), then it is possible to determine the orientation of the mean vector defining the central point density of the poles.

Three mutually perpendicular directions are chosen for coordinate axes. The most convenient for purposes of measurement are x axis E-W horizontal, y axis N-S horizontal, and z axis vertical. The angles α , β , and γ between each pole (unit vector) and the x , y , and z directions are measured on the β -diagram (Fig. 1-17). The x , y , and z components of the side of the vector "box"

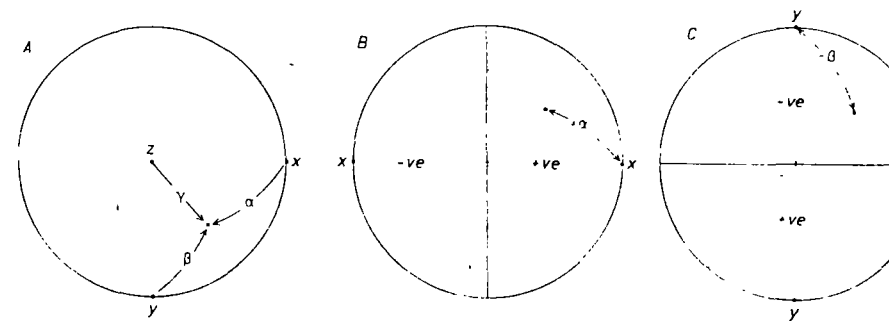


Figure 1-17
The method of defining orientation of a pole using the angles α , β , and γ from three mutually perpendicular directions X , Y , and Z . The sign convention for α and β is shown in B and C; γ is also negative if directed into the lower hemisphere, or positive if directed out of the lower hemisphere.

each measurement are then given by $\cos \alpha$, $\cos \beta$, and $\cos \gamma$, respectively (Fig. 1-18). These measurements are repeated for each of the other poles and the sums of the vector components are computed ($\Sigma \cos \alpha$, $\Sigma \cos \beta$, and $\Sigma \cos \gamma$). These sums give the dimensions of the x , y , and z components of the total vector sum and the diagonal of this box gives the strength of the total vector sum, that is, $[(\Sigma \cos \alpha)^2 + (\Sigma \cos \beta)^2 + (\Sigma \cos \gamma)^2]^{\frac{1}{2}}$. The direc-

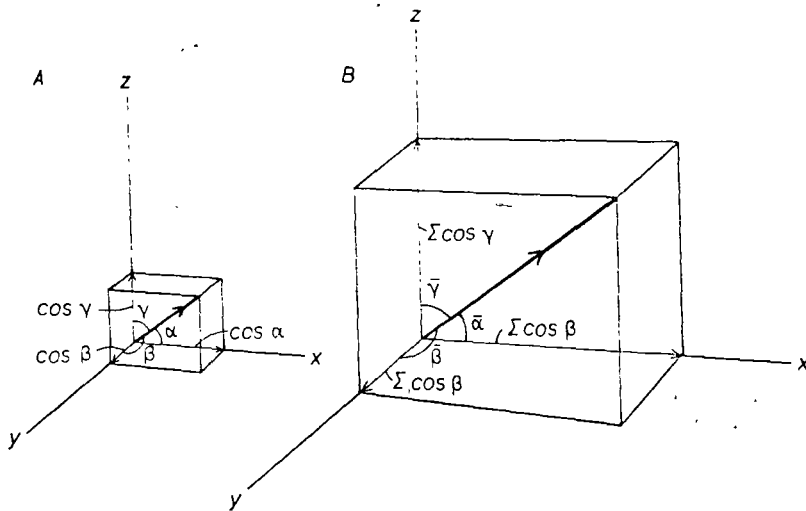


Figure 1-18
Method of summing vectors

Directions of this mean vector with the x, y, and z axes are given by

$$\cos \bar{\alpha} = \frac{\sum \cos \alpha}{[(\sum \cos \alpha)^2 + (\sum \cos \beta)^2 + (\sum \cos \gamma)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (1-3)$$

$$\cos \bar{\beta} = \frac{\sum \cos \beta}{[(\sum \cos \alpha)^2 + (\sum \cos \beta)^2 + (\sum \cos \gamma)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (1-4)$$

$$\cos \bar{\gamma} = \frac{\sum \cos \gamma}{[(\sum \cos \alpha)^2 + (\sum \cos \beta)^2 + (\sum \cos \gamma)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (1-5)$$

As an example, Fig. 1-19 shows a pole distribution which has been analyzed in this way to illustrate the method of setting out the data for computation of the mean using a desk calculating machine (Table 1-1).

Using the data set out in Table 1-1, in Eqs. (1-3) to (1-5) calculate

$$\cos \bar{\alpha} = \frac{5.738}{9.901} = 0.579 \quad \bar{\alpha} = 54.6^\circ$$

$$\cos \bar{\beta} = \frac{4.359}{9.901} = 0.440 \quad \bar{\beta} = 63.9^\circ$$

$$\cos \bar{\gamma} = \frac{6.791}{9.901} = 0.686 \quad \bar{\gamma} = 46.7^\circ$$

As a check, $\cos^2 \bar{\alpha} + \cos^2 \bar{\beta} + \cos^2 \bar{\gamma} = 0.335 + 0.193 + 0.470 = 1.000$.

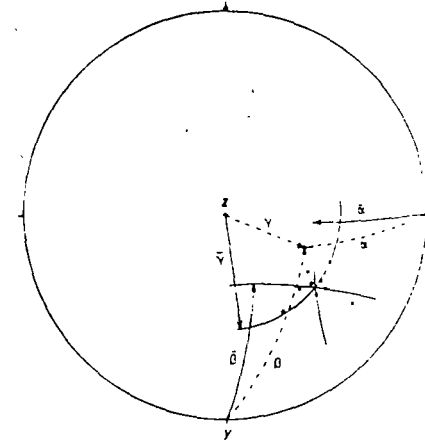


Figure 1-19
Determination of the mean vector of 10 plotted poles

The angles $\bar{\alpha}$, $\bar{\beta}$, and $\bar{\gamma}$ can be set off on the stereogram to locate the mean vector (Fig. 1-19).

It is now possible to give values to the extent of dispersion of the pole around their mean to determine the intensity and significance of the concentration, e.g., by recording the standard deviation, variance, etc.

Table 1-1 Computation of a mean vector

α	β	γ			
degrees			cos α	cos β	cos γ
58	78	35	0.530	0.208	0.819
47	72	47	0.682	0.309	0.682
57	68	41	0.545	0.375	0.755
56	64	45	0.559	0.438	0.707
52	65	47	0.616	0.443	0.682
51	62	51	0.629	0.470	0.629
55	60	49	0.574	0.500	0.656
61	62	42	0.485	0.470	0.743
68	52	46	0.375	0.616	0.695
42	58	65	0.743	0.530	0.423
Σ			5.738	4.359	6.791
Σ^2			32.925	19.001	46.118

$$(\sum \cos \alpha)^2 + (\sum \cos \beta)^2 + (\sum \cos \gamma)^2 = 98.044$$

$$(98.044)^{\frac{1}{2}} = 9.901$$

The plane of best fit (π circle) to cylindrically disposed s -plane poles The projection method used to determine the axial direction of cylindrically folded surfaces relies on finding the normal to the plane of best fit to the s poles (π). The statistical procedure for finding this plane of best fit is based on the usual technique of minimizing the squares of the deviations of the observed s poles from this surface.

Let the normal to the π circle make angles of α , β , and γ , respectively with any three mutually perpendicular directions, x , y , and z . If the angles between an s pole on the same coordinate directions are a , b , and c , respectively, then the s poles and the π -circle normal should be perpendicular. The condition for this is that the product of their cosines should equal zero, that is,

$$\cos a \cos \alpha + \cos b \cos \beta + \cos c \cos \gamma = \cos 90^\circ = 0 \quad (1-6)$$

Replacing $\cos a$ by l , $\cos b$ by m , $\cos c$ by n , $\cos \alpha/\cos \gamma$ by A , $\cos \beta/\cos \gamma$ by B , then the condition expressed in (1-6) simplifies to

$$Al + Bm + n = 0 \quad (1-7)$$

If actual values of l , m , and n are substituted in (1-7), the value will generally differ from zero by some small deviation e . The standard statistical procedure for finding the values of A and B which have the closest fit to the observed values is to minimize the squares of these deviations, that is, $\Sigma e^2 = \Sigma (Al + Bm + n)^2$ has a minimum value.

$$\Sigma e^2 = A^2 \Sigma l^2 + B^2 \Sigma m^2 + \Sigma n^2 + 2AB \Sigma lm + 2A \Sigma ln + 2B \Sigma mn \quad (1-8)$$

Differentiating (1-8) with respect to A and equating to zero,

$$A \Sigma l^2 + B \Sigma lm + \Sigma ln = 0 \quad (1-9)$$

Differentiating (1-8) with respect to B and equating to zero,

$$A \Sigma lm + B \Sigma m^2 + \Sigma mn = 0 \quad (1-10)$$

Solving the simultaneous equations (1-9) and (1-10) for A and B ,

$$A = \frac{\Sigma lm \Sigma mn - \Sigma ln \Sigma m^2}{\Sigma l^2 \Sigma m^2 - (\Sigma lm)^2} \quad (1-11)$$

$$B = \frac{\Sigma lm \Sigma ln - \Sigma mn \Sigma l^2}{\Sigma l^2 \Sigma m^2 - (\Sigma lm)^2} \quad (1-12)$$

Because $\cos^2 \alpha + \cos^2 \beta + \cos^2 \gamma = 1$,

$$A^2 \cos^2 \gamma + B^2 \cos^2 \gamma + \cos^2 \gamma = 1$$

$$\text{or} \quad \cos \gamma = (1 + A^2 + B^2)^{-1/2} \quad (1-13)$$

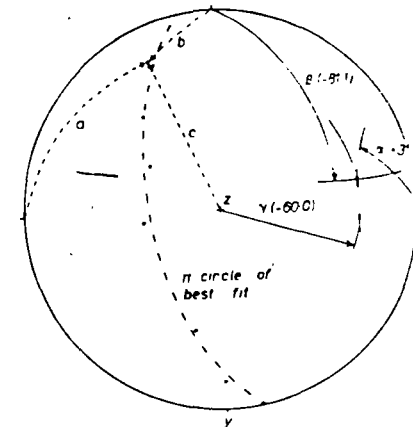


Figure 1-20

Determination of the best-fit π circle to seven s poles

$$\text{also} \quad \cos \alpha = A(1 + A^2 + B^2)^{-1/2} \quad (1-14)$$

$$\cos \beta = B(1 + A^2 + B^2)^{-1/2} \quad (1-15)$$

As an example of the use of this method, Fig. 1-20 shows a series of s poles distributed about a great circle. To find the best fit for the π circle the values of a , b , and c are measured for each pole. These data are tabulated in Table 1-2 for computation with a desk calculating machine. It should be noted however that care must be taken in assigning $+ve$ or $-ve$ values to the angles a , b , and c according to the convention shown in Fig. 1-17.

Using the data of Table 1-2 in Eqs. (1-11) through (1-14), we can calculate that

$$A = \frac{0.717 \times 0.086 - 1.375 \times 3.669}{0.940 \times 3.669 - (0.717)^2} = -1.698$$

$$B = \frac{0.717 \times 1.375 - 0.940 \times 0.086}{0.940 \times 3.669 - (0.717)^2} = +0.308$$

$$1 + A^2 + B^2 = 3.978$$

$$\cos \gamma = (3.978)^{-1/2} = 0.502 \quad \gamma = +60.0^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.502 \times -1.698 = -0.852 \quad \alpha = -31.6^\circ$$

$$\cos \beta = 0.502 \times 0.308 = +0.154 \quad \beta = +81.1^\circ$$

Check, $\cos^2 \alpha + \cos^2 \beta + \cos^2 \gamma = 1.002$.

Because the calculation leads to a $+ve$ value for γ (upper hemisphere) all signs are changed to give the correct lower hemisphere location of the pole to the π circle, that is, $\alpha = +31.6^\circ$, $\beta = -81.1^\circ$, $\gamma = -60.0^\circ$. The poles are now plotted onto the net and the best-fit π circle can be drawn (Fig. 1-2

Table 1-2 Computation of the plane of best fit to several *s*-plane poles

<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>l</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>l</i> ²	<i>m</i> ²	<i>nl</i>	<i>nm</i>	<i>ln</i>
-67	-31	-71	-0.391	-0.857	-0.326	0.153	0.734	+0.335	+0.127	+0.279
-62	-53	-50	-0.469	-0.602	-0.643	0.220	0.362	+0.282	+0.302	+0.387
-62	-75	-34	-0.469	-0.259	-0.829	0.220	0.067	+0.121	+0.389	+0.215
-58	+85	-34	-0.530	+0.087	-0.829	0.281	0.008	-0.046	+0.439	-0.072
-79	+40	-52	-0.191	+0.766	-0.616	0.036	0.587	-0.146	+0.118	-0.472
+90	+14	-75	0.000	+0.970	-0.259	0.000	0.941	0.000	0.000	-0.251
+80	+10	+90	+0.174	+0.985	0.000	0.030	0.970	+0.171	0.000	0.000
Σ			-1.876	+1.090	-3.502	0.940	3.669	+0.717	+1.375	+0.086

The cone of best fit to conically disposed *s*-plane poles If a series of measured surfaces is believed to form part of a circular cone surface, it is possible to determine the orientation of the axis of this cone and its apical angle.

Let the cone axis be situated at angular distances α , β , and γ from three mutually perpendicular direction axes *x*, *y*, and *z*, respectively. If the angles between each measured *s* pole and the *x*, *y*, and *z* direction axes are *a*, *b*, and *c*, respectively, then for these surfaces to be arranged on a cone they should be situated at a constant angle *K* from the cone axis, where *K* is half the apical angle. The condition for this is given by

$$\cos a \cos \alpha + \cos b \cos \beta + \cos c \cos \gamma = \cos K \quad (1-16)$$

Replacing $\cos a$, $\cos b$, and $\cos c$ by *l*, *m*, and *n*, respectively, $\cos \alpha/\cos \gamma$ by *A*, $\cos \beta/\cos \gamma$ by *B*, and $\cos K/\cos \gamma$ by *C*, the condition of (1-16) simplifies to

$$Al + Bm + n + C = 0$$

Substituting the measured values of *l*, *m*, and *n* into this equation generally produces a small deviation *e* from its true zero value. Minimizing the sums of the squares of these deviations, we obtain the condition that

$$\begin{aligned} \Sigma e^2 &= \Sigma (Al + Bm + n + C)^2 \\ &= A^2 \Sigma l^2 + B^2 \Sigma m^2 + \Sigma n^2 + NC^2 + 2AB \Sigma lm + 2B \Sigma mn \\ &\quad + 2AC \Sigma l + 2BC \Sigma m + 2C \Sigma n \quad (1-17) \end{aligned}$$

has a minimum value where *N* is the number of *s* poles measured. Differentiating (1-17) with respect to *A*, to *B*, and then to *C*, and equating each to zero, we obtain three linear equations for *A*, *B*, and *C*:

$$A \Sigma l^2 + B \Sigma lm + C \Sigma l + \Sigma ln = 0 \quad (1-18)$$

$$A \Sigma lm + B \Sigma m^2 + C \Sigma m + \Sigma mn = 0 \quad (1-19)$$

$$A \Sigma l + B \Sigma m + C N + \Sigma n = 0 \quad (1-20)$$

To solve these equations the determinants *D*, *D_A*, *D_B*, and *D_C* are computed using the standard technique known as the *Rule of Sarrus*.

$$\begin{aligned} D &= \begin{vmatrix} \Sigma l^2 & \Sigma lm & \Sigma l \\ \Sigma lm & \Sigma m^2 & \Sigma m \\ \Sigma l & \Sigma m & N \end{vmatrix} & D_A &= \begin{vmatrix} -\Sigma ln & \Sigma lm & \Sigma l \\ -\Sigma mn & \Sigma m^2 & \Sigma m \\ -\Sigma n & \Sigma m & N \end{vmatrix} \\ D_B &= \begin{vmatrix} \Sigma l^2 & -\Sigma ln & \Sigma l \\ \Sigma lm & -\Sigma mn & \Sigma m \\ \Sigma l & -\Sigma n & N \end{vmatrix} & D_C &= \begin{vmatrix} \Sigma l^2 & \Sigma lm & -\Sigma ln \\ \Sigma lm & \Sigma m^2 & -\Sigma mn \\ \Sigma l & \Sigma m & -\Sigma n \end{vmatrix} \end{aligned} \quad (1-21)$$

For example,

$$D = \Sigma l^2 \Sigma m^2 N + \Sigma lm \Sigma m \Sigma l + \Sigma l \Sigma lm \Sigma m - \Sigma l^2 (\Sigma m)^2 - N (\Sigma lm)^2 - \Sigma m^2 (\Sigma l)^2$$

The values of *A*, *B*, and *C* are then given by

$$A = \frac{D_A}{D} \quad B = \frac{D_B}{D} \quad C = \frac{D_C}{D} \quad (1-22)$$

From $\cos^2 \alpha + \cos^2 \beta + \cos^2 \gamma = 1$,

$$\cos \gamma = (1 + A^2 + B^2)^{-\frac{1}{2}} \quad (1-23)$$

$$\text{Also} \quad \cos \alpha = A(1 + A^2 + B^2)^{-\frac{1}{2}} \quad (1-24)$$

$$\cos \beta = B(1 + A^2 + B^2)^{-\frac{1}{2}} \quad (1-25)$$

$$\cos K = -C(1 + A^2 + B^2)^{-\frac{1}{2}} \quad (1-26)$$

As an example of the use of this method, the data from Fig 1-20 and Table 1-2 will be used to see if the assumption that the *s* poles lay on a plane was reasonably correct, for a plane may be considered as a cone with apical angle equal to 180° (that is, $K = 90^\circ$).

Calculation of the determinants using a desk calculating machine gives

$$D = +3.583 \quad D_B = +1.151$$

$$D_A = -6.234 \quad D_C = +0.057$$

where $A = -1.739$, $B = +0.321$, and $C = +0.016$. Thus $\cos \gamma = +0.49$, $\cos \alpha = -0.856$, $\cos \beta = +0.157$, and $\cos K = -0.008$. This shows that the data fit a cone with axial direction given by $\alpha = +31.1^\circ$, $\beta = -81.0^\circ$, and

$\delta = -60.5^\circ$, and with a half apical angle of 89.5° . The assumption was justified: the cone axis almost exactly corresponds with the normal to the π circle, and the half apical angle is close to a right angle.

REFERENCES AND FURTHER READING

- Badgley, P. C. "Structural Methods for the Exploration Geologist," pp. 187-242, Harper & Brothers, New York, 1959.
- Bucher, W. H. "The Stereographic Projection, a Handy Tool for the Practical Geologist," *J. Geol.*, **52**: 191-212 (1944).
- Chayes, F. "Application of the Coefficient of Correlation to Fabric Diagrams," *Am. Geophys. Union Trans.*, **27**: 400-405 (1946).
- Dahlstrom, C. D. A. "Statistical Analysis of Cylindroidal Folds," *Can. Inst. Min. Met. Bull.*, **47**: 234-239 (1954).
- Donn, W. L., and J. A. Shiner. "Graphic Methods in Structural Geology," Appleton-Century-Crofts, Inc., New York, 1958.
- Fairbairn, H. W. "Structural Petrology of Deformed Rocks," Addison-Wesley Publishing Company, Inc., Reading, Mass., 1949.
- Flinn, D. "On Tests of Significance of Preferred Orientation in Three Dimensional Fabric Diagrams," *J. Geol.*, **66**: 526-539 (1958).
- Haman, P. J. "Manual of Stereographic Projection," *West Can. Res. Pub., Geology Related Sciences*, **1**: 1-67 (1961).
- Kamb, W. B. "Petrofabric Observations from Blue Glacier, Washington, in Relation to Theory and Experiment," *J. Geophys. Res.*, **64**: 1908-1909 (1959).
- Knopf, E. B., and E. Ingerson. "Structural Petrology," *Geol. Soc. Am., Mem.*, **6** (1938).
- Noble, D. C., and S. W. Eberly. "A Digital Computer Procedure for Preparing Beta Diagrams," *Am. J. Sci.*, **262**: 1124-1129 (1964).
- Phillips, F. C. "The Use of Stereographic Projection in Structural Geology," Edward Arnold (Publishers) Ltd., London, 1954.
- Pincus, H. J. "The Analysis of Aggregates of Orientation Data in the Earth Sciences," *J. Geol.*, **61**: 482-509 (1953).
- Ramsay, J. G. "The Uses and Limitations of Beta-Diagrams and Pi-Diagrams in the Geometrical Analysis of Folds," *Quart. J. Geol. Soc.*, **120**: 435-454 (1963).
- Robinson, P., R. Robinson, and S. J. Garland. "Preparation of Beta-Diagrams in Structural Geology by a Digital Computer," *Am. J. Sci.*, **261**: 913-928 (1963).
- Sander, B. "Geologie des Tauern-Westendes. Ueber Flächen- und Achsen Gefüge," *Mitt. Reichsanst. Bodenforsch., Wien.*, **4**: 1-94 (1942).
- Sander, B. "Einführung in die Gefügekunde der geologischen Körper," Springer-Verlag OHG, Vienna and Innsbruck, 1948.
- den Tex, E. "Elements of Structural Geology" by E. S. Hills, pp. 392-406, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1963.
- Turner, F. J., and L. Weiss. "Structural Analysis of Metamorphic Tectonites," pp. 46-75, McGraw-Hill Book Company, New York, 1963.
- Winchell, H. "A new Method of Interpretation of Petrofabric Diagrams," *Am. Mineralogist*, **22**: 15-36 (1937).

2

Stress

THE forces which act on an element of material can be divided into two types. The first arise in the bulk of the material and are proportional to the mass of the substance (e.g., gravity, centrifugal force, magnetic force). These forces are known as body forces, and are measured in units of force per unit volume. The second type, known as surface forces, act over the surface of the "body" and are measured in units of force per unit area. This force per unit area is termed stress, and gives a measure of the intensity of the reaction of the material which lies on one side of the surface or that which lies on the other. stress acting on imaginary surfaces inside the body can be investigated without actual physical division of the body into free surfaces. These surface stresses generally arise from externally applied forces, but they can develop from body forces if the component parts of the body are in equilibrium.

2-1 STRESS NOTATION

The forces acting on a surface can be resolved into normal stresses or direct stresses denoted by the Greek letter sigma (σ), and shearing stresses denoted by the letter tau (τ) (Fig. 2-1). Direct stresses can be either tensile or compressive: the convention is to use a positive sign for tensile and a negative sign for compressive stresses. In many geological texts compressive normal stresses are considered positive, but this nomenclature is not consistent with that generally employed in works

A method of contouring polar diagrams using curvilinear counting cells

BRUCE DENNESS

Summary. A new method of contouring polar diagrams using 1% area curvilinear counting cells is described. The method is fast and accurate over the whole area of the stereogram including the periphery and is, therefore, especially suitable for counting weak or diffuse concentrations.

An investigation into fissure orientations in selected soft rocks of south-east England produced data that were analysed on Equal Area stereograms. In engineering practice fissures are defined as discontinuities dividing an otherwise continuous material without separation of units (Denness, unpublished Thesis, University of London, 1968).

After exhaustive comparisons with existing techniques, Stauffer (1966) showed that his own Squared Grid method of contouring polar diagrams was as accurate as almost any other and had the advantage of being more quickly applied. The only major disadvantage of his method was that small inaccuracies were introduced near the periphery of the stereogram. These inaccuracies resulted from the need to make up whole squares, often of different final sizes, from triangles and rectangles having one curved side, from opposite sides of the stereogram. For a random distribution of poles on a stereogram this peripheral inaccuracy would not be important.

In the fissure study at the large majority of measurement locations studied, the poles were not randomly distributed and usually showed a pronounced though weak trend. Usually part of this trend took the form of a distribution about a great circle at right angles to the pole representing bedding. As the bedding was often nearly horizontal, the great circle was frequently coincident with the periphery of the net, as shown in Fig. 1a. Therefore, stereograms contoured by the Squared Grid technique were subject to larger inaccuracies than those representing other distributions.

A new method of contouring had to be evolved to reduce the contouring errors resulting from this distribution. To do this it was considered necessary to fulfil two requirements: (a) the method was to be equally applicable to any pole distribution; and (b) the method was to be at least as accurate as the Squared Grid method and if possible as quickly and easily applied.

If there had been a distribution only near the periphery of the net, low-angle segments could have been used as contouring cells to contour the stereogram. However, there were frequently other pole concentrations on the diagrams so the segmental counting cells were not directly applicable. A method was required that divided the peripheral zone of the polar diagrams and also divided the rest of the of the diagrams into similar cells so that all

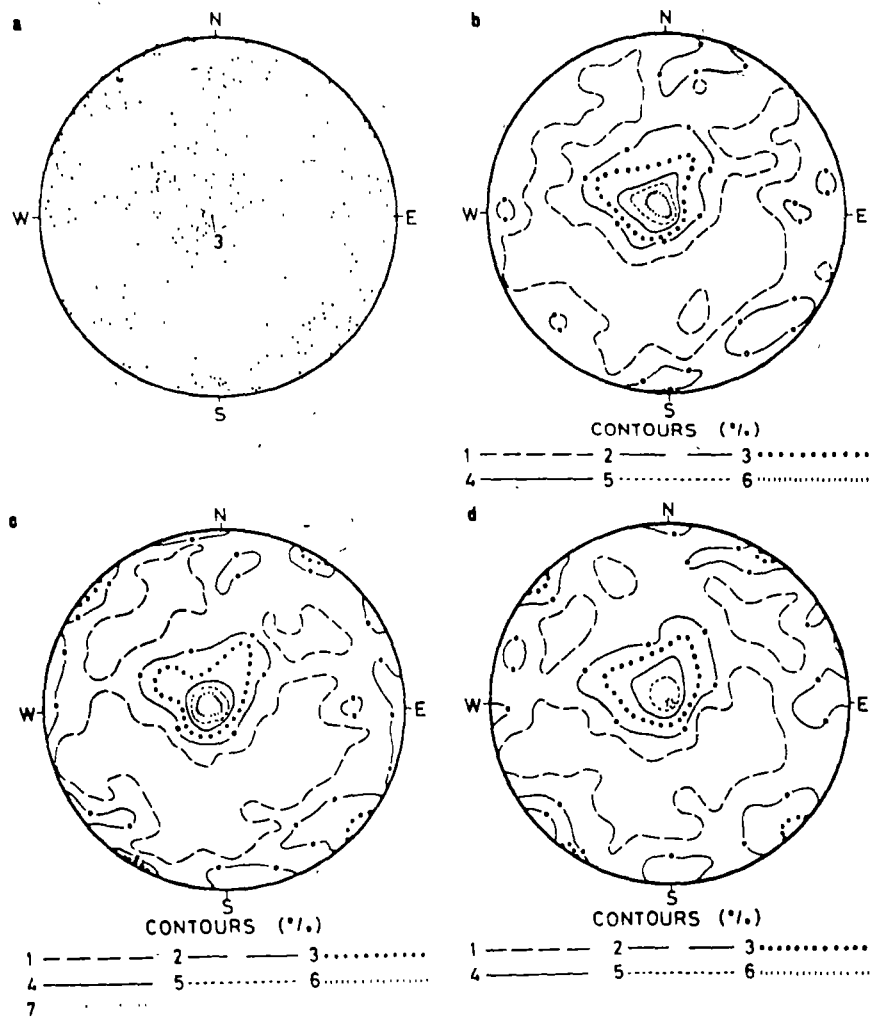


Fig. 1. Stereograms representing 400 Fissures. (a) Polar Diagram; (b) as (a) contoured by Squared Grid; (c) as (a) contoured by Mellis Variable Ellipse; (d) as (a) countoured by Curvilinear Cells.

concentrations could be accurately contoured.

The contouring net derived to satisfy these conditions is illustrated in Fig. 2. The criteria providing the necessary equations for the net to be determined were: (a) each cell should be 1% of the total area of the net; (b) each cell should be as nearly the same shape as possible; i.e. square. However, for simplicity of construction it was convenient to make the centre cell circular.

Starting at the centre of the net a series of dependent equations is derived, the first two being:

$$(1) \pi r_1^2 = \frac{\pi R^2}{100}, \text{ where } R \text{ is the radius of the stereogram;}$$

$$(2) \theta_1 = 2\pi$$

For the second ring:

$$(r_2 - r_1) \cdot \frac{(r_2 + r_1)}{2} \cdot \theta_2 = \pi r_1^2$$

$$\therefore r_2 = r_1 \left(\frac{2\pi}{\theta_2} + 1 \right)^{1/2} \dots \dots \dots (3) \text{ Condition (a)}$$

and

$$r_2 - r_1 = \frac{(r_2 + r_1)}{2} \cdot \theta_2$$

$$\therefore r_2 = r_1 \frac{(2 + \theta_2)}{2 - \theta_2} \dots \dots \dots (4) \text{ Condition (b)}$$

Equations (3) and (4) contain only two unknown values, r_2 and θ_2 , which can be found. Further rings can then be determined in the same way so that the equations for the n th ring are:

$$r_n = \frac{R}{10} \left(2\pi \left(\frac{1}{\theta_2} + \frac{1}{\theta_2} + \dots + \frac{1}{\theta_n} \right) \right)^{1/2} \dots \dots \dots (3a)$$

$$\text{and } r_n = \frac{R}{10} \left(\frac{2 + \theta_2}{2 - \theta_2} \right) \left(\frac{2 + \theta_3}{2 - \theta_3} \right) \dots \left(\frac{2 + \theta_n}{2 - \theta_n} \right) \dots \dots \dots (4a)$$

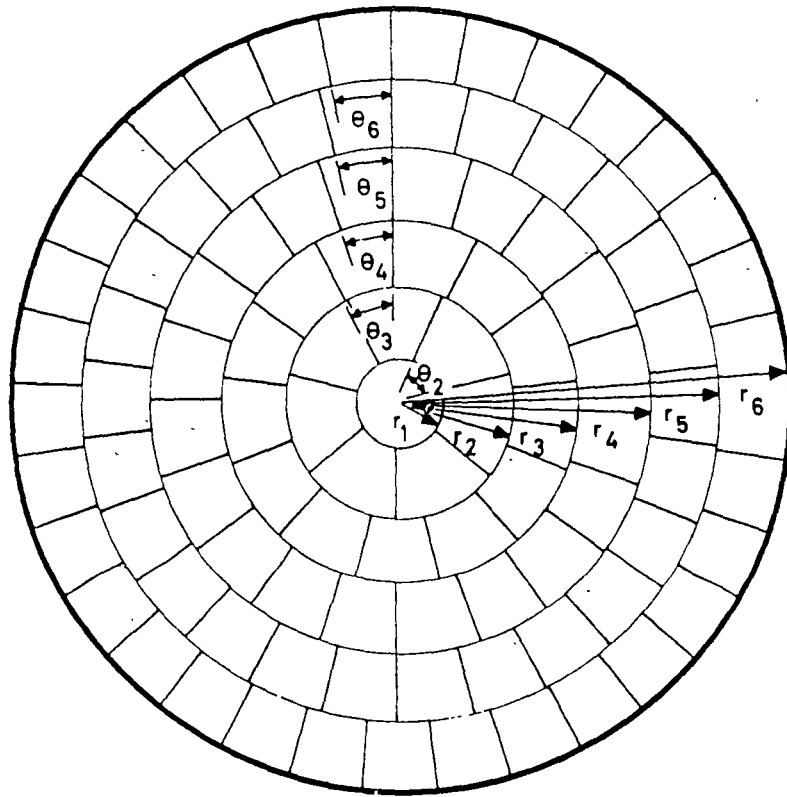
For the 7.5 cm radius stereogram the following values of r and θ may be derived:

Ring no.	1	2	3	4	5	6
r (cm)	0.75	2.12	3.43	4.80	6.13	7.50
θ ($^\circ$)	360.0	51.4	27.7	18.0	13.85	10.9
No. cells/ring	1	7	13	20	26	33

The net is used for contouring in a similar way to the Squared Grid except that it is rotated about the centre to achieve new contouring stations.

Results of contouring by this technique are shown in Fig. 1 to compare favourably with those from the Mellis (1942) Variable Ellipse method, generally acknowledged to be the most accurate method available. It is shown

that the Squared Grid method is less accurate at the Periphery of the stereogram.



θ°	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6
	360	60	27.7	18	13.85	10.9

$r(\text{cm})$	r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	r_6
	0.75	2.12	3.43	4.80	6.13	7.5

Fig. 2. Curvilinear Cells Contouring Net.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author gratefully acknowledges financial assistance from the Natural Environmental Research Council. He is also indebted to Dr P.G. Fookes of the Engineering Geology Department at Imperial College, for his critical encouragement.

REFERENCES

- Mellis, O. 1942. Gefügediagramme in Stereographischer Projektion. *Mineralog. petrog. Mitt.* 53, 330.
 Stauffer, M. R. 1966. An empirical statistical study of three dimensional fabric diagrams as used in structural analysis. *Can. J. Earth Sci.* 3, 473-498.

Imperial College of Science and Technology
 Prince Consort Road
 London S.W.7

Traces of a Lineation on Random Planes

ABSTRACT

Determining whether traces on a number of planes are orthographic projections of a single line is a problem similar to finding the axis of a cylindrical fold given the orientations of planes in the fold. The analog of the pi method described here has advantages over the analog of the beta method which is currently used.

INTRODUCTION

The problem of distinguishing the trace of a lineation on a group of random planes from the trace of a foliation on those planes is treated in most texts on graphical techniques in structural geology (Phillips, 1960, p. 20-27; Ragan, 1968, p. 72-75; Turner and Weiss, 1963, p. 79-85). The solution is due to Lowe (1946). This note presents a simpler solution which lends itself more readily to statistical treatment.

Recognizing that Lowe's (1946) technique determines whether the observed lines on planes could represent the orthographic projections of a single line onto those planes should lead to wider applications of the solutions presented here. They can, for instance, replace the approximate methods suggested by Compton (1966) and Bielenstein and Eisbacher (1970) for determining the principal direction of tectonic shortening from striae on fault planes.

METHODS

Suppose that, in Figure 1, AO is the trace of the lineation, LO, on the plane, AOB. OB is perpendicular to AO and the pole to AOB is OP. Lowe (1946) pointed out that for a number of traces of LO on planes with poles, P_iO, the planes A_iOP_i would intersect in LO.

We notice that AO is, in fact, the orthographic projection of LO onto AOB. OB is the pole to AOP and so is perpendicular to LO (which lies in AOP). So the orientation of LO may be determined by plotting the lines, OB_i, perpendicular to OA_i that lie in the planes, A_iOB_i. These lines, OB_i, will lie on a great circle of the stereographic net which is perpendicular to LO. We may conveniently re-

The example below sets out working procedure for both methods. The data for the example are set out in Table 1.

EXAMPLE

Lowe's method is illustrated in Figure 2. The steps are:

1. Plot the traces. If the traces do not lie on a great circle, they are not traces of a single foliation. They may be traces of a lineation.
2. Plot the poles to the planes that contain the traces.
3. For each trace, construct the N plane, the common great circle of the trace, and the pole of the plane that contains it.
4. If the N planes intersect at a single point on the net the traces are traces of a single lineation whose orientation is represented by the intersection point.

The new method is shown in Figure 3. The steps are:

1. As step 1 of Lowe's method.
2. For each trace, plot the trace normal.
3. If the trace normals lie on a great circle of the net, the traces are traces of a single lineation. The pole to this common great circle is the direction of the lineation.

Figures 2 and 3 show the traces are due to a lineation with a trend of 286° and a plunge of 30°.

DISCUSSION

The problem of defining LO is essentially the problem of finding whether the planes, A_iOP_i, contain a common line. So the problem has much in common with that of determining the axis of a cylindrical fold, given orientations of planes in that fold. Again, there are two solutions; Lowe's method is the analog of the beta method, and the new method is the analog of the pi method.

The disadvantages of the beta method have been set out by Ramsay (1964) and are shared by Lowe's method.

The intersection method is unsuitable for large numbers of observations; an observation:

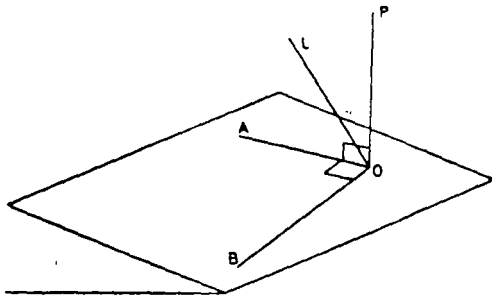


Figure 1. Geometric relations.

graphic projection soon becomes confused.

When the N planes intersect at small angles (less than 40°), the intersections spread out across part of a great circle of the net and the lineation direction can no longer be accurately determined.

The intersection method is not robust against measurement errors in the data, especially when the N planes intersect at comparatively low angles.

Clark and McIntyre (1951) and Den Tex (1953) consider some of the problems that arise in complex fabrics when traces are due to more than a single lineation or foliation; then the intersection method will generate spurious maxima on the diagram which cannot be simply distinguished from maxima due to a lineation.

TABLE 1. THE LINEATION IS A PREFERRED ORIENTATION OF THE LONG AXES OF PHENOCRYSTS IN "MACRO-PORPHYRITIC BASALTS FROM ARTHUR'S SEAT, EDINBURGH" (CLARK AND MCINTYRE, 1951, P. 756).

Face	Strike	Dip	Pitch of Trace
1	--	0	106° E. of N. (trend)
2	168	85 E.	45 N.
3	45	90	44 SW.
4	157	80 W.	46 N.
5	53	85 SE.	50 SW.
6	134	18 SW.	36 NW.

Besides lacking these disadvantages the new method lends itself more readily to numerical treatment.

NUMERICAL METHODS

Supposing that p traces had been measured on p separate planes and that these measurements (estimates) of the true directions of the traces were, each, spherically normally dis-

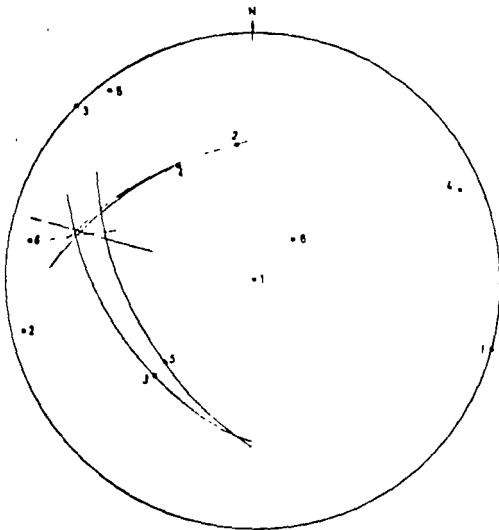


Figure 2. Lowe's (1946) method: circles, directions of traces of the lineation; squares, poles of planes containing traces.

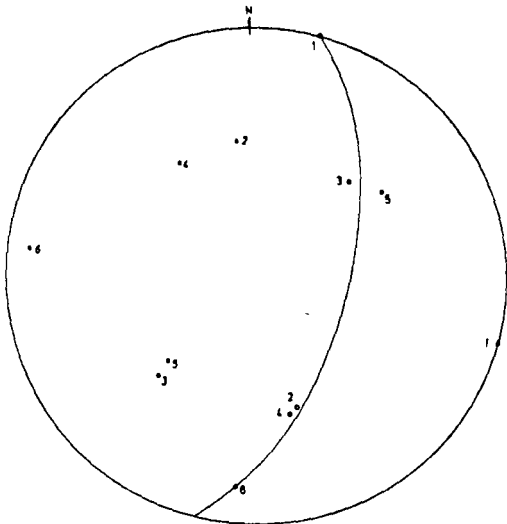


Figure 3. New method: solid circles, directions of traces of the lineation; open circles, trace normals.

tributed about the true direction of the trace with a precision parameter, K (Watson, 1966).

The hypothesis that the traces (l_i, m_i, n_i) do not significantly depart from coplanarity can be accepted if

$$K \text{ (minimum eigen value of } U) < \chi^2_{p-2}$$

$$\text{where } U = \sum_{i=1}^p l_i^2, \sum l_i m_i, \sum l_i n_i \\ \sum l_i m_i, \sum m_i^2, \sum m_i n_i \\ \sum l_i n_i, \sum m_i n_i, \sum n_i^2$$

The test is approximate (Cruden, 1968). If a number of traces had been measured on each of the p planes, exact tests are available (Watson, 1960) and it is possible to construct a cone of confidence about the normal to the plane containing the traces.

As a trace normal can be specified simply as perpendicular to the trace in the containing plane, we would expect that estimates of the trace normal would have the same distribution about the true trace normal as estimates of the trace about the true trace. So the same methods that can be applied to the traces can also be used with the trace normals. Again, if replications of the traces on a single plane are available a confidence cone can be constructed about the lineation direction.

If the trace has direction cosines (l_{11}, m_{11}, n_{11}) and the pole to the containing plane has direction cosines (l_{12}, m_{12}, n_{12}), then the direction cosines (l_{13}, m_{13}, n_{13}) of a line perpendicular to both these directions are given by Long (1961, p. 11) as

$$l_{13} = -(m_{11} n_{12} - m_{12} n_{11}) \\ m_{13} = -(n_{11} l_{12} - n_{12} l_{11}) \\ n_{13} = -(l_{11} m_{12} - l_{12} m_{11})$$

So the new method can be programmed for a digital computer quite simply.

REFERENCES CITED

- Bielenstein, H. U., and Eisbacher, G. H., 1970, Tectonic interpretation of elastic strain-recovery measurements at Elliot Lake, Ontario: Research Rept. R210, Mines Branch, Ottawa, 64 p.
- Clark, R. H., and McIntyre, D. B., 1951, A macroscopic method of fabric analysis: *Am. Jour. Sci.*, v. 249, p. 755-768.
- Compton, R. R., 1966, Analysis of Pliocene-Pleistocene deformation and stresses in northern Santa Lucia Range, California: *Geol. Soc. America Bull.*, v. 77, p. 1361-1380.
- Cruden, D. M., 1968, Methods of calculating the axes of cylindrical folds: a review: *Geol. Soc. America Bull.*, v. 79, p. 143-148.
- Den Tex, E., 1953, Stereographic distinction of linear and planar structures from apparent lineations in random exposure planes: *Geol. Soc. Australia Jour.*, v. 1, p. 55-66.
- Long, R. R., 1961, *Mechanics of solids and fluids*: Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 156 p.
- Lowe, K. E., 1946, A graphic solution to certain problems of linear structure: *Am. Mineralogist*, v. 31, p. 425-434.
- Phillips, F. C., 1960, *The use of the stereographic projection in structural geology*: Arnold, London, 86 p.
- Ragan, D. M., 1968, *Structural geology, an introduction to geometrical techniques*: John Wiley & Sons, Inc., New York, 166 p.
- Ramsay, J. G., 1964, The uses and limitations of beta diagrams and pi diagrams in the geometrical analysis of folds: *Geol. Soc. London Quart. Jour.*, v. 120, p. 435-454.
- Turner, F. J., and Weiss, L. E., 1963, *Structural analysis of metamorphic tectonites*: McGraw-Hill, New York, 545 p.
- Watson, G. S., 1960, Further significance tests on a sphere: *Biometrika*, v. 47, p. 87-91.
- 1966, The statistics of orientation data: *Jour. Geology*, v. 74, p. 786-797.

40

ANALYSIS OF FRACTURE ORIENTATIONS FOR INPUT TO STRUCTURAL MODELS OF DISCONTINUOUS ROCK

by

M. A. Mahtob,¹ D. D. Bolstad,² J. R. Alldredge,³ and R. J. Shunley⁴

ABSTRACT

This report presents a new procedure for analyzing the orientations of rock fractures in an engineering site. This procedure, coded in a computer program, identifies clusters or groupings among the fracture orientations and calculates (1) the mean orientation of the fractures within each cluster and (2) the dispersion or scatter among these fracture orientations. Data points are represented by intersections of joint normals with the upper hemisphere, which is divided into 100 equal-area quadrilateral patches. The points in adjacent patches where the Poisson distribution test shows significant concentrations are assigned to a single cluster. For a cluster whose fracture orientations follow Arnold's hemispherical normal distribution, a confidence interval for the fracture orientation mean is calculated by applying Fisher's estimates. The technique is applied to the treatment of three examples.

INTRODUCTION

The mechanical behavior of loaded structures in rock mass is strongly influenced by the geometric and mechanical parameters of the prevailing geologic planes of weakness, such as joints and fractures, which may be defined as recurrent planar geologic discontinuities having spacings of from tenths of a foot to tens of feet. Throughout this report the words joint and fracture are used synonymously.

As a result of the availability of large computers and owing to the recent advances made in finite-element analysis techniques, boundary-value problems in jointed rock have become increasingly tractable. For mathematical modeling of these problems, the orientations of the discontinuities are important input parameters. Additional geometric parameters, such as spacing and character of joint surfaces, as well as the mechanical parameters

¹Physical scientist.

²Geologist.

³Mathematical statistician.

⁴Mathematician.

All authors are with the Rock Mass Behavior Group.

of joints, are equally important considerations in modeling a rock mass. This report will, however, be restricted to a treatment of data on joint orientations.

Very often the attitudes of fractures in a site are observed to be non-randomly distributed, and in most of these instances, it is possible to group the fractures into sets such that the elements of each set have a statistically preferred attitude.

When constructing models of discontinuous rock containing sets of joints it is essential to estimate a single direction for each set and to obtain a measure of precision of this estimate so that the corresponding precision can be computed in the output of the structural analyses that employ these models.

The available techniques for defining preferred directions of sets in orientation data consist in visual selection of the means (or modes) from a planar projection of the hemispherical distributions. However, errors occur in these quantities owing to the inherent distortions in the planar projections. These errors may prove to be important in an engineering analysis. Furthermore, since the form of the distribution of the data points cannot be tested against a known distribution, no estimates of precision of the mean attitudes can be formulated. Consequently, the engineer is faced with the alternative of treating the orientations as univariates of dip and azimuth. However, as pointed out by Pincus (8),⁶ this alternative is valid for the study of nearly vertical surfaces only, since one of the variables is now a constant (that is, dip $\approx 90^\circ$).

The problem consists of devising an efficient scheme for quantifying the preferred (or mean) directions of clusters in a sample of joint orientations. It is necessary to test and illustrate the form of the distribution of points in each cluster and to give an estimate of the population mean in the case of a hemispherical normal distribution.

This Bureau of Mines report describes a new technique of obtaining significantly tight groupings of points, or clusters, of intersections of joint normals with the hemisphere. An efficient computer program is developed to treat multiple clusters as well as antipodal clusters in the sample. Clusters of bivariate data points are compared with the hemispherical normal distribution by applying the chi-square test. Confidence intervals are then assigned to the means of the clusters whose data follow the hemispherical normal distribution.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors wish to express their gratitude to K. J. Arnold for his kind permission to use materials from his unpublished dissertation. The assistance of the management and personnel of Magna Copper Co. during collection of

⁶Underlined numbers in parentheses refer to items in the list of references preceding the appendixes.

prophyry fracture orientation data at San Manuel, Ariz., is gratefully acknowledged. The authors also wish to thank F. S. Kendorski, Climax Molybdenum Co., for his assistance during collection of data at San Manuel. Several helpful suggestions were received from G. S. Koch, Jr., University of Georgia.

METHOD OF ANALYSIS

The method of analysis is presented here in two convenient steps: (1) Identifying significant concentrations, or clusters, which occur in the data; and (2) determining attitudes of joint sets (or clusters); both steps involve the application of statistical principles.

Definition of Clusters

In the past, the generally accepted technique for defining mean orientations of joint sets (or clusters) has been the use of planar projections of a hemisphere. Lambert azimuthal equal-area (or Schmidt) projection is most commonly employed. The projection of the traces of the joint normals, called a point diagram, is displayed on the equal-area net. Point concentrations (expressed as percentages of the total points that occupy 1-percent areas of the hemisphere) are obtained by manually counting the points in 1-percent-area circles centered on intersections of a grid that is superimposed on the projection. (There are several variations of this basic counting technique. The following arguments are, however, applicable to all of these techniques.) Some recently developed computer programs, for example, Jeran and Mashey (3), have reduced the effort involved in counting of points and subsequent plotting of contours of point concentrations on the planar projection.

The azimuthal projection of a 1-percent-area circle on the sphere is circular only if the pole (defined here as the vertical projection of the center on the upper hemisphere) of the sphere forms the center of the circle. The equal-area projections of all other circles on the hemisphere will be elliptical, with the distortions being most pronounced for the equatorial areas. Point concentrations obtained by counting points in a specified circular area in the projection are, therefore, inaccurate. Consequently, any attempts to find mean values for joint sets will result in quantities which cannot be used with confidence in an engineering analysis of structures in jointed rock. This report does not use projections in defining joint sets and, therefore, avoids introducing distortions inherent in the projection techniques.

Joint orientations are best expressed as the orientations of the joint normals which are directions without sense; that is, a joint normal can be directed in the positive or the negative sense along an axis normal to the joint plane. However, the sense of a joint normal can be fixed by defining it as being normal to the directed dip line in a left-handed Cartesian frame. Thus, if the dip, ϕ , ($0 \leq \phi \leq 90^\circ$), and the azimuth of dip, θ , ($0 \leq \theta \leq 360^\circ$), of the joint plane, i , are observed in the field, the joint normal originating from the center of a unit sphere will be directed toward the upper hemisphere. The angular coordinates of the joint normal can then be specified by its colatitude, ϕ_1 , and its longitude, θ_1 (figs. 1 and 4).

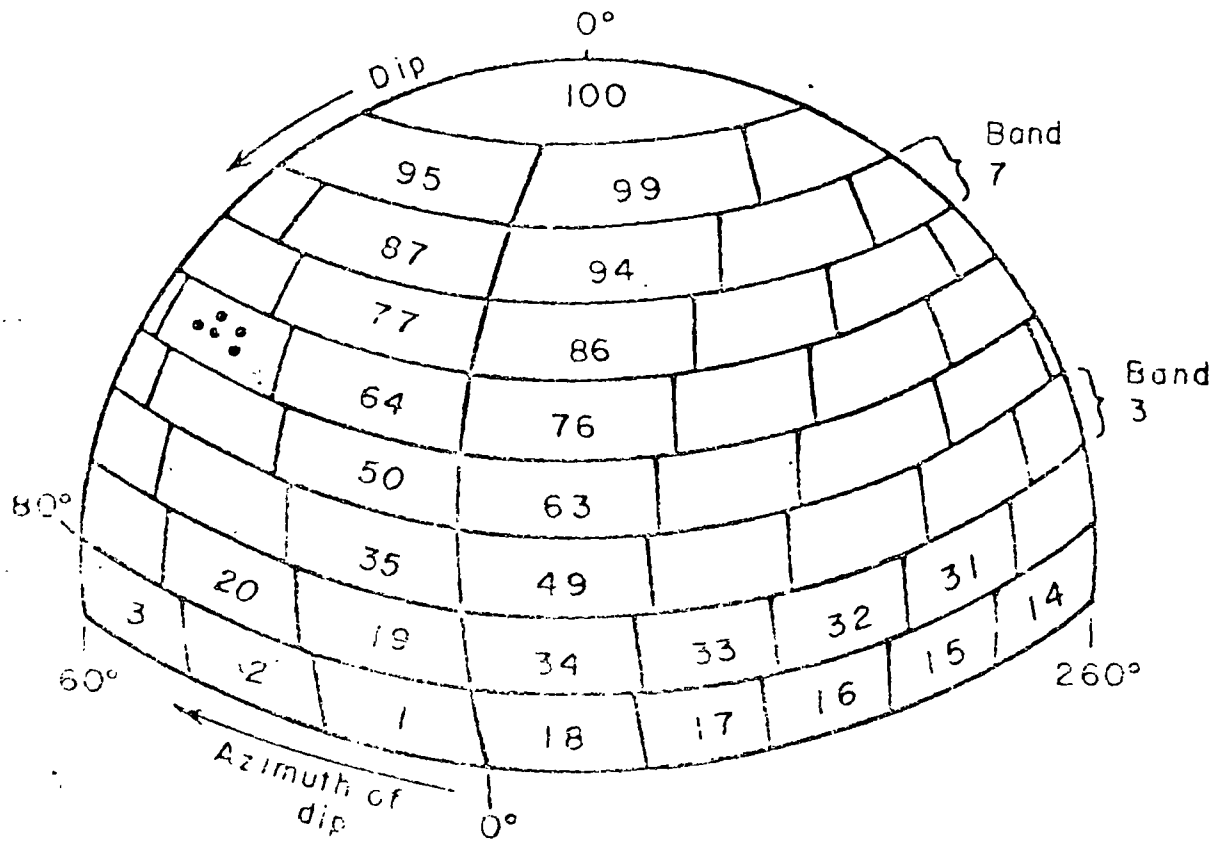


FIGURE 1. - Division of Hemispherical Surface Into 100 Equal-Area Patches.

The approach adopted in this study for defining densities of traces of joint normals was the use of 100 equal-area cells (or patches) which cover the hemispherical surface. Any shape of unit patches (that is, circular, elliptical, or a quadrilateral patch) could be used for this purpose. However, many more unit circles or unit ellipses would be required to cover the entire hemispherical surface than the number of unit quadrilateral patches. The 100 quadrilateral patches used in this study (fig. 1) were designed through the following procedure:

The hemispherical surface was divided into nine coaxial bands such that band 1 contained the equator and band 9 contained the pole of the hemisphere. It was decided to include the following percentages of the hemispherical surface in the bands numbered 1 to 9: 18, 16, 15, 14, 13, 10, 8, 5, and 1; these percentages also represent the number of unit patches to be assigned to the corresponding bands. The next step involved the assignment of colatitude ϕ (or dip) values to the boundaries of each band. Suppose that with reference to figure 1 ϕ_l^j and ϕ_u^j are the dips corresponding to the lower and upper boundaries of band number j (where $j = 1, 2, \dots, 9$) such that

$$0 \leq \phi_l^j \leq \phi_u^j \leq 90^\circ,$$

then the percentage of the hemispherical surface S^j contained in band j is given by

$$S^j = 100 (\cos \phi_u^j - \cos \phi_l^j).$$

Now, for band 1, $S^1 = 18$ and $\phi_l^1 = 90^\circ$. The above equation then yields

$$\phi_u^1 = 79.63^\circ.$$

The azimuth range for each of the 18 patches in band 1 is given by $(360/18)^\circ$, or 20° . The first patch in band 1 is bounded by longitudes (or azimuths) of 0° and 20° , and the rest of the patches in the band are numbered consecutively in the increasing direction of θ ; for example, the azimuth ranges for patches 1, 2, 3, etc., in band 1 are, respectively, $0^\circ \leq \theta \leq 20^\circ$, $20^\circ < \theta \leq 40^\circ$, $40^\circ < \theta \leq 60^\circ$, etc.

Proceeding in the above manner, the dip ranges of the other eight bands and the azimuth ranges for patches in each of these bands are obtained. The dip ranges for bands 1 to 9 are as follows:

Band 1.....	$90^\circ \geq \phi \geq 79.63^\circ$
Band 2.....	$79.63^\circ \geq \phi \geq 70.12^\circ$
Band 3.....	$70.12^\circ \geq \phi \geq 60.66^\circ$
Band 4.....	$60.66^\circ \geq \phi \geq 50.95^\circ$
Band 5.....	$50.95^\circ \geq \phi \geq 40.54^\circ$
Band 6.....	$40.54^\circ \geq \phi \geq 30.68^\circ$
Band 7.....	$30.68^\circ \geq \phi \geq 19.95^\circ$
Band 8.....	$19.95^\circ \geq \phi \geq 8.11^\circ$
Band 9.....	$8.11^\circ \geq \phi \geq 0^\circ$

Notice that the range of azimuth for patches in a given band is a function of the band number and increases nonlinearly with the increasing band number (fig. 2). For example, the azimuth range for a patch in band 1 is 20° , whereas the azimuth range for a patch in band 8 is 72° . Now, for a constant instrument error in measuring the azimuth of a joint plane, there will be an error introduced in the measured azimuth which Muller (7) has shown to be a geometric function of the dip of the plane. A graph of the error in measured azimuth as a function of dip is shown in figure 3 for an instrument error of 5° . A close qualitative similarity can be noted between figures 2 and 3, indicating that the scheme of subdivision of the hemisphere in figure 1 adopted for this study appropriately exploits the error in measured azimuth, thus producing an efficient design of the 100 patches.

Referring to figure 1, the density of a patch is given by the number of observations that plot in it; for example, patch 65 has a density of 5. In order to define significant concentrations, some kind of randomness test is required to indicate the acceptable level of significance, or "threshold" density. Clusters are then defined as collections of all points in adjacent patches, where each patch possesses a density that exceeds the threshold value. The Poisson distribution model (see Stauffer, 9), provides a means of obtaining the threshold density. The Poisson model states that the probability of occurrence of a random density D ($D \gg x$) is given by

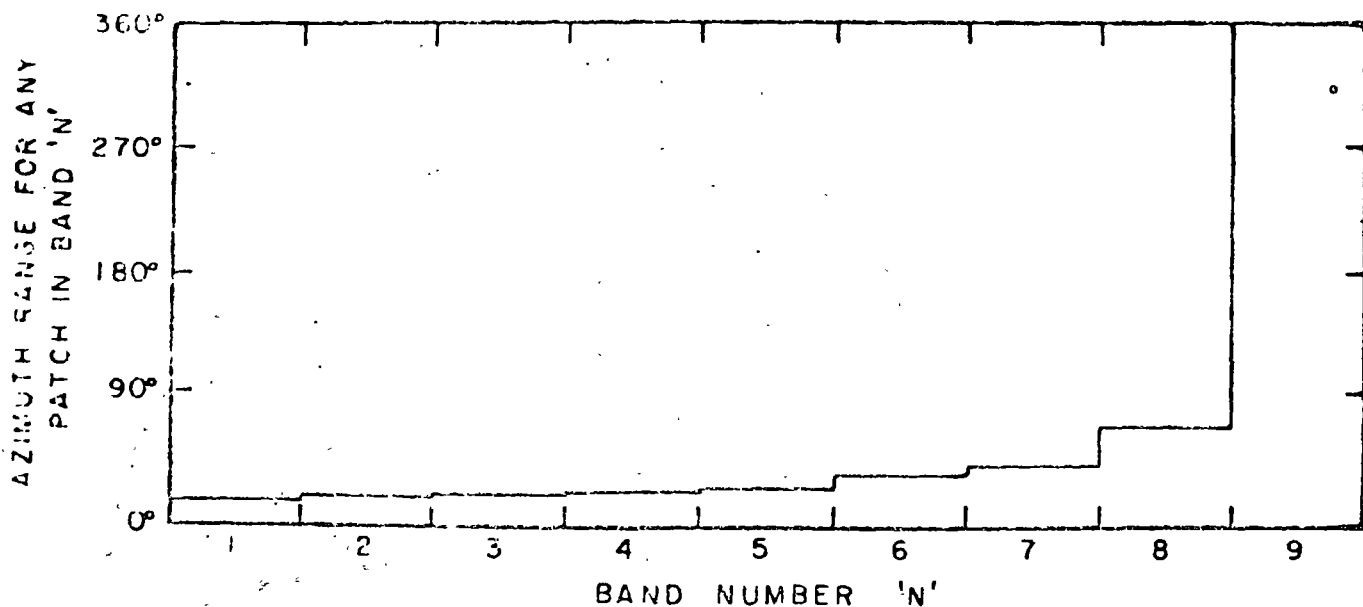


FIGURE 2. - Azimuth Range for Patches as a Function of Band Number. (See fig. 1.)

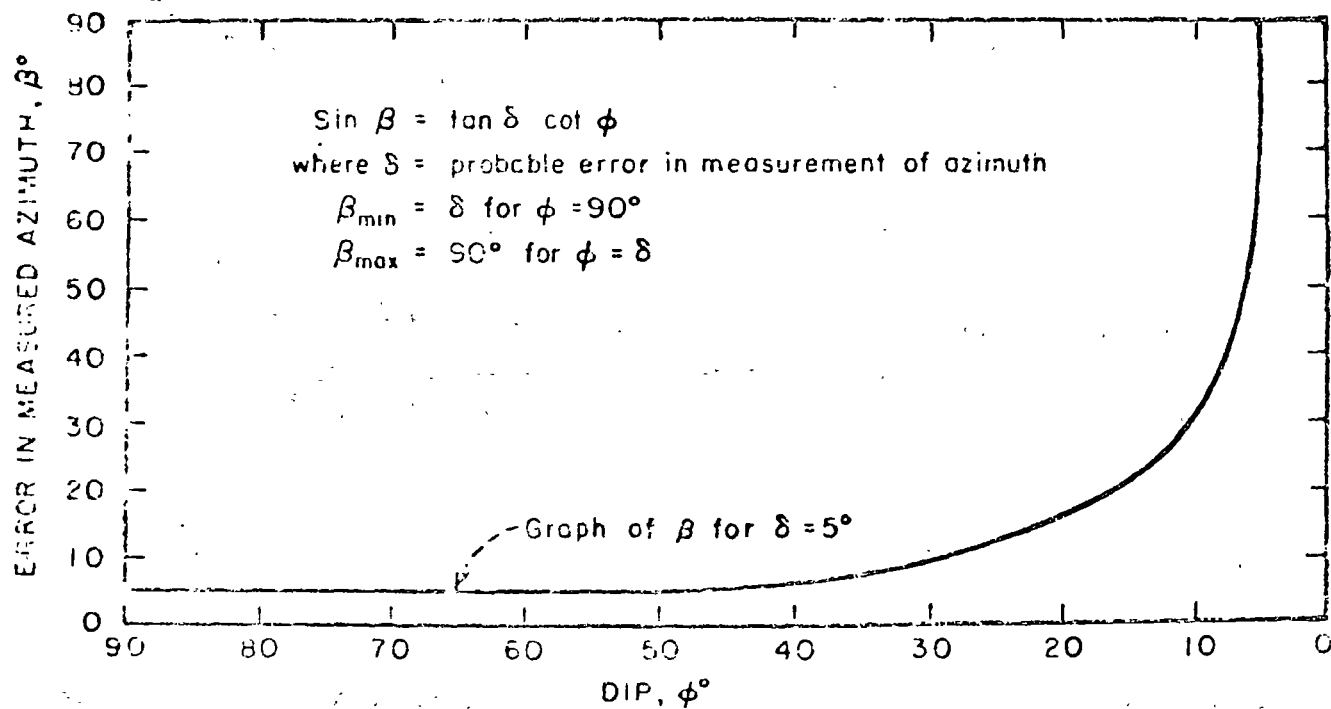
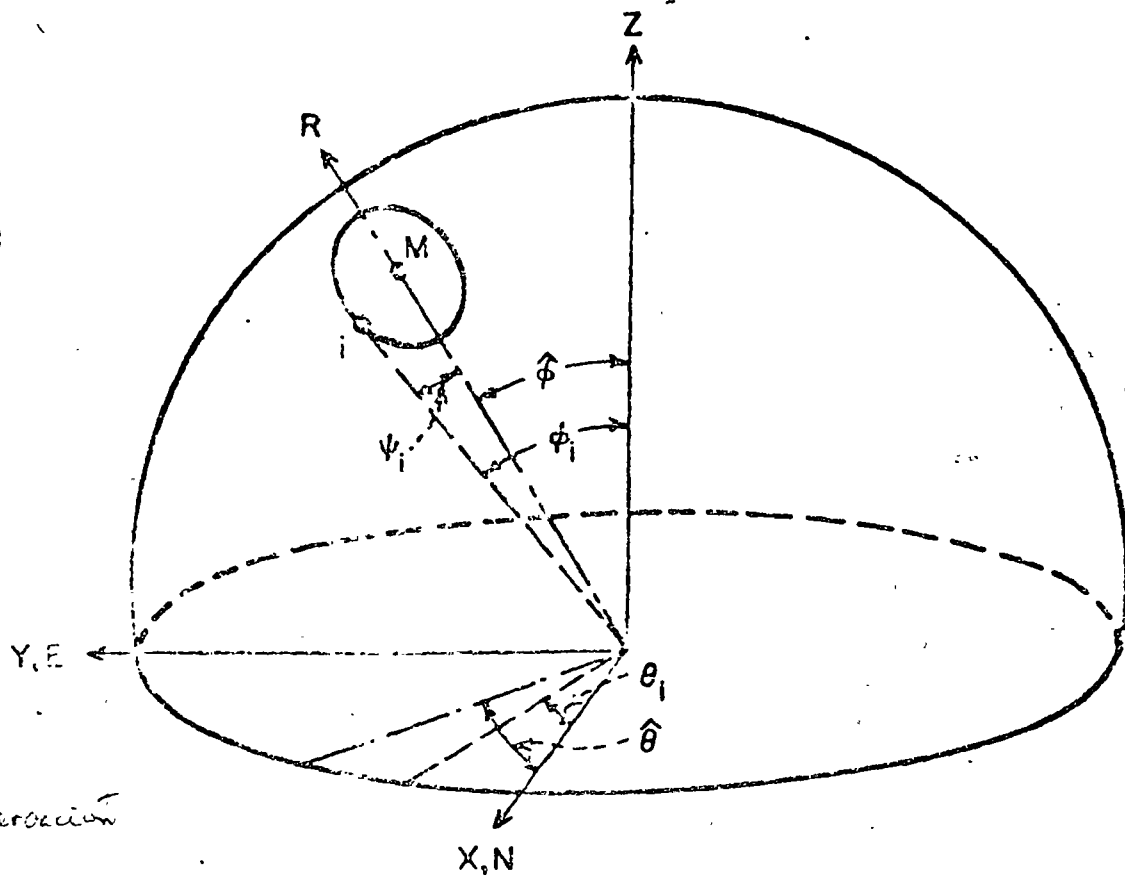


FIGURE 3. - Error in Measured Azimuth (of Dip) as a Function of Dip.



$i = \text{la observacion}$

$$X_i = l_i = \sin \phi_i \cos \theta_i; \quad Y_i = m_i = \sin \phi_i \sin \theta_i$$

$$Z_i = n_i = \cos \phi_i$$

$M =$ Intersection of mean vector (colatitude $\hat{\phi}$, longitude $\hat{\theta}$) with the hemisphere.

$\psi_i =$ Angle between the mean and observation i

FIGURE 4. - Rectangular Coordinates (or Direction Cosines) of a Point i (With Colatitude = ϕ_i and Longitude = θ_i) on a Unit Sphere.

where $i = 1, 2, \dots, N$. The direction of \vec{R} is that of the vector sum of the unit vectors representing the normals to the observed joints. The angular coordinates of the resultant are obtained as follows:

$$\hat{\phi} = \tan^{-1} \frac{[(\sum l_i)^2 + (\sum m_i)^2]^{1/2}}{\sum n_i} \quad (4)$$

$$P(D > x) = 1 - \sum_{j=0}^x \frac{e^{-m} m^j}{j!}, \tag{1}$$

where m is the average density over all the 100 patches.

For the purpose of this report, the largest value of integer x satisfying

$$P(D > x) \leq 0.05$$

was selected as the threshold density.

Clusters in the data points are defined according to the above procedure by the computer program PATCH, which is listed in appendix B. One particular operation in the program merits comment here: While scanning the first band, it is possible to discover diametrically opposite or antipodal patches, each having a density above the threshold density. The program will combine the pair of clusters to which such patches belong on the assumption that the points encountered therein belong to a single joint set with a mean dip of approximately 90°.

Analysis of Clusters

The data of many clusters follow the hemispherical normal distribution. For this reason, the present section will indicate how to calculate statistics, such as the mean and the measure of dispersion for the hemispherical normal distribution. In addition, the relationship between the angular deviation from the mean, the measure of dispersion, and the probability level for the hemispherical normal distribution will be examined.

In the previous section the angular coordinates of the normal to joint plane i were defined as its colatitude ϕ_i and its longitude θ_i . In this section i takes on values from 1 to N, where N is the total number of data points in the cluster being analyzed. Referring to figure 4, a left-handed rectangular coordinate frame can be defined such that the x-axis indicates zero azimuth. Then the direction cosines of the unit vector representing observation i are given by

$$\begin{aligned} l_i &= \sin \phi_i \cos \theta_i \\ m_i &= \sin \phi_i \sin \theta_i \\ n_i &= \cos \phi_i \end{aligned} \tag{2}$$

where i = 1, 2, ..., N.

The resultant, \bar{R} , of N of these observed unit vectors passes through the center of gravity of the cluster. The magnitude of the resultant is given by

$$|R| = [(\sum l_i)^2 + (\sum m_i)^2 + (\sum n_i)^2]^{1/2}, \tag{3}$$

and

$$\hat{\theta} = \tan^{-1} \frac{\Sigma m_1}{\Sigma l_1} \tag{5}$$

These coordinates estimate the coordinates of the mean orientation vector of the joint set under study.

If the direction cosines of the mean orientation vector are defined as l , m , and n , the angle ψ_1 between the mean orientation vector and the i^{th} observation is given by

$$\cos (\psi_1) = ll_1 + mm_1 + nn_1 \tag{6}$$

Arnold (1) has shown the hemispherical distribution to have the following form (for details, refer to appendix D):

$$U (\psi, k) = \frac{k}{4\pi (e^k - 1)} e^{k \cos \psi} \tag{7}$$

*k = dispersion
how close the
points*

where ψ is a random variable which assumes values ψ_1 defined in equation 6, and k is a measure of dispersion. This is apparent since when k is large, the distribution is confined to a small portion of the hemisphere in the neighborhood of the mean orientation vector, and when k is zero, the distribution is uniform over the hemispherical surface. The maximum likelihood estimate of k , denoted by \hat{k} , satisfies the following equation which is derived in appendix D:

$$\left| \frac{R}{N} \right| = \frac{e^{\hat{k}}}{e^{\hat{k}} - 1} - \frac{1}{\hat{k}} \tag{8}$$

Now, in the analysis of the many groups of orientation data⁶ examined by the authors (including the examples cited in table 1), the value of \hat{k} was found to be greater than 6. It is reasonable to assume that the data points in joint sets (defined through application of the Poisson test) will not occupy a sizable portion of the hemispherical surface. Large values of \hat{k} are, therefore, assured. Assuming $\hat{k} \geq 6$, equation 8 reduces to the following form:

$$\left| \frac{R}{N} \right| = 1 - \frac{1}{\hat{k}}, \tag{9}$$

which can be rewritten as

$$\hat{k} = \frac{N}{N - |R|} \tag{10}$$

⁶This includes 39 independent groups of coal cleat and shale joint data from a Pennsylvania coal mine, 13 independent groups of data on joints and faults in an underground copper mine, and the data for surface joints in a Precambrian granite in Arizona.

This provides a convenient formula for estimating the measure of dispersion of a set of orientation data.

The radial coordinate \hat{a} of the center of gravity of the cluster of points on the hemisphere is expressed by the left-hand side of equation 8; that is

$$\hat{a} = \frac{|R|}{N}. \quad (11)$$

This too is an excellent indicator of the scatter of the data points. For example, when \hat{a} approaches unity, the data points will bunch about a single direction. Pincus (8, p. 506) discusses the relationship between \hat{a} and R for the hemispherical normal distribution.

Arnold (1) has also tabulated the probability integral for the hemisphere. This integral is represented by the area on the hemisphere cut by a cone whose vertex lies at the center of the sphere. Arnold (1, table VIII) gives the probability, P , of an observation lying within an (angular) distance ψ of the mean for several values of k . The relationship is as follows:

$$P = \frac{1 - e^{-k(1 - \cos \psi)}}{1 - e^{-k}}. \quad (12)$$

When k is greater than 6, this equation reduces to

$$\cos \psi = 1 + \frac{1}{k} \log_e (1-P). \quad (13)^7$$

⁷Note here that equations 10 and 13 are identically derivable for $k \geq 3$ from the spherical normal distribution formulated first by Arnold (1) and later by Fisher (2). In the spherical normal distribution

$$U_s(\psi, k) = \frac{k}{4\pi \sinh k} e^{k \cos \psi}$$

The value of k is expressed by

$$\coth k - \frac{1}{k} = \frac{|R|}{N};$$

for $k \geq 3$, we have

$$\hat{k} = \frac{N}{N - |R|}. \quad (10A)$$

The probability of finding an observation within displacement ψ of the mean of a spherical normal distribution is expressed by

$$P = \frac{1 - e^{-k(1 - \cos \psi)}}{1 - e^{-2k}}. \quad (12A)$$

For $k \geq 3$, equation 12A reduces to

$$\cos \psi = 1 + \frac{1}{k} \log_e (1-P). \quad (13A)$$

Equation 13 is illustrated graphically in figure 5 which has been fashioned after Watson and Irving (10, fig. 1). These curves should further clarify the meaning of k.

In this section it was indicated how the resultant vector, \bar{R} , is calculated. Also, an approximate estimate for the measure of dispersion, k, is provided. The relationship between ψ , the angular deviation from the mean orientation vector; P, the probability level for the hemispherical normal distribution; and k, a measure of dispersion, is reviewed.

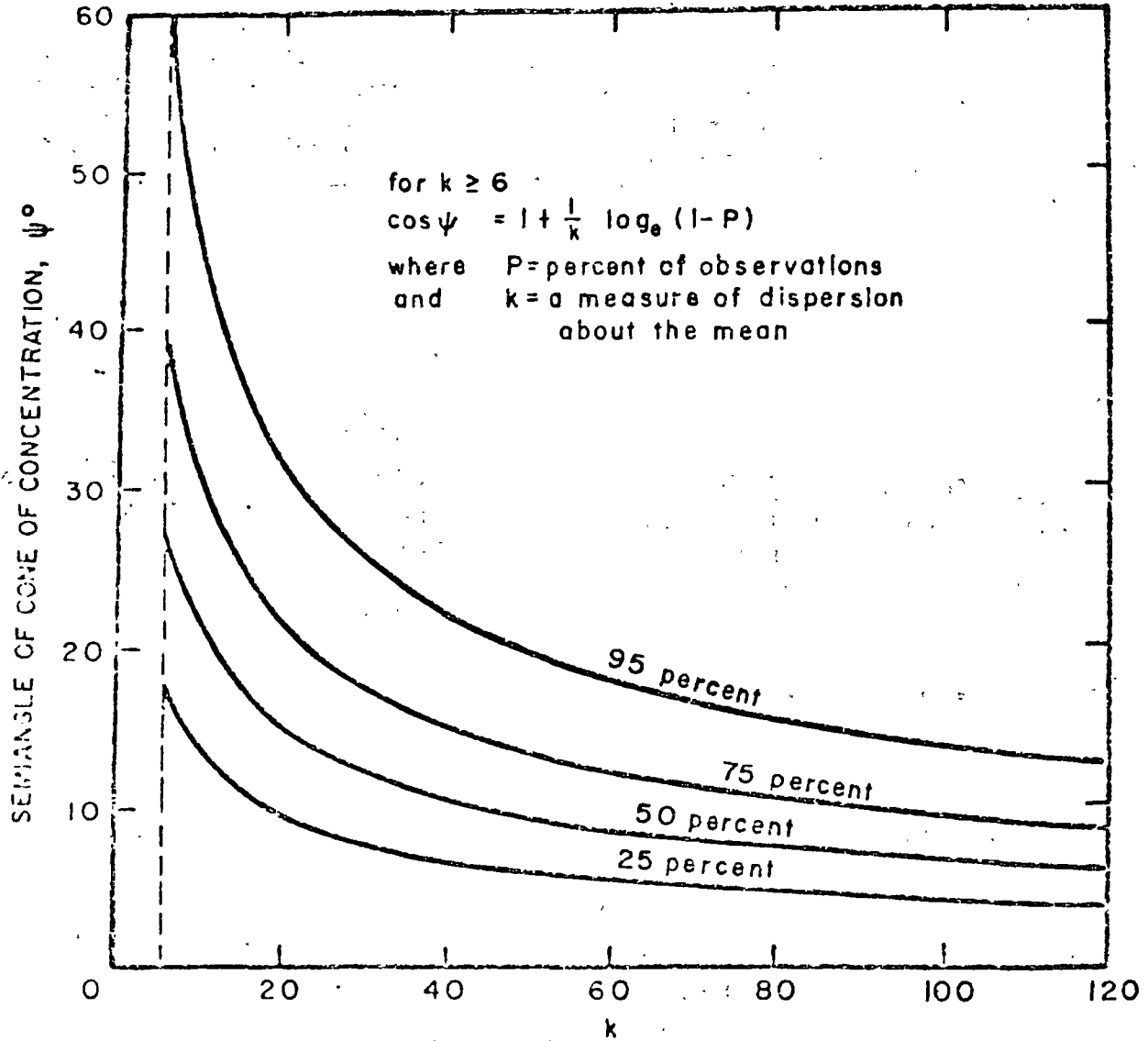


FIGURE 5. - Semiangle of Cone of Concentration, ψ° , as a Function of k (10). Curves represent percent of observations that fall within ψ° of the mean direction.

Confidence Interval for the Mean of a Hemispherical Normal Distribution

In the section on "Definition of Clusters" it was shown how clusters that occur in the orientation data are defined. In the last section, the techniques for estimating the mean value and measure of dispersion for the data that follow the hemispherical normal distribution were reviewed. This section addresses the problem of the confidence interval for the mean.

Since the mean of a random sample rarely equals the mean of the population from which the sample is drawn, it is desirable to construct a confidence interval around the sample mean, which gives a measure of how close the sample mean is to the true population mean. For univariate data, the formulas for the confidence limits, which define the boundaries of the confidence interval, are available for several parametric distributions (Krumbein and Graybill, 5, ch. 6, table 6.7). The process of constructing confidence intervals around the mean of bivariate orientation data, however, becomes more complex. Fisher (2) derives the following formula for computing the radius c (or the vertex angle) of the cone of confidence for the mean of the spherical normal distribution in the case where k ≥ 3:

$$\cos c = 1 + \frac{N-|R|}{|R|} \left[\left(\frac{1}{P} \right)^{1/(N-1)} - 1 \right] \tag{14}$$

In equation 14 N is the number of data points in the cluster, |R| is the length of the resultant vector as given in equation 3, and P is the probability level.

It can be shown, by starting with the hemispherical normal distribution and following Fisher's arguments for the spherical normal distribution, that equation 14 also holds for the hemispherical normal distribution when k ≥ 6. The application of equation 14 to actual examples is shown in the next section.

The radius c of the cone of confidence can be resolved to give the confidence limits for the dip (±φ̂_c) and the azimuth of dip (±θ̂_c) by the following relations:

$$\hat{\phi}_c = c,$$

and $\sin \hat{\theta}_c = \sin c / \sin \hat{\phi}, \text{ for } \hat{\phi} > 0. \tag{15}$

When the χ² test, described in the next section, shows the inapplicability of the hemispherical normal distribution, a cone of confidence for the population mean will not be available. It may then be determined if the dips and azimuths of the fractures follow any known distribution, and confidence intervals may be constructed for the means of these two variables separately. An alternate approach, if no known distributions can be fitted, would be to apply the methods to nonparametric statistics for obtaining confidence intervals for the population medians, which are better measures of central tendency in this case.

70

Fit of Observations to Arnold's Hemispherical Normal Distribution

To compare the data in each cluster with the hemispherical normal distribution given in equation 7, the χ^2 goodness-of-fit test, indicated by the following general formula, will be used:

$$\chi^2 = \sum \frac{(f_o - f_e)^2}{f_e} \quad (16)$$

where f_o and f_e are the observed and expected frequencies, respectively, and N_c is the total number of classes chosen.

To complete the test, the value of χ^2 obtained in equation 16 is compared with the theoretical χ^2 value (6, table 4), which depends on the degrees of freedom (D.F.) for the case under examination. D.F. is given by

$$\text{D.F.} = N_c - 1 - N_p, \quad (17)$$

where N_p = number of unknown parameters to be estimated. In this case, each data point i has only two parameters, ψ_i and α_i , its angular distance from, and its azimuthal angle about, the mean direction ($\hat{\phi}, \hat{\theta}$), respectively. Thus, for the hemispherical normal distribution, $N_p = 2$ and D.F. = $N_c - 3$. Equation 6 defines ψ_i . The value of α_i is determined by proceeding in the following manner:

Rotate the x-y plane (while keeping the z-axis fixed) such that the mean has 0° azimuth. The transformed coordinates for point i are

$$\begin{aligned} x_1' &= x_1 \cos \hat{\theta} + y_1 \sin \hat{\theta} \\ \text{and} \quad y_1' &= -x_1 \sin \hat{\theta} + y_1 \cos \hat{\theta} \end{aligned} \quad (18)$$

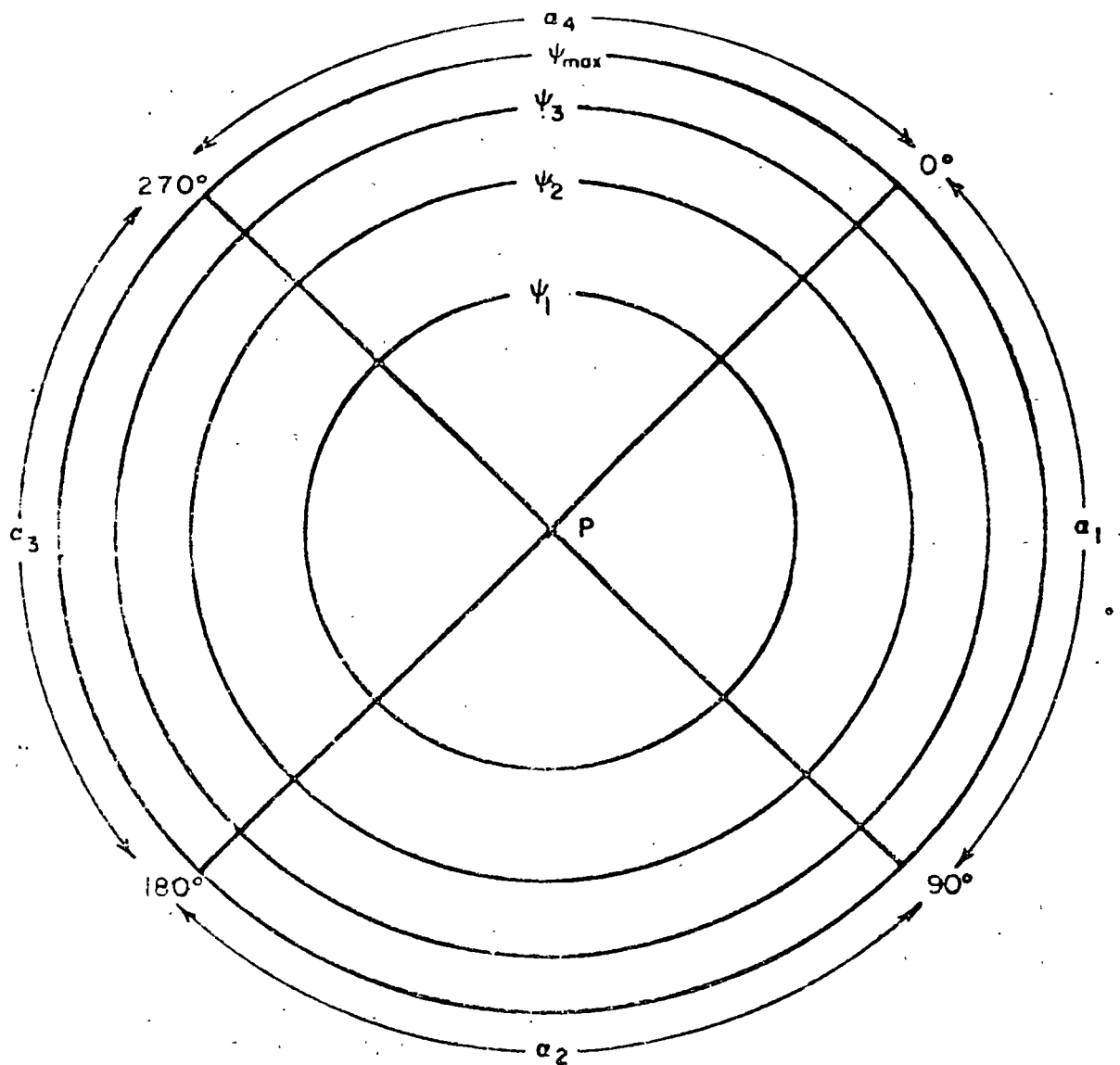
Next, rotate the pole to the mean; that is, rotate the z-x' plane through angle $\hat{\phi}$ while keeping y' fixed. The new coordinates are given by

$$\begin{aligned} x_1'' &= x_1' \cos \hat{\phi} - z_1 \sin \hat{\phi} \\ \text{and} \quad z_1' &= x_1' \sin \hat{\phi} - z_1 \cos \hat{\phi} \end{aligned} \quad (19)$$

The azimuthal angle, α_i , of observation i about the new mean direction ($\hat{\phi} = 0, \hat{\theta} = 0$) is then given by

$$\alpha_i = \tan^{-1} \frac{y_1'}{x_1''} \quad (20)$$

Regarding the choice of the number of classes (N_c) to be used in the χ^2 test, there is a wide divergence of opinion in the statistical literature. A lower limit of 16 is chosen here for N_c , such that $N_\alpha = N_\psi = 4$, where $N_c = N_\psi \cdot N_\alpha$, N_ψ = number of annuli or number of ψ -classes (fig. 6), and N_α = number of sectors in each annulus. Keeping N_α constant, N_ψ is varied to a maximum value of 8 such that the upper limit of N_c is 32. It is assumed



- ψ_i = Angular distance of the outer boundary of the i th annulus from the pole P (that is, the mean) = $\cos^{-1} \left[1 - \frac{i}{N_\psi} (1 - \cos \psi_{\max}) \right]$
 α_i = Range of i th azimuthal division = 90° , $1 \leq i \leq 4$
 N_ψ = Number of ψ -annuli required ($4 \leq N_\psi \leq 8$)
 N_α = Number of azimuthal divisions = 4
 N_c = Number of classes = $N_\psi - N_\alpha$

FIGURE 6. - Scheme of Division of Cluster Data Into N_c Classes.

that $N_\alpha = 4$ provides an adequate measure of the azimuthal dispersion. For $N_\psi > 4$, it is required that the expected frequency should be at least one in each of the four sectors of all ψ -annuli, except the last. Note that the neglect

in accounting for the theoretical frequency in the last ψ -annulus will result in a slightly increased sensitivity of the χ^2 test.

Now the probability that a direction will be observed which makes an angle ψ_0 or more with the mean orientation vector can be written (by using equation 12 for $k \geq 6$) as

$$P(\psi > \psi_0) = e^{-k(1 - \cos \psi_0)}. \quad (21)$$

For a given distribution, the expected frequency in any ψ -interval can be found by using equation 21. For example, in the interval $[\psi_1, \psi_2]$,

$$f(\psi_1, \psi_2) = N \left[e^{-k(1 - \cos \psi_1)} - e^{-k(1 - \cos \psi_2)} \right]. \quad (22)$$

The expected frequency for each sector in this interval is then given by

$$f_0 = \frac{f(\psi_1, \psi_2)}{N_\alpha}. \quad (23)$$

The observed frequency, f_0 , for each of the N_α classes is obtained by actual counting of the data points falling within the class limits. The process of comparing data in a cluster with the hemispherical normal distribution is carried out in the subroutine SECTOR (appendix A, fig. A-3).

APPLICATION OF ANALYSIS TO EXAMPLES

Based on the foregoing development, a given sample of orientations will be analyzed as follows:

1. Joint sets or clusters are delineated by calculating densities in all of the 100 equal-area patches (density of a patch equals the number of joint-normal intersections plotting in it) covering the hemisphere and by collecting points in those adjacent patches which show densities exceeding the threshold density indicated by the Poisson distribution test.

2. Multiple clusters in the data are handled by an efficient computer program (for an estimate of the computing time, see appendix A) which combines antipodal clusters (with near 90° dip).

3. The mean value of attitudes is computed for each cluster, and the spatial distribution of points in a cluster is shown in a level plot by constructing a planar projection after rotating the sphere to bring the mean to the pole of the sphere.

4. The data in each cluster are compared with Arnold's hemispherical normal distribution by applying the chi-square test to the bivariate data points. For a hemispherical normal distribution, Fisher's theory is used to construct confidence intervals around the cluster mean which will contain the population mean with a given level of confidence.

The method of analysis presented in the previous sections is incorporated in the computer program PATCH, which is listed in appendix B. The method can be applied to axial data originating from the observation of the attitudes of bedding planes, microfractures, joints, faults, lineations, and crystal and fold axes. The potential of the technique for analysis of axial data is illustrated below by applying it to three examples; the results are summarized in table 1. In these analyses the value $P = 0.05$ has been consistently used, corresponding to a level of confidence of 95 percent.

TABLE 1. - Statistical analysis of clusters in orientation data from three examples by the computer program PATCH

	Example 1, A-axes of glacial till pebbles ¹	Example 2, coal cleats ²		Example 3, porphyry copper fractures ³		
	1	1	2	1	2	3
Cluster number..	1	1	2	1	2	3
Number of points in cluster..	77	69	55	57	77	7
Mean azimuth of dip.....degrees..	287.65	24.69	118.84	248.62	348.25	120.31
Mean dip.....do....	1.44	89.88	87.04	83.88	80.74	22.70
Measure of dispersion...k..	17.23	108.96	70.93	23.08	22.37	215.89
Radius of cone of confidence.....degrees..	-	1.65	-	3.95	-	-
Chi-square value.....	38.006	8.435	24.288	13.610	44.719	24.805
Theoretical chi-square value.....	22.351	22.351	22.351	22.351	32.663	22.351
Degrees of freedom.....	13	13	13	13	21	13
Confidence intervals (for hemispherical normal distribution), degrees:						
Azimuth of dip.....	-	±1.65	-	±3.98	-	-
Dip.....	-	±1.65	-	±3.95	-	-

¹100 observations; Poisson cutoff level 3.000 percent.

²135 observations; Poisson cutoff level 2.222 percent.

³286 observations; Poisson cutoff level 2.098 percent.

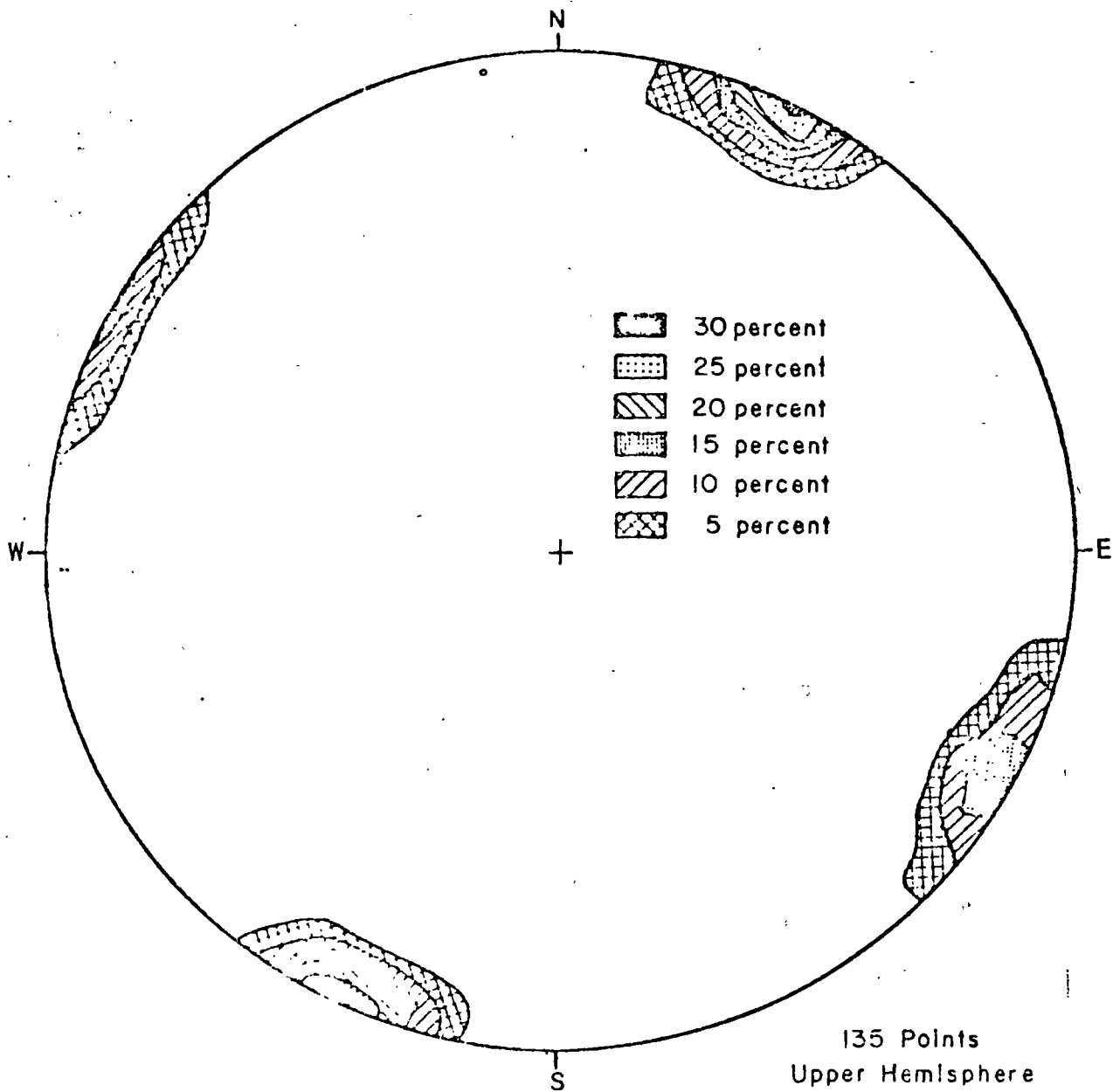


FIGURE 9. - Polar Equal Area Projection of Coal Cleats (3).

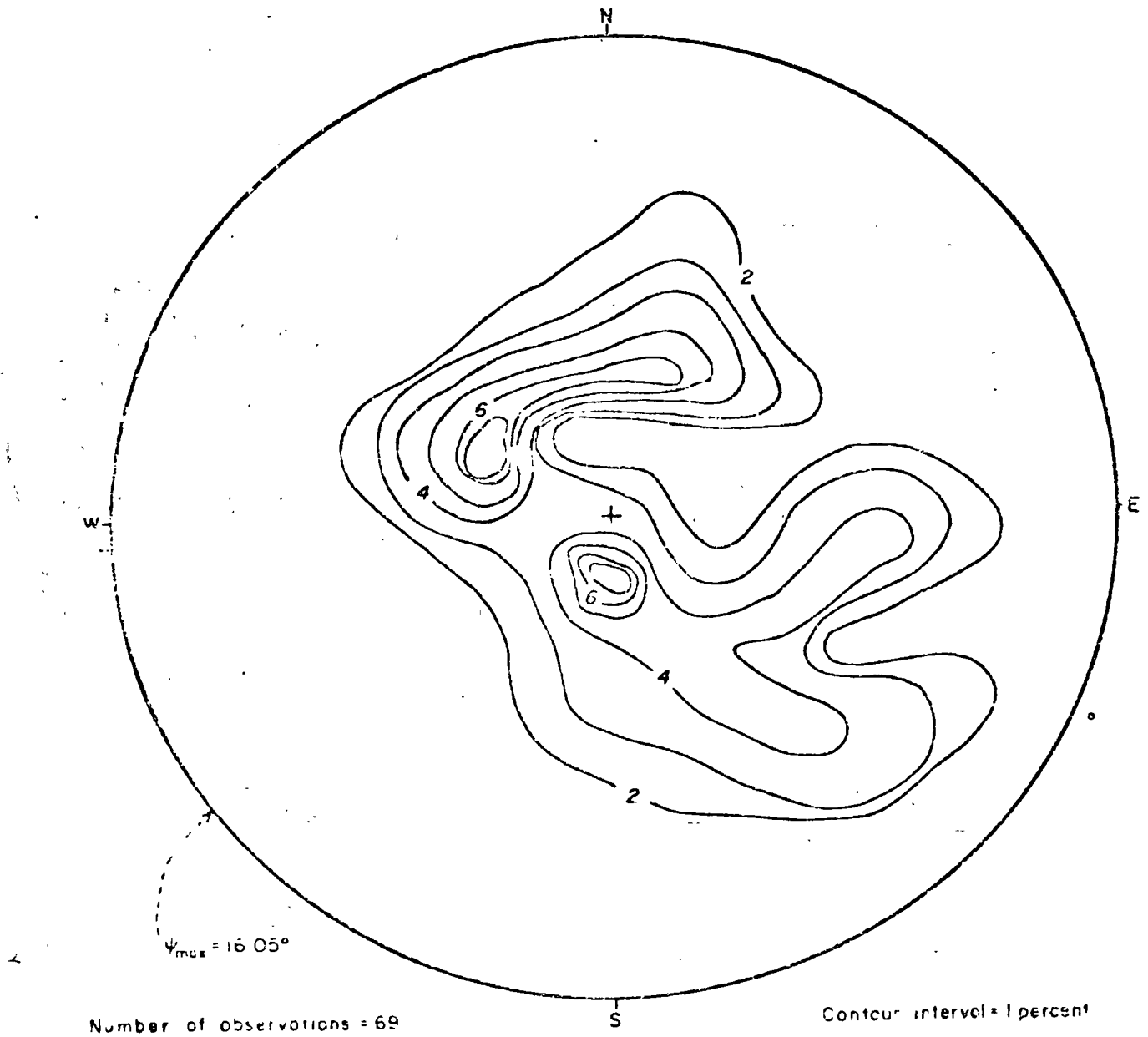
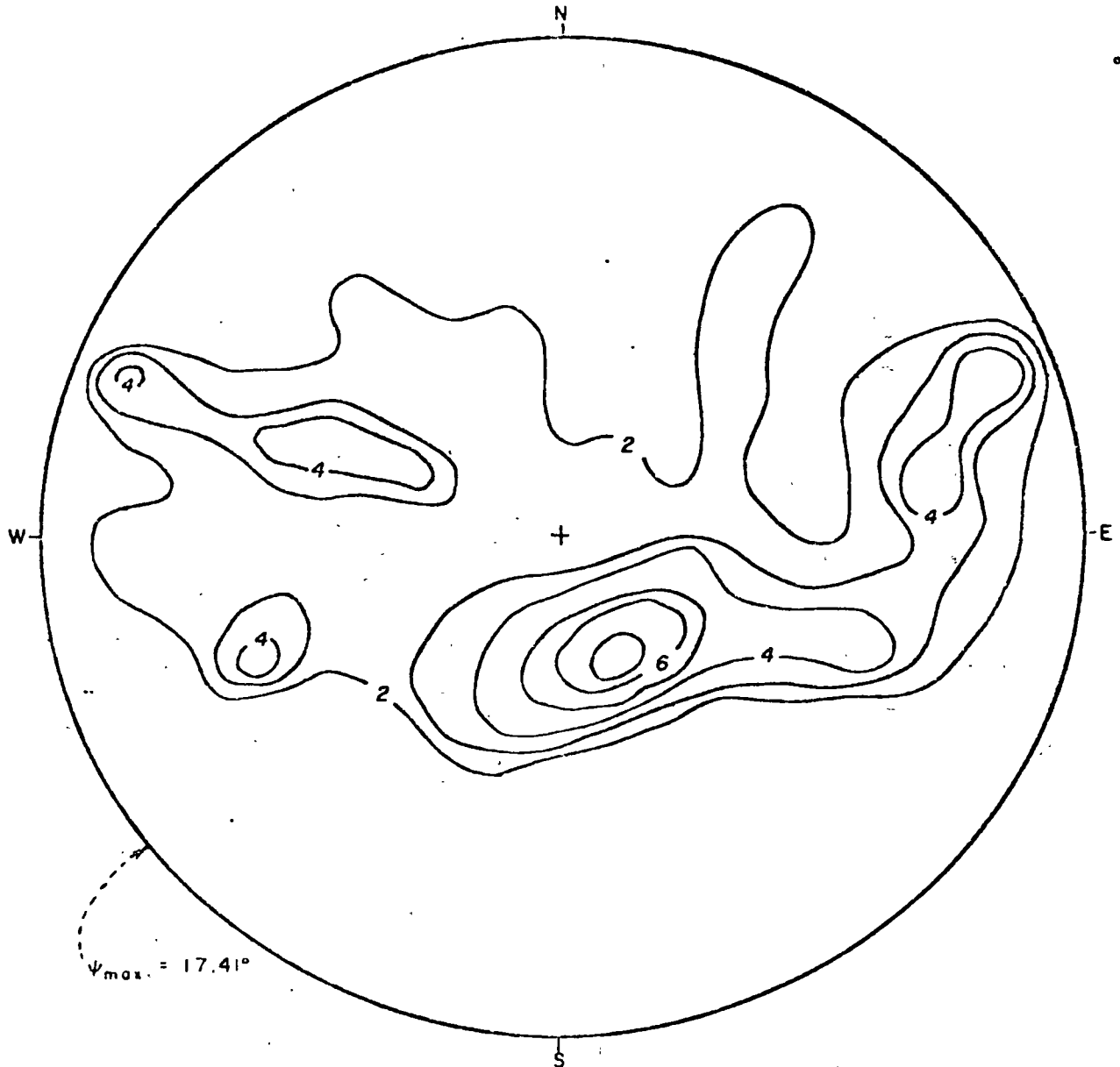


FIGURE 10. - Level Plot of Cluster 1 of Coal Cleat Data. Diagram boundary is ψ_{\max}° from the cluster mean (that is, the pole).



Number of observations = 55

Contour interval = 1 percent

FIGURE 11. - Level Plot of Cluster 2 of Coal Cleat Data. Diagram boundary is ψ_{max}^c from the cluster mean (that is, the pole).

Example 3.--Porphyry Copper Fracture Attitudes

The third example analyzed involves 286 fracture orientations (table 4) which were collected from the walls of two mutually perpendicular drifts on the 2015 level in the San Manuel copper mine, Arizona. The polar equal-area projection of these orientations (fig. 12) fails to produce a distinct picture of the spread of the data points. However, when the cluster analysis technique is applied, a strong basis is provided (table 1) for defining a major orthogonal joint system in the site. Cluster 1 is found to conform to the hemispherical normal distribution, whereas clusters 2 and 3 fail the χ^2 test. The level plots for the three clusters are depicted in figures 13-15.

TABLE 4. - PORPHYRY COPPER FRACTURES
SANTA MARINA MINE, ARIZ.

A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D
186	83	255	59	255	65	345	87	255	87	325	86	342	85
270	57	242	73	62	83	127	23	355	80	232	82	240	85
75	80	7	90	60	37	42	26	202	75	15	90	83	42
250	87	240	77	244	81	275	35	245	79	314	88	252	87
357	84	9	56	352	80	265	73	30	80	240	77	136	87
218	65	274	87	225	67	355	90	230	55	248	70	343	85
235	53	50	90	249	30	45	87	356	85	244	58	244	65
248	82	55	87	356	87	230	86	266	84	252	86	255	82
240	55	12	86	229	64	232	60	327	90	210	80	255	77
215	76	216	33	8	70	84	80	175	87	345	87	232	82
234	82	247	32	28	58	53	87	350	83	105	32	260	88
87	85	57	24	167	86	6	70	74	87	345	88	240	87
350	78	330	24	217	67	260	20	162	88	77	18	327	80
132	6	220	86	343	60	30	34	150	87	230	85	41	87
350	85	240	77	228	60	13	90	210	67	255	68	247	78
161	71	220	65	177	46	127	85	342	89	251	78	355	75
153	16	345	82	214	18	57	87	163	85	45	83	85	80
180	0	10	82	24	90	7	15	140	67	50	90	342	80
216	83	145	7	10	64	237	87	345	85	70	20	16	34
13	82	247	75	314	40	65	80	354	75	33	20	81	32
8	87	143	67	240	45	67	87	15	87	126	31	250	87
345	75	243	84	81	13	251	86	162	86	25	21	245	78
33	80	20	85	324	20	44	90	326	80	244	80	133	35
300	74	141	60	111	14	186	83	86	86	90	65	76	88
150	81	274	82	158	22	165	66	347	78	149	60	291	80
13	85	197	63	332	32	331	80	346	70	176	43	287	90
154	61	240	80	257	46	354	75	129	25	116	86	115	25
121	20	115	80	257	40	167	30	217	65	341	70	360	70
85	12	115	40	295	90	355	82	270	74	119	32	205	36
344	74	11	90	118	37	270	88	126	20	14	87	106	46
187	85	145	65	77	58	101	80	141	86	167	57	93	86
224	80	241	40	177	35	314	70	228	90	133	20	351	75
157	74	345	87	270	40	230	50	147	70	145	25	343	70
277	73	84	75	327	83	297	80	47	28	308	27	233	60
247	70	242	57	344	70	266	65	344	70	291	45	268	65
10	84	328	60	337	70	270	64	355	60	254	25	350	65
251	80	247	22	147	85	270	85	150	83	247	63	328	60
245	62	347	62	353	85	285	75	334	65	277	66	192	77
113	87	276	54	346	74	73	83	297	65	356	74	328	78
313	86	304	70	13	63	263	63	247	55	74	90	279	75
301	52	324	72	83	82	340	65	304	53	350	90		

A = AZIMUTH OF DIP
U = DIP

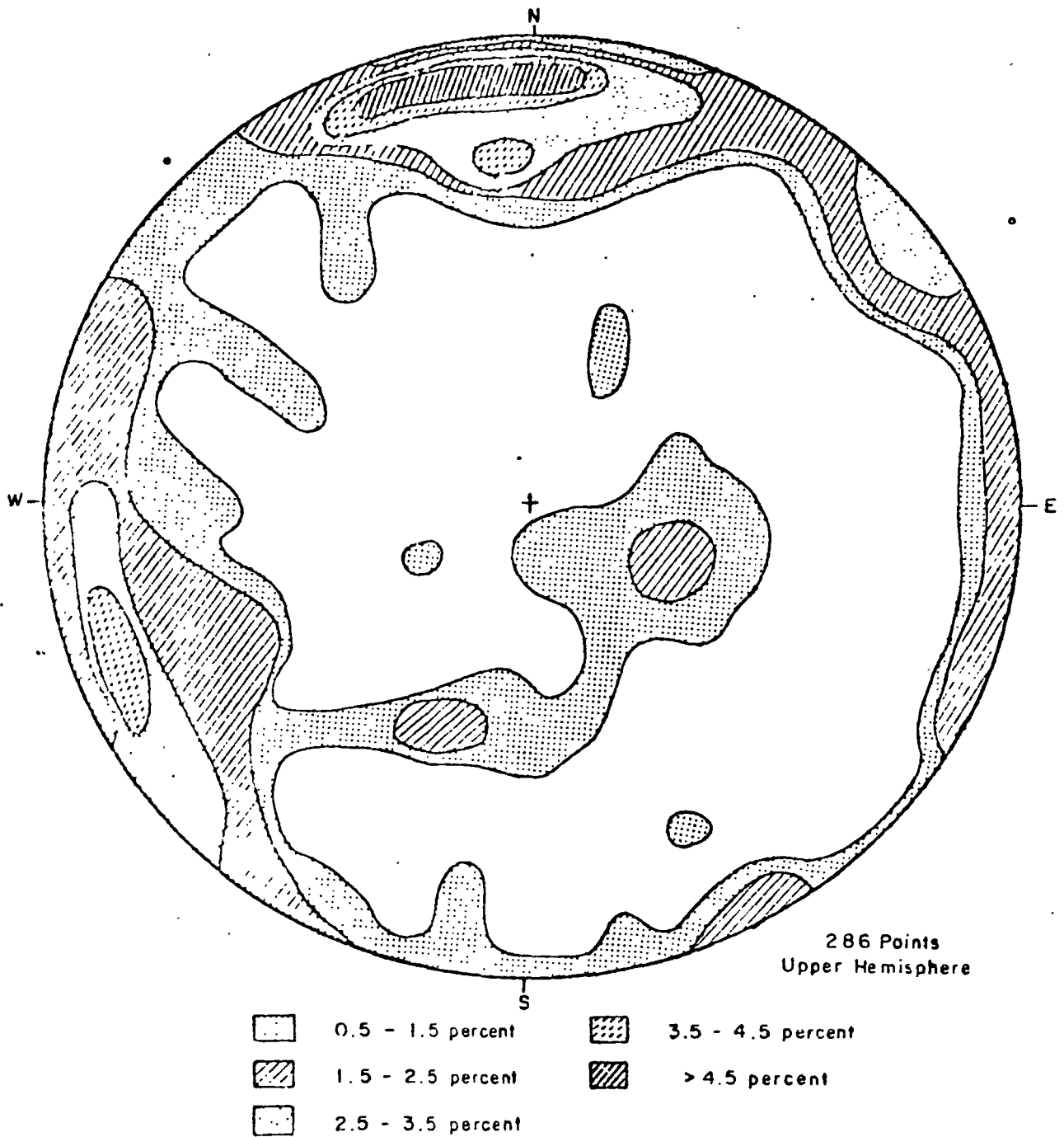


FIGURE 12. - Polar Equal Area Projection of Porphyry Copper Fractures in Panel 22, Level 2015, San Manuel Mine, Arizona.

SUMMARY

In this approach of analyzing orientation data, the surface of the upper hemisphere is divided into 100 equal-area patches, and the points (intersections of joint normals with the hemisphere) falling within each patch are

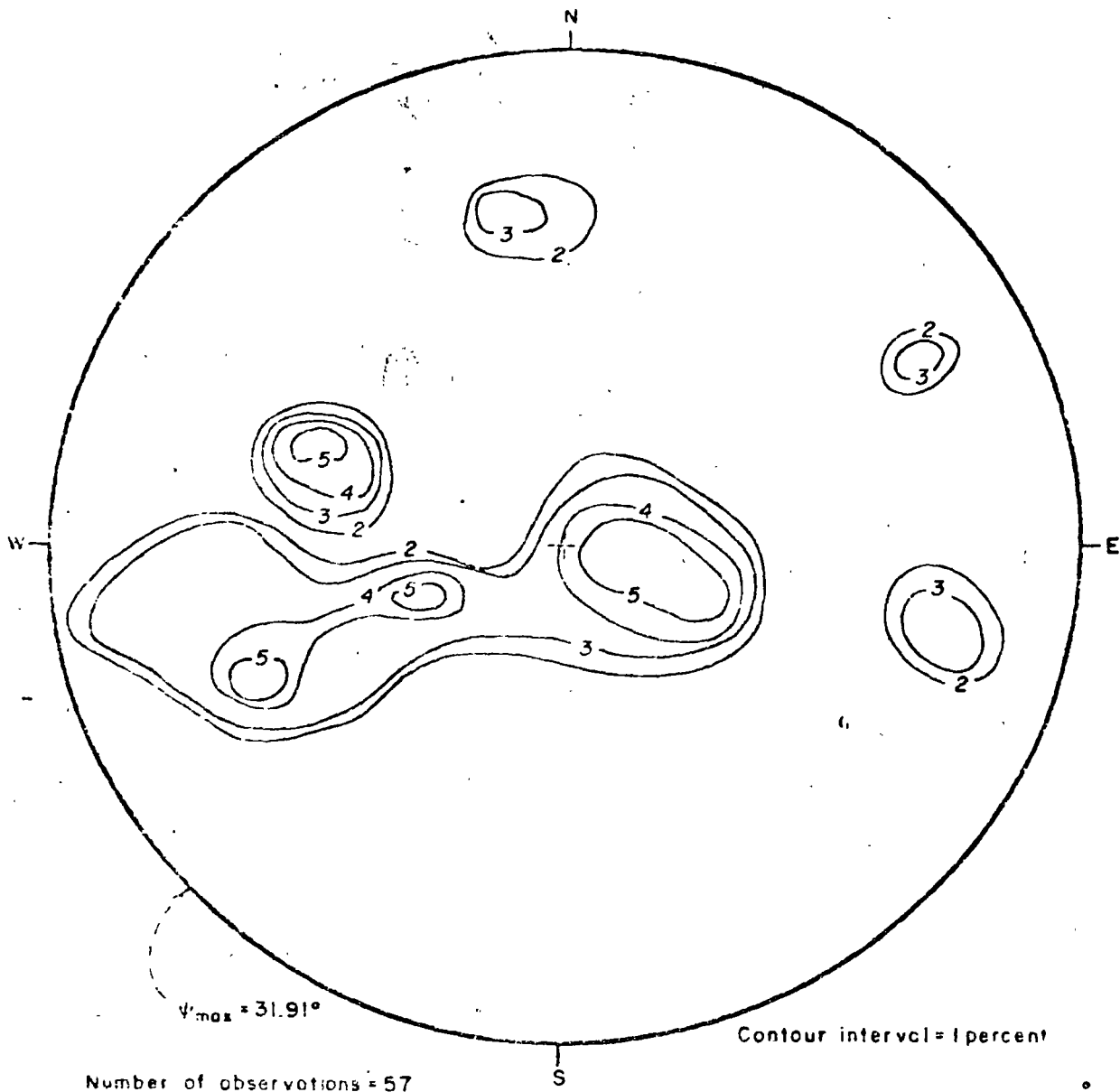


FIGURE 13. - Level Plot of Cluster 1 of Porphyry Copper Fractures, Son Manuel Mine, Arizona. Diagram boundary is ψ_{\max}° from the cluster mean (that is, the pole).

counted. The distribution of the data points is then obtained in terms of significant concentrations, or clusters, whose mean attitudes are computed. A computer program is coded to treat multiple clusters in the sample and to combine antipodal clusters (with near 90° mean dip) into single clusters.

In using the Poisson distribution for obtaining significant concentrations of data points, a probability level of $P = 0.05$ was used. The use of a slightly different probability level may, however, result in defining slightly different clusters because of the "discrete" nature of the Poisson distribution.

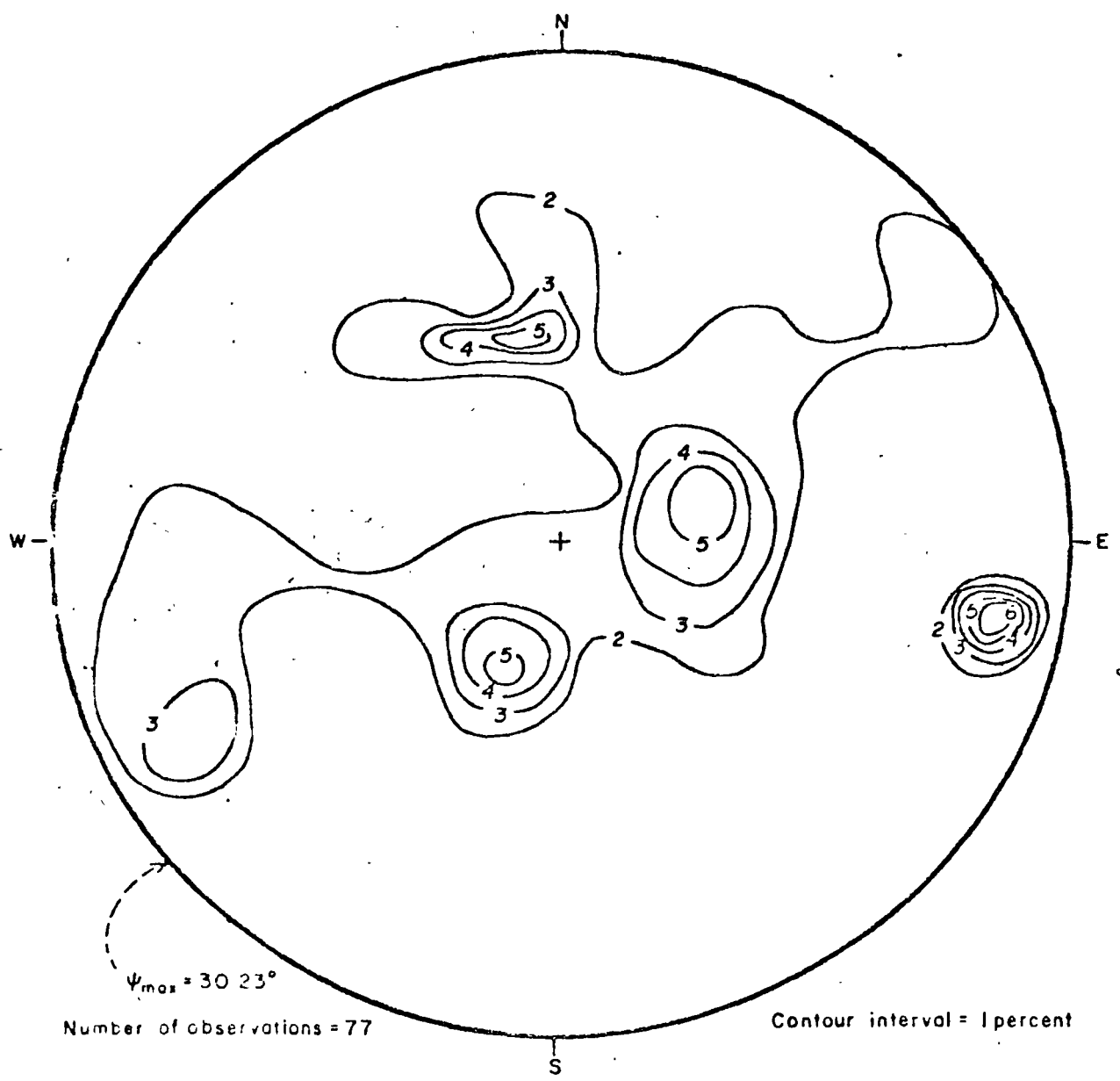
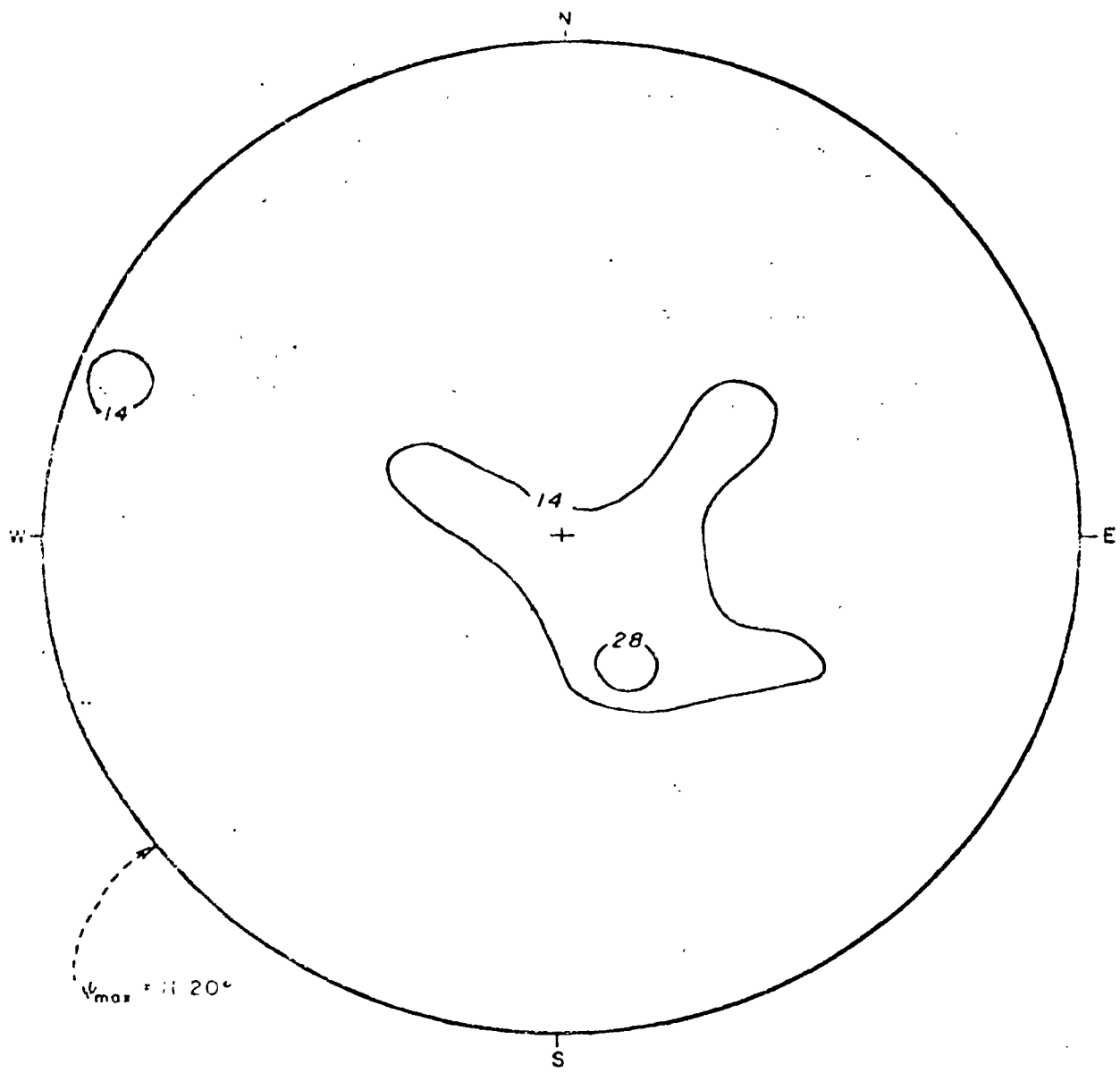


FIGURE 14. - Level Plot of Cluster 2 of Porphyry Copper Fractures, San Manuel Mine, Arizona. Diagram boundary is ψ_{max}^o from the cluster mean (that is, the pole).

Clusters of data points are compared with the hemispherical normal distribution by applying the chi-square test wherein both the dip and the azimuth of an observation are considered simultaneously. Note that the hemispherical normal distribution offers the most reasonable possibility for a comparison with orientation data, particularly because of its similarity to the widely used univariate normal distribution. Other distributions could, however, be used for comparative purposes.



Number of observations = 7

Contour interval = 14 percent

FIGURE 15. - Level Plot of Cluster 3 of Porphyry Copper Fractures, San Manuel Mine, Arizona. Diagram boundary is Ψ_{max}° from the cluster mean (that is, the pole).

For data in a cluster following the hemispherical normal distribution, a confidence interval (around the sample mean) is assigned such that for a given level of confidence, the population mean will not fall outside this interval. It should be possible for the engineer to project these confidence intervals into confidence intervals around the results of the structural analyses.

The method of analysis can be applied for determining the mean orientations of planar geologic discontinuities, lineations, and crystal and fold axes. The potential of the technique is illustrated by applying it to three sets of field data.

The computer program PATCH performs an efficient analysis of orientation data. The saving in computation time (as compared with some existing programs) is a function of the total number of observations and increases rapidly with the increase in this number. The output from PATCH includes a polar plot of point concentrations for a cluster while considering the cluster mean to be situated at the pole. These plots illustrate more closely the spatial distribution of points in a cluster than do the usual projections of the entire sample.

REFERENCES⁹

1. Arnold, K. J., On Spherical Probability Distributions. Ph.D. Thesis, M.I.T., 1941, 42 pp.
2. Fisher, R. A. Dispersion on a Sphere. Proc. Roy. Soc., London, sec. A, v. 217, May 1953, pp. 295-305.
3. Jeran, P. W., and J. R. Mashey. A Computer Program for the Stereographic Analysis of Coal Fractures and Cleats. BuMines Inf. Circ. 8454, 1970, 34 pp.
4. Krumbein, W. C. Preferred Orientations of Pebbles in Sedimentary Deposits. J. Geol., v. 47, 1939, pp. 673-706.
5. Krumbein, W. C., and F. A. Graybill. An Introduction to Statistical Models in Geology. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1965, 475 pp.
6. Li, J. C. R. Statistical Inference. Edwards Bros., Ann Arbor, Mich., v. 1, 1964, 658 pp.
7. Muller, Leopold. Untersuchungen Uber Statistische Kluftmessung (Investigations of the Statistical Measurement of Fractures). Geologie und Banwesen, v. 5, No. 4, December 1933, p. 232.
8. Pincus, H. J. The Analysis of Aggregates of Orientation Data in the Earth Sciences. J. Geol., v. 61, 1953, pp. 482-509.
9. Stauffer, M. F. An Empirical Statistical Study of Three-Dimensional Fabric Diagrams as Used in Structural Analysis. Can. J. Earth Sci., v. 3, No. 4, 1966, pp. 473-498.
10. Watson, G. S., and E. Irving. Statistical Methods in Rock Magnetism. Monthly Notices of the Royal Astro. Soc., Geophys. Supp., v. 7, No. 6, November 1957, pp. 289-300.

⁹Titles enclosed in parentheses are translations from the language in which the item was originally published.

BIBLIOGRAPHY

1. Bingham, C. Distributions on a Sphere and on the Projective Plane. Ph.D. Thesis, Yale Univ., 1964, 93 pp.
2. Bucher, W. H. The Stereographic Projection, A Handy Tool for the Practical Geologist. *J. Geol.*, v. 52, 1944, pp. 191-212.
3. Cadigan, R. A. A Method for Determining the Randomness of Regionally Distributed Quantitative Geologic Data. *J. Sed. Pet.*, v. 32, No. 4, 1962, pp. 813-818.
4. Chayes, F. Application of the Coefficient of Correlation to Fabric Diagrams. *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 27, 1946, p. 400.
5. _____. Discussion: Effect of Change of Origin on Mean and Variance of Two-Dimensional Fabrics. *Am. J. Sci.*, v. 252, 1954, pp. 567-570.
6. _____. Statistical Analysis of Three-Dimensional Fabric Diagrams, in *Structural Petrology of Deformed Rocks*. Ed. by M. W. Fairbairn. Addison-Wesley Press, Cambridge, Mass., 1949, 344 pp.
7. Cochran, W. G. *Sampling Techniques*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1963, 413 pp.
8. Cox, A., and R. R. Doell. Review of Paleomagnetism. *Bull. Geol. Soc. America*, v. 71, 1960, pp. 645-768.
9. Curray, J. R. The Analysis of Two-Dimensional Orientation Data. *J. Geol.*, v. 64, 1956, pp. 117-131.
10. Denness, B. A Method of Contouring Polar Diagrams Using Curvilinear Counting Cells. *Geol. Mag.*, v. 107, No. 1, January 1970, pp. 61-65.
11. Dennison, J. M. *Analysis of Geologic Structures*. W. W. Norton & Co., Inc., New York, 1968, 209 pp.
12. _____. Graphical Aids for Determining Reliability of Sample Means and An Adequate Sample Size. *J. Sed. Pet.*, v. 32, No. 4, 1962, pp. 743-750.
13. Dodd, J. Robert, J. A. Cain, and J. E. Bugh. Apparently Significant Contour Patterns Demonstrated With Random Data. *J. Geol. Educ.*, v. 13, No. 4, 1965, pp. 109-112.
14. Donn, W. L., and J. A. Shiner. *Graphic Methods in Structural Geology*. Appleton-Century-Crofts, Inc., New York, 1958, 180 pp.
15. Durand, D., and J. A. Greenwood. Modifications of the Rayleigh Test for Uniformity in Analysis of Two-Dimensional Orientation Data. *J. Geol.*, v. 66, No. 3, 1958, pp. 229-238.

16. Fisher, R. A. The Mathematical Distributions Used in the Common Tests of Significance. *Econometrica*, v. 3, 1935, pp. 353-365.
17. _____. The Significance of Deviations From Expectation in a Poisson Series. *Biometrics*, v. 6, No. 1, 1950, pp. 17-24.
18. _____. *Statistical Methods for Research Workers*. Hafner Pub. Co., New York, 12th ed., 1954, 351 pp.
19. Flinn, D. On Tests of Significance of Preferred Orientation in Three-Dimensional Fabric Diagrams. *J. Geol.*, v. 66, 1958, pp. 526-539.
20. Fox, W. T. Fortran IV Program for Vector Trend Analysis of Directional Data. Kansas Geol. Sur. Computer Contribution No. 11, 1967, 36 pp.
21. Griffiths, J. C., and M. A. Rosenfield. A Further Test of Dimensional Orientation of Quartz Grains in Bradford Sand. *Am. J. Sci.*, v. 251, 1953, pp. 192-214.
22. Dunkel, E. J., J. A. Greenwood, and D. Durand. The Circular Normal Distribution Theory and Tables. *J. Am. Stat. Assoc.*, v. 48, 1953, p. 131.
23. Hopwood, T. Derivation of a Coefficient of Degree of Preferred Orientation From Contoured Fabric Diagrams. *Bull. Geol. Soc. Am.*, v. 79, November 1968, pp. 1651-1654.
24. Irving, E. *Paleomagnetism*. J. Wiley & Sons, Inc., New York, 1964, 399 pp.
25. Jones, M. L., and G. E. Eddy. A Computer Program for Statistical Analysis of Two-Dimensional Orientation Data--Some Geologic Applications. *Geol. Soc. Am. Abs. with Programs*, pt. 4, Southeastern sec., 1969, p. 39.
26. Jones, Thomas A. Statistical Analysis of Orientation Data. *J. Sed. Pet.*, v. 38, No. 1, 1968, pp. 61-67.
27. Kelley, J. C. Least Squares Analysis of Tectonite Fabric Data. *Bull. Geol. Soc. America*, v. 79, 1968, pp. 223-240.
28. Kirchmayer, M., and J. G. Dennis. Information From Joint Diagrams. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, v. 4, No. 1, 1966, pp. 36-40.
29. Knopf, E. B. Petrofabrics in Structural Geology. Paper in Behavior of Materials in the Earth's Crust (2d Ann. Symp. Rock Mech). *Colo. Sch. Mines Quart.*, v. 52, 1957, pp. 99-111.
30. Koch, G. S., Jr., and R. F. Link. *Statistical Analysis of Geological Data*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 2 v., 1970, 375 pp.

31. Krumbein, W. C. The Geological Population as a Framework for Analyzing Numerical Data in Geology. *Liverpool and Manchester Geol. J.*, v. 2, 1960, p. 341.
32. _____. Some Problems in Applying Statistics to Geology. *Applied Statistics*, v. 9, No. 2, 1960, pp. 82-91.
33. Krumbein, W. C., and R. L. Miller. Design of Experiments for Statistical Analysis of Geological Data. *J. Geol.*, v. 66, 1953, pp. 510-522.
34. Loudon, T. Computer Analysis of Orientation Data in Structural Geology. Tech. Rept. 13, ONR Task 389-135, Contract Nonr 1228(26), Office of Naval Research, Geography Branch, Northwestern University, Evanston, Ill., 1964, 76 pp.
35. Manning, J. C. Application of Statistical Estimation and Hypothesis Testing to Geologic Data. *J. Geol.*, v. 62, 1953, pp. 544-556.
36. Mellis, Otto. Gefugediagramme in Stereographischer Projektion (Structure Diagram in Stereographic Projection). *Zeitschr. Min. Pet. Mitt.*, v. 53, 1942, pp. 330-353.
37. Miller, R. L., and J. S. Kahn. *Statistical Analysis in the Geological Sciences*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1962, 483 pp.
38. Molina, E. C. *The Poisson Exponential Binomial Limit*. D. Van Nostrand Co., New York, 1947, 92 pp.
39. Ondrick, G. W., and J. C. Griffiths. Fortran IV Computer Program for Fitting Observed Count Data to Discrete Distribution Models of Binomial, Poisson, and Negative Binomial. *Kansas Geol. Survey Computer Contribution* 44, 1969, 20 pp.
40. Parks, James M. Cluster Analysis Applied to Multivariate Geologic Problems. *J. Geol.*, v. 74, No. 5, pt. 2, 1966, pp. 703-715.
41. _____. Cluster Analysis, Multivariate Facies Maps. *Bull. Am. Assoc. Petrol. Geol.*, v. 53, No. 3, 1969, p. 735.
42. _____. Computerized Trigonometric Method for Rotation of Structurally Tilted Sedimentary Directional Features. *Bull. Geol. Soc. America*, v. 81, 1970, pp. 537-540.
43. Phillips, F. C. *The Use of Stereographic Projection in Structural Geology*. Edward Arnold Ltd., London, 1954, 86 pp.
44. Pincus, H. J. Some Methods for Operating on Orientation Data. *Bull. Geol. Soc. America*, v. 63, 1952, pp. 431-434.
45. _____. Some Vector and Arithmetic Operations on Two-Dimensional Orientation Variates, With Applications to Geologic Data. *J. Geol.*, v. 64, No. 6, November 1956, pp. 533-557.

46. Pincus, H. J. Statistical Methods Applied to the Study of Rock Fractures. *Bull. Geol. Soc. America*, v. 62, 1951, pp. 81-130.
47. Ramsay, J. G. *Folding and Fracturing of Rocks*. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1967, 568 pp.
48. Rodgers, J. Use of Equal-Area or Other Projections in the Statistical Treatment of Joints. *Bull. Geol. Soc. America*, v. 63, 1952, pp. 427-430.
49. Selby, B. Girdle Distributions on a Sphere. *Biometrika*, v. 51, 1964, pp. 381-392.
50. Smart, W. M. *Combination of Observations*. Cambridge Univ. Press, 1958, pp. 166-188.
51. Smith, F. G. *Geological Data Processing*. Harper & Row, New York, 1966, 287 pp.
52. Spencer, A. B., and P. S. Clabaugh. Computer Program for Fabric Diagrams. *Am. J. Sci.*, v. 265, 1967, pp. 166-172.
53. Spreen, W. C., and N. E. Manos. Probabilities From Limited Weather Data. *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 33, No. 1, 1952, pp. 21-26.
54. Steinmetz, R. Analysis of Vectorial Data. *J. Sed. Pet.*, v. 34, No. 4, 1962, pp. 801-812.
55. Stephens, M. A. Exact and Approximate Tests for Directions. *Biometrika*, v. 49, 1962, pp. 463-477.
56. _____. *The Statistics of Directions, The Von Mises and Fisher Distributions*. Ph.D. Thesis, Univ. of Toronto, 1962, 217 pp.
57. _____. The Testing of Unit Vectors for Randomness. *J. Am. Stat. Assoc.* v. 59, 1964, pp. 160-167.
58. Sturges, H. A. The Choice of a Class Interval. *J. Am. Stat. Assoc.*, v. 21, 1926, pp. 65-66.
59. Terzaghi, R. D. Sources of Error in Joint Surveys. *Geotechnique*, v. 15, 1965, pp. 287-304.
60. Vincenz, S. A., and J. McC. Bruckshaw. Note on the Probability Distribution of a Small Number of Vectors. *Proc. Cambridge Phil. Soc. (Math. and Phys. Sci.)*, v. 56, pt. 1, 1960, pp. 21-26.
61. Wallace, R. E. A Stereographic Calculator. *J. Geol.*, v. 56, 1948, pp. 428-490.

62. Watson, G. S. Analysis of Dispersion on a Sphere. Royal Astron. Soc. Monthly Notices, Geophys. Supp., v. 7, 1956, pp. 153-159.

63. _____. Equatorial Distributions on a Sphere. Biometrika, v. 52, 1965, pp. 193-201.

64. _____. More Significance Tests on the Sphere. Biometrika, v. 47, 1960, pp. 87-91.

65. _____. The Statistics of Orientation Data. J. Geol., v. 74, No. 5, 1966, pp. 786-797.

66. _____. A Test for Randomness of Directions. Royal Astron. Soc. Monthly Notices, Geophys. Supp., v. 7, 1956, pp. 160-163.

67. Watson, G. S., and E. J. Williams. On the Construction of the Significance Tests on the Circle and the Sphere. Biometrika, v. 43, 1956, pp. 344-352.

68. Wheeler, S., and G. S. Watson. A Distribution-Free Two Sample Test on a Circle. Biometrika, v. 57, 1964, pp. 256-257.

69. Whitten, E. H. T. Sequential Multivariate Regression Methods and Scalars in the Study of Fold-Geometry Variability. J. Geol., v. 74, No. 5, pt. 2, 1966, pp. 744-763.

70. Wilks, S. S. Statistical Inference in Geology. Ch. in the Earth Sciences, Problems and Progress in Current Research, ed. by J. W. Donnelly. Univ. of Chicago Press, Chicago, Ill., 1963, pp. 105-136.

71. Winchell, H. A New Method of Interpretation of Petrofabric Diagrams. Am. Mineralogist, v. 22, 1937, pp. 15-36.

APPENDIX A.--COMPUTER FORMULATION AND INPUT INSTRUCTIONS

The program PATCH is written in Fortran IV. The flow charts for the main program and subroutines are given in figures A-1, A-2, and A-3 at the end of this appendix.

PATCH provides a more sophisticated analysis of directional data with a substantial saving of time (as compared with some existing programs) for problems involving large sample size. The tabulation below compares computer time used by PATCH and SNAP (3)¹ for problems involving 135 and 951 observations. These problems were run on a CDC 6400² computer for the purpose of this comparison.

<u>Program</u>	<u>Number of data points</u>	<u>Time, sec</u>
SNAP.....	135	28
PATCH.....	135	29
SNAP.....	951	142
PATCH.....	951	54

Main Program

Sorts data into patches and computes density of each patch. Calls SPREPAC and POLARC subroutines (3) to plot data and patch densities. Defines clusters and calls KLUSTR to perform statistical analysis.

CLUP

Determines if a cluster containing patches in band J, 1 ≤ J ≤ 8, contains patches in band J + 1.

PCTPLT

Plots LEVEL (J) or FLEVEL (J) at the projected midpoint of patch J.

SORTA

Sorts data into patches.

KLUSTR

Computes the resultant, R, and the precision, K, of each cluster and calls SECTOR if K > 6.

COMBIN

Combines antipodal clusters.

¹Underlined numbers in parentheses refer to items in the list of references.
²Reference to specific equipment is made to facilitate understanding and does not imply endorsement by the Bureau of Mines.

SPRPAG

Calculates page coordinates (IX, IY) of each observation.

POLARC

Prints "*" at the center and at every 10° interval around the boundary of the output graph. Places N, E, S, W at 0°, 90°, 180°, 270°, respectively, and prints assembled page.

SORT

Arranges points in increasing order of dip or azimuth.

Input Instructions

The program requires the following data cards:

- 1. Header Card
- 2. NOBS Card — *observation header*
- 3. Observation Cards
- 4. ABCDEF Card

Header Card

Contains a suitable heading for the output punched in 12A6 format.

NOBS Card

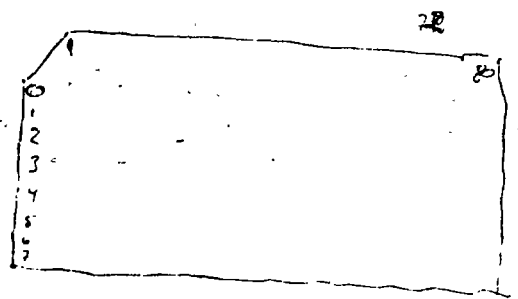
The total number of observations is punched in I5 format.

Observation Cards

The observed attitudes are punched (eight observations per card) in 16F9.0 format, the azimuth of dip preceding the dip (both quantities being in degrees).

ARCDEF Card

Indicates end of data. Any number of cases can be run, but this card must be the last card of the last case.



Glossary of Frequently Used Variables

DIP.....	Dip of observation.
AZ.....	Azimuth of observation.
NOBS.....	Number of observations.
SL, SM, SN.....	Direction cosines of observation.
LPAGE.....	Page array, stores output from POLARC and SPRPAG.
LEVEL.....	Density of patches.
DANG.....	Dip angles of band boundaries.
IBND.....	Number of patches in each band.
LPATCH.....	Number of observations in each patch.
CLUSTER(KJ,IJ).....	Patches (KJ) in cluster IJ.
IFTH(J).....	Cluster in which patch J lies (if any).
CU1, CU2.....	Azimuth and dip of observation lying in a cluster.
PCT.....	Poisson random cutoff level.
SFREQ.....	Actual sector frequency.
TFREQ.....	Theoretical sector frequency.
KBAND(J).....	Band in which patch J lies.

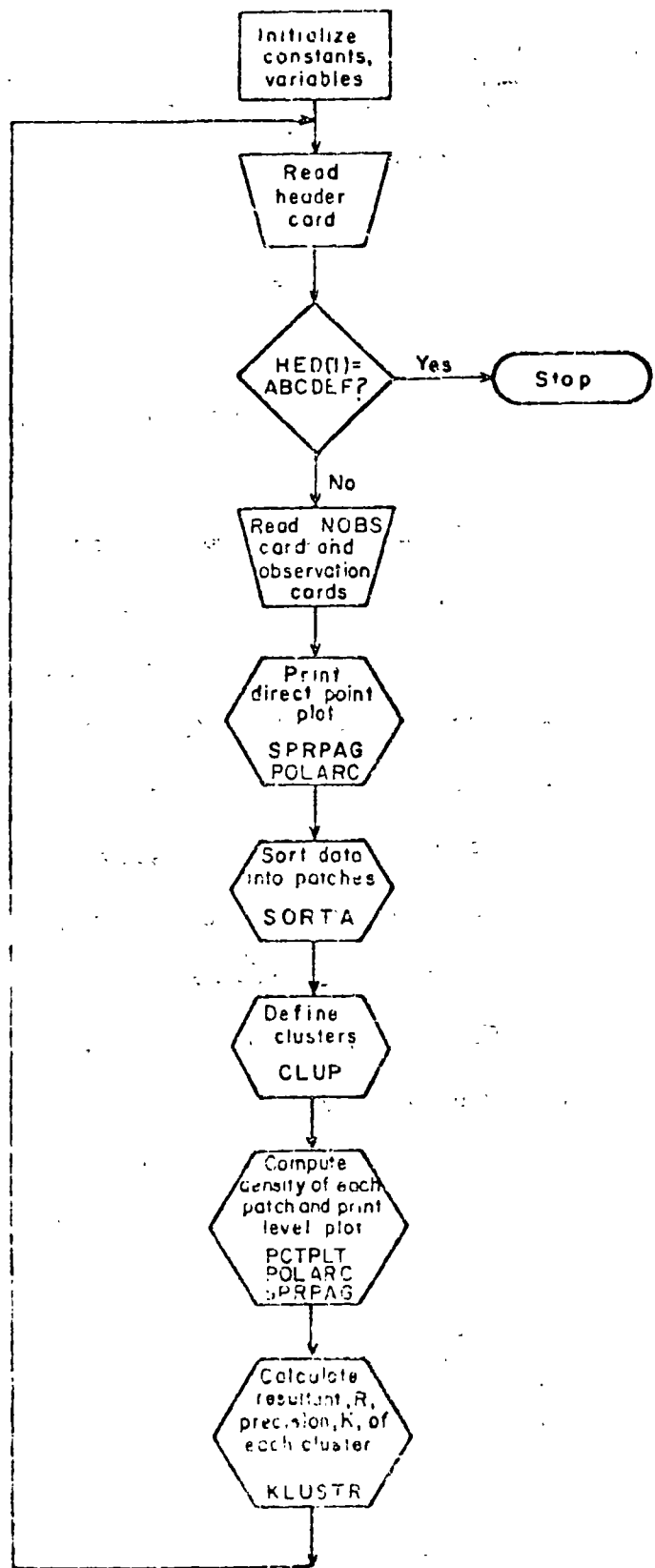


FIGURE A-1. - PATCH Main Program Flow Chart.

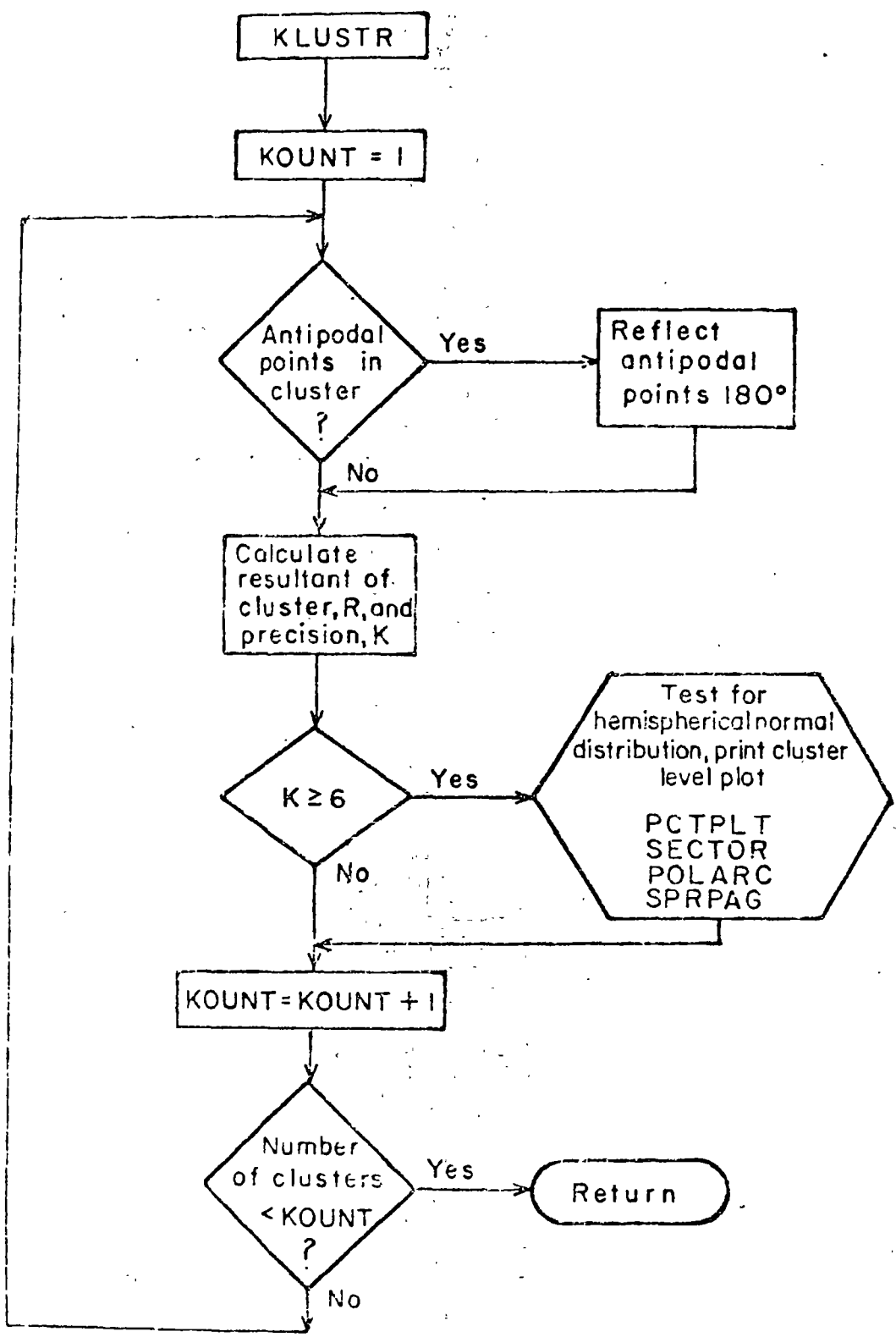


FIGURE A-2. - KLUSTR Flow Chart.

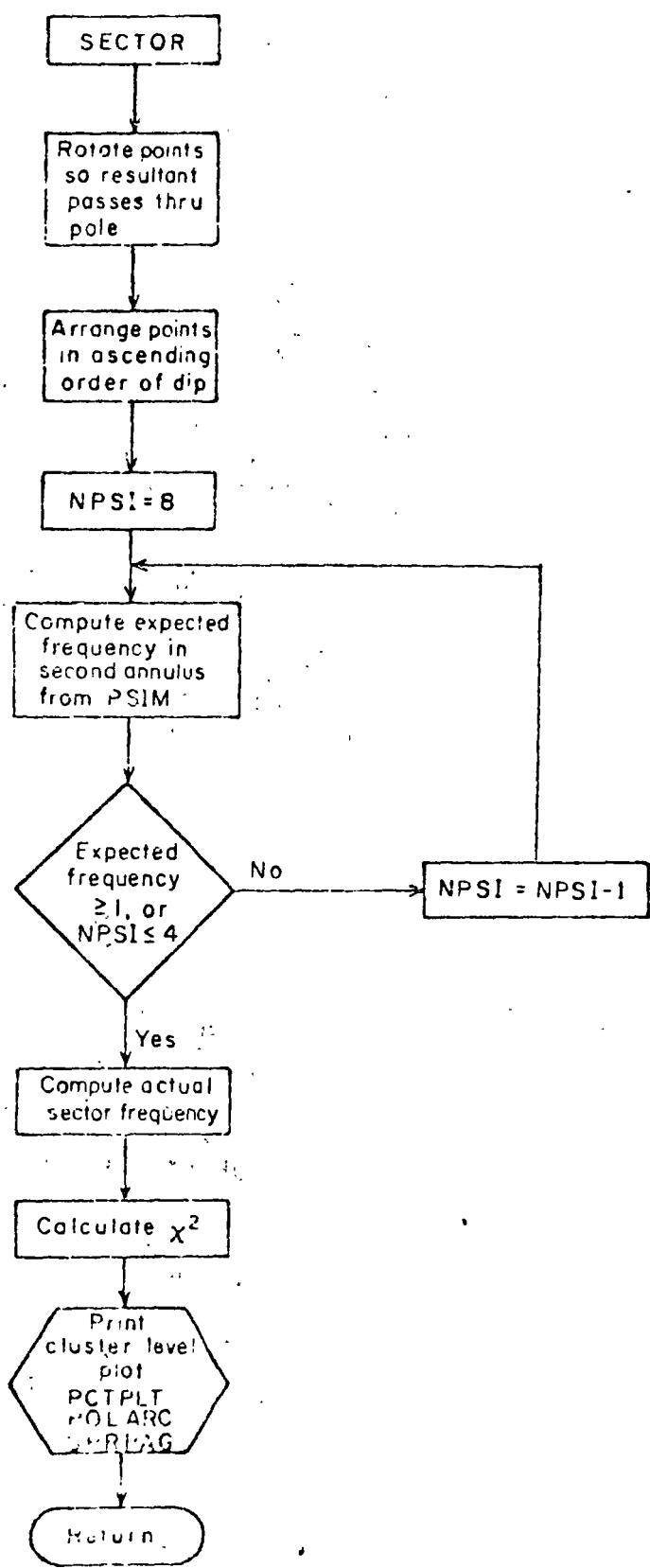


FIGURE A-3. - SECTOR Flow Chart.

APPENDIX B.--PROGRAM LISTING

```
PROGRAM PATCH(INPUT,OUTPUT,TAPES=INPUT,TAPE6=OUTPUT)
```

```
C***** PATCH ANALYZES FRACTURE ORIENTATION DATA BY DEFINING CLUSTERS ON  
C THE HEMISPHERE
```

```
COMMON /RLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),  
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),  
2 LEVEL(100),IPTM(100),CLUSTER(SN,10),LPAGE(121,73),NX,NY,NYMID,  
3 NXMID,PI,DEGRAU,RADEG,Q90,XPINCH,YPINCH,RADIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,  
4 IJPR,P,T,KUU,H,ACONV,YCONV,XK,POS(100)  
DIMENSION MED(12)  
INTEGER CLUSTER  
REAL KANG,KIANG,LEVEL
```

```
C***** BAND DATA
```

```
C
```

```
DATA IBND/16,16,15,14,13,10,8,5,1/,KBAND/18,1,16,2,15,3,14,2,13,5,  
1 10,6,8,7,5,4,1,9/,LPLUS/1H,/,LHLANK/1H /,ASTH/1H,/,DANG/93,0,79,6  
2 ,70,1,50,7,50,9,40,5,30,7,19,9,8,1,-1,0/,NB/9/,PI/3,141592A5/  
DATA POS/1,12,13,14,15,16,17,18,19,10,11,12,13,14,15,16,  
1 17,18,1,12,13,14,15,16,17,18,19,10,11,12,13,14,15,16,  
2 1,12,13,14,15,16,17,18,19,10,11,12,13,14,15,1,12,13,14,  
3 5,16,17,18,19,10,11,12,13,14,1,12,13,14,15,16,17,18,19,  
4 10,11,12,13,1,12,13,14,15,16,17,18,19,10,11,12,13,14,15,  
5 8,17,18,1,12,13,14,15,1,10/
```

```
DEGRAU=PI/180.  
RADEG=1.0/DEGRAU  
XPINCH=10.  
YPINCH=6.0  
Q90=90.  
RADIUS=4.0  
NT=RADIUS*XPINCH*0.5  
NX=2*NT+1  
NY=RADIUS*YPINCH*0.5  
NY=2*NT+1  
NYMID=NY/2+1  
NXMID=NX/2+1  
NXMID1=NXMID-1  
NYMID1=NYMID-1  
ACONV=Q90/NXMID1  
XCONV=1.0/XCON  
YCONV=Q90/NYMID1  
YCONV=1.0/YCON
```

```
8000 READ(5,3333) MED  
3333 FORMAT(12A6)
```

```
IF(MED(1).EQ.6)GOTO(DEF) STOP  
READ(5,3334) NOBS,(AZ(I),DIP(I),PI=1,NOBS)  
3334 FORMAT(15/(16F5.0))
```

```
GO 6000 J=1,50  
JS0=J+50  
IPTM(J)=0  
IPTM(JS0)=0  
EO 6000 K=1,10  
CLUSTER(J,K)=K
```

```
6000 CONTINUE
```

C***** COMPUTE POISSON RANDOM CUTOFF PERCENT

```

      FN=FLOAT(NOBS)
      A=FN*0.01
      EFAC=EXP(-A)
      SUM=EFAC
      FAC=1.0
      DO 876 N=1,1000
      FIN=N
      FAC=FAC*A/FIN
      FNUM=EFAC*FAC
      SUM=SUM-FNUM
      TEST=1.0-SUM
      IF(TEST-.05) 875,876,876
876  CONTINUE
875  PCT=FIN/FN

```

C***** SORT DATA INTO PATCHES
CALL SORT4(NOBS,42,DIP,LPATCH)

C***** COMPUTE LEVEL (DENSITY) IN EACH PATCH

```

      LEVEL(1)=FLOAT(LPATCH(1))/FN
      DO 876 KUK=2,100
      LEVEL(KUK)=FLOAT(LPATCH(KUK)-LPATCH(KUK-1))/FN
876  CONTINUE
      FPCT=100.*PCT
      WRITE(6,3681) MED,FPCT,NOBS
3681  FORMAT(1H1,30X,12A6//1X,25HPOISSON RANDOM CUT-OFF IS,F7.3,1X,
1  7HPERCENT,18X,11HLEVEL ARRAY//1X,9HTHERE ARE,15,1X,21HPUNITS IN TH
2E  SAMPLE.//)
      DO 3683 J49=1,50
      J50=J49+50
3683  PRINT 3682, J49,LEVEL(J49),J50,LEVEL(J50)
3682  FORMAT(52X,2(13,F9.5,2X))
      DO 209 KL=1,73
      DO 209 JL=1,121
209  LPAGE(JL,KL)=LBLANK
      DO 200 J=1,NOBS
      CALL SPRD42(IX,IY,DIP(J),AZ(J))
200  LPAGE(IX,IY)=LPLUS
      WRITE(6,212)
212  FORMAT(1H1,55X,40HEQUAL AREA PROJECTION OF OBSERVATIONS TO/
1  55X,16HUPPER HEMISPHERE///)
      CALL POLARC
      WRITE(6,4000) NOBS
4000  FORMAT(///36X,9HTHERE ARE,15,1X,27HOBSERVATIONS IN THE SAMPLE.)
      CALL PCTPLT(LEVEL)
      PRINT 213
213  FORMAT(1H1,63X,10HLEVEL PLOT:///)
      CALL POLARC
      WRITE(6,4001)
4001  FORMAT(//36X,75HTHE UPPER HEMISPHERE IS DIVIDED INTO 100 PATCHES OF
1  EQUAL AREA. THE DENSITY//3X,64HOF EACH PATCH IS PRINTED AT THE PR
2  OJECTED MIDPOINT OF THE PATCH.)

```

C***** DEFINE CLUSTERS

```

      KJ=1
      JQ=1
      I=1
      IJ=1
      LCOM=1
      IJPR=0
      GO 101 N=1,100
      IF(IPTH(N) .NE. 0) GO TO 101
      IF(LEVEL(I) - PCT) 101,102,102
102  IF(N-1) 103,103,104
104  JQ=N-1
      IF(LEVEL(JQ) - PCT) 105,106,106
105  IF(IJPR .NE. 0) GO TO 777
      IF(CLUSTR(1,1) .NE. 0) IJ=IJ+1
      GO TO 778
777  IJ=IJPR
      IJPR=0
778  CONTINUE
      KJ=1
      GO TO 102
106  IF(LCOM .EQ. 0) GO TO 107
      GO TO 103
107  KJ=MJ
103  LCOM=1
      I=KBAND(N)
      KSUM=0
      GO 7001 LIJ=1,1
7001  KSUM=KSUM+I*ND(LIJ)
      CLUSTR(KJ,IJ)=N
      IPTH(N)=IJ
      KJ=KJ+1
      IF(N .EQ. 100) GO TO 101
      N2=KSUM-I*ND(I)+1
      IQQA=IPTH(K2)
      IF(N .EQ. KSUM .AND. IQQA .NE. 0 .AND. IQQA .NE. IJ)
1  CALL COMBIN(IQQA)
      IF(LEVEL(N+1) .GT. PCT .AND. IPTH(N+1) .NE. 0 .AND. IPTH(N+1) .NE.
1  IJ) CALL COMBIN(IPTH(N+1))
      IF(I .EQ. 4) GO TO 3698
      I1=I+1
      IQHS=POS(N)
      CALL CLUP(I,IQHS,I1)
      KJ1=KJ-1
      DO 70 IPP=1,KJ1
      K2=CLUSTR(IPP,IJ)
      IBC=KBAND(K2)
      IF(IBC .EQ. 8) GO TO 3698
      IBC1=IBC+1
      IQHC=POS(K2)
      CALL CLUP(IBC,IQHC,IBC1)
      KJ1=KJ-1
70  CONTINUE
      MJ=KJ
      GO TO 101

```



```
3694 IF(LEVEL(100) .LT. PCT) GO TO 101
      IF(IPTH(100) .NE. 0) GO TO 9000
      CLUSTR(KJ,IJ)=100
      IPTH(100)=IJ
      KJ=KJ-1
      MJ=KJ
      GO TO 101
9000 IF(IPTH(100) .NE. IJ) GO TO 3697
      GO TO 101
3697 CALL COMBIN(IPTH(100))
      MJ=KJ
101  CONTINUE
```

C***** COMBINE ANTIPODAL CLUSTERS

```
DO 8762 K=1:9
  JK=9
  IJ=IPTH(J)
  IF(IPTH(K) .EQ. 0 .OR. IPTH(J) .EQ. IPTH(K)) GO TO 8762
  IF(IPTH(J) .NE. 0) CALL COMBIN(IPTH(K))
8762 CONTINUE
     CALL KLUSTR
     GO TO 3000
END
```

SUBROUTINE KLUSTH

C***** PERFORM STATISTICAL CALCULATIONS FOR EACH CLUSTER

```

INTEGER CLUSTR
COMMON /BLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTM(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,NY,NXMID,
3 NXMID,PI,REGRAU,RADEG,390,XPINCH,YPINCH,RADIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,R,XCONV,YCONV,XK,POS(100)
DIMENSION KPATCH(100),FLEVEL(100)
DATA LPLUS/1H+/
DATA PLSMS/2H+ /
DATA BLANK/1H /
KOUNT=1
DO 92 JS=1,10
IF (CLUSTR(1,JS) .EQ. 0) GO TO 92
JR=1
SXL=0.
SXM=0.
SXN=0.
CL=0.05
KOU = 0
DO 677 IK=1,100
IF (CLUSTR(IK,JS) .EQ. 0) GO TO 678
N=CLUSTR(IK,JS)
N1=LPATCH(N)
IF (N .EQ. 1) KS=1
IF (N .GT. 1 .AND. LPATCH(N-1) .EQ. 0) KS=1
IF (N .GT. 1 .AND. LPATCH(N-1) .NE. 0) KS=LPATCH(N-1)+1
DO 26 III=KS,N1
KOU = KOU + 1
CU1(JR)=AZ(III)
CU2(JR)=DIP(III)
CALL SPRPAG(IX,IY,CU2(JR),CU1(JR))
LPAGE(IX,IY)=LPLUS
JR=JR+1
26 CONTINUE
677 CONTINUE
678 CONTINUE
IF (KOU .LE. 2) GO TO 93
IF (KOUNT .EQ. 1) GO TO 4003
WRITE(6,907) KOUNT
907 FORMAT(1H),//,30X,14HCLUSTER NUMBER,15)
KOUNT=KOUNT+1
GO TO 40
4003 WRITE(6,4002)
4002 FORMAT(1H),45X,32HSTATISTICAL ANALYSIS OF CLUSTERS//
1 //30X,15HCLUSTER NUMBER 1)
KOUNT=KOUNT+1
GO TO 40
93 DO 94 J=1,73
DO 94 K=1,121
94 LPAGE(K,J)=BLANK
GO TO 92

```

```

40 AKOU = KOU
   PRINT 4
4  FORMAT(35X,3HNUM,5X,9HAZIMUTH  ,11HINCLINATION,5X,1HL,10X,3HM,10X,
11HN/)

```

C DETERMINE IF CLUSTER CONTAINS ANTIPODAL POINTS. REFLECT ANTIPODAL
C POINTS 180 DEGREES.

```

IF(CU2(1) .LT. 90.) GO TO 1000
KOU1=KOU-1
DIS=0.
DO 9999 J=1,KOU1
FJ=CU1(J)
J1=J+1
DO 9999 K=J1,KOU
FK1=CU1(K)
FMAX=AMAX1(FJ,FK1)
FMIN=AMIN1(FJ,FK1)
ADIS=AMIN1((FMAX-FMIN),(360.-FMAX+FMIN))
IF(DIS .LT. ADIS) DIS=ADIS
9999 CONTINUE
IF(DIS .LE. 150.) GO TO 1000
9998 CALL SORT(1,1,KOU)
DIS=AMIN1(CU1(KOU)-CU1(1),360.-CU1(KOU)+CU1(1))
IF(DIS .LE. 45.) 1,1,4001
1 A=CU1(1)+90.
B=A+180.
IST2=0
JG=1
DO 11 J=1,KOU
IF(J .GT. 1) JG=J-1
IF(CU1(J) .GT. A .AND. CU1(JG) .LE. A) IST1=JG
IF(CU1(J) .GT. B .AND. CU1(JG) .LE. B) IST2=J
IF(IST2 .NE. 0) GO TO 12
11 CONTINUE
12 DO 5 J=1,IST1
CU2(J)=180.-CU2(J)
IF(CU1(J) .GT. 180.) GO TO 3000
CU1(J)=CU1(J)+180.
GO TO 5
8000 CU1(J)=CU1(J)-180.
5 CONTINUE
DO 5 J=IST2,KOU
CU2(J)=180.-CU2(J)
IF(CU1(J) .LT. 180.) GO TO 8001
CU1(J)=CU1(J)-180.
GO TO 6
8001 CU1(J)=CU1(J)+180.
6 CONTINUE
GO TO 1000
4001 IST1=0
A=CU1(1)+90.
JG=1
DO 4000 J=1,KOU
IF(J .GT. 1) JG=J-1
IF(CU1(J) .GT. A .AND. CU1(JG) .LE. A) IST1=J

```

```

      IF(IST) .NE. 0) GO TO 9
4000 CONTINUE
      9 DO 13 J=IST,KOU
        CU2(J)=180.-CU2(J)
        IF(CU1(J) .LT. 180.) GO TO 8002
        CU1(J)=CU1(J)-180.
        GO TO 13
8002 CU1(J)=CU1(J)+180.
      13 CONTINUE

```

C COMPUTE DIRECTION COSINES FOR EACH OBSERVATION

```

1000 DO 1001 J=1,KOU
      DP=CU2(J)*DEGRAD
      AT=CU1(J)*DEGRAD
      SL(J)=SIN(DP)*COS(AT)
      SM(J)=SIN(DP)*SIN(AT)
      SN(J)=COS(DP)
      SXL=SXL+SL(J)
      SXM=SXM+SM(J)
      SXN=SXN+SN(J)
      WRITE(6,3) J,CU1(J),CU2(J),SL(J),SM(J),SN(J)
      3 FORMAT(30X,1B,F12.2,F11.2,3F11.4)
1001 CONTINUE

```

C CALCULATE STATISTICAL PARAMETERS

```

37 PRINT 38, SXL,SXM,SXN
38 FORMAT(33X,6HTOTALS,22X,3F11.4)
43 RSQ = SXL*SXL + SXM*SXM + SXN*SXN
      R = SQRT(RSQ)
      PRINT 44, KOU
44 FORMAT(/37X,10HNUMBER OBS,14)
      PRINT 45, R
45 FORMAT(/37X,3HM =,F10.3)
      IF(SXM .EQ. 0. .OR. SXL .EQ. 0.) GO TO 9393
      T=ATAN2(SXM,SXL)*RADEG
      GO TO 9394
9393 IF(SXL .EQ. 0.) T=90.*(2.-SXM/ABS(SXM))
      IF(SXM .EQ. 0.) T=-180.*(1.-SXL/ABS(SXL))
9394 CONTINUE
      IF (T.LT.0) T=T+360.
      P=ACOS(SXN/R)*RADEG
      IF(XKOU .EQ. R) GO TO 7000
      AK=XKOU/(XKOU-R)
      GO TO 7093
7000 CONTINUE
      A=0.0
      AK=49999999.999
      GO TO 7094
7093 CONTINUE
      COSA = 1. - (1./AK)*(1./CL*(1./(XKOU-1.)) - 1.)
      A=ACOS(COSA)*RADEG
7094 P1=P
      T1=T
      IF(P .GT. 90.) GO TO 1002

```

```

GO TO 1002
1002 P1=180.-P
      T1=T-180.
      IF(T1 .LT. 0.) T1=T1+360.
1003 CONTINUE
      IF(XK .LT. 6.) GO TO 5003
      WRITE(6,40) T1,P1,XK,A
40  FORMAT(/27X,26H*** CLUSTER STATISTICS ***//,30X,
1    10MT, AZIMUTH,17X,F7.2,1X,3HDEG/,30X,
2    14MP, INCLINATION,13X,F7.2,1X,3HDEG/,30X,
3    12MK, PRECISION,15X,F7.2/,30X,
6    27HA, RADIUS OF CONE OF CONFID, F7.2,1X,3HDEG/)

```

C COMPUTE CONFIDENCE LIMITS FOR AZIMUTH AND DIP

```

5006 IF(P1-A) =010,5011,5012
5010 ATVM=360.
      GO TO 5017
5011 ATVM=180.
      GO TO 5017
5012 AU=A*DEGRAD
      PD=P1*DEGRAD
      P2D=90.*DEGRAD
      ATVM=ASIN (SIN(AU)*SIN(P2D)/SIN(PD))*RADEG
5013 UPVM=A
      WRITE(6,5009) PLSMS,DPVR,PLSMS,ATVM
5009 FORMAT(29X,13H CONF. LIMITS/29X,4H DIP,1X,A2,1X,F6.2/29X,3H AZ,1X,
1    AZ,1X,F6.2)
      GO TO 5014
5003 WRITE(6,5004) T1,P1,XK
5004 FORMAT(/27X,26H*** CLUSTER STATISTICS ***//,30X,
1    10MT, AZIMUTH,17X,F7.2,1X,3HDEG/,30X,
2    14MP, INCLINATION,13X,F7.2,1X,3HDEG/30X,
3    12MK, PRECISION,15X,F7.2)
5014 KOUNT1=KOUNT-1
      WRITE(6,5005) KOUNT1
5005 FORMAT(1H,45X,34HPOINTS BELONGING TO CLUSTER NUMBER:15//)
      CALL POLAOC
      IF(XK .GT. 6. .AND. XKOU .NE. R) CALL SECTOM
92  CONTINUE
      RETURN
      END

```

SUBROUTINE SECTION

C***** SECTOR TESTS FOR BIVARIATE-NORMAL DISTRIBUTION OF DATA

```

COMMON /BLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTH(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,NY,NYMID,
3 NXMID,PI,DEGRAD,RADEG,090,XPINCH,YPINCH,RAUIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,R,XCONV,YCONV,XK,POS(100)
DIMENSION SFREQ(9,4),TFREQ(9),KPATCH(100),FLEVEL(100),SANG(5)
INTEGER O
DATA SANG/-1.,1.5707966,3.14159270,4.7123891,6.28318560/
DATA PI(2)/.5707963/
DO 5001 JM=1,100
KPATCH(JM)=0
5001 FLEVEL(JM)=0.0
SXL=0.0
SXM=0.0
SXN=0.0
A=DEGRAD
A1=RADEG
AZL=SIN(A*P)*COS(A*T)
AZM=SIN(A*P)*SIN(A*T)
AZN=COS(A*P)
91 WRITE(6,3004)AZL,AZM,AZN
3004 FORMAT(30H DIRECTION COSINES OF THE MEAN/4X,3HL =,F8.4,3X,3HM =,
1 F8.4,3X,3HN =,F8.4)

```

C ROTATE MEAN TO POLE AND COMPUTE DIP + AZ OF OBS WRT MEAN

```

TA=T+A
PA=P+A
DO 8000 J=1,KOU
XPR=SL(J)*COS(TA)+SM(J)*SIN(TA)
YPR=-SL(J)*SIN(TA)+SM(J)*COS(TA)
ZPR=SN(J)
Z1=ZPR*COS(PA)+XPR*SIN(PA)
A1=-ZPR*SIN(PA)+XPR*COS(PA)
Y1=YPR
CU2(J)=ACOS(SL(J)*AZL+SM(J)*AZM+SN(J)*AZN)*A1
IF(X1.EQ.0.,OR.Y1.EQ.0.) GO TO 9393
CU1(J)=ATAN2(Y1,X1)*A1
GO TO 9394
9393 IF(X1.EQ.0.)CU1(J)=90.*(2.-Y1/ABS(Y1))
IF(Y1.EQ.0.)CU1(J)=-(X1/ABS(X1)-1.)*90.
9394 CONTINUE
IF(CU1(J).LT.0.)CU1(J)=CU1(J)+360.
8000 CONTINUE

```

C ARRANGE POINTS IN INCREASING SEQUENCE OF SEMI-ANG(J) WITH MEAN

```

CALL SORT(2,1,KOU)
C COMPUTE EXPECTED FREQUENCY IN 2ND ANNULUS FOR PSI MAX.
PSI=CU2(KOU)*A
FN=FLOAT(KOU)

```

```

NPSI=9
NCHI=4
CPSI=COS(PSI)
90 NPSI=NPSI-1
DELSI=(1.-CPSI)/FLOAT(NPSI)
DIAU=CPSI*DELSI
DIAI=UIAO*DELSI
FIXFE=FN*(EXP(-XK*(1.-DIAI)) - EXP(-XK*(1.-DIAO)))
IF((EXFHE/FLOAT(NCHI)).GE.1).OR.NPSI.LE.4) GO TO 100
GO TO 90

C COMPUTE ACTUAL FREQUENCIES IN SECTORS

100 DO 69 J=1,NPSI
DO 69 K=1,NCHI
69 SFREQ(J,K)=0.
DO 888 JJ=J,KOU
CU1(JJ)=CU1(JJ)*A
CU2(JJ)=COS(CU2(JJ)*A)
888 CONTINUE
C COMPUTE THEORETICAL FREQUENCY IN NPSI RINGS AROUND MEAN
DO 71 J=1,NPSI
DEL1=1.-FLOAT(J-1)*DELSI
DEL2=DEL1-DELSI
71 TFREQ(J)=FN*(EXP(-XK*(1.-DEL1)) - EXP(-XK*(1.-DEL2)))
WRITE(6,920)
920 FORMAT(1H) 5M RING,8X,7H SECTOR,6X,16H ACT SECTOR FREQ,5X,14H THFO
1R SECT FREQ//)
DO 2 J=1,NPSI
RANG=1.-FLOAT(J-1)*DELSI
RANG1=RANG-DELSI
IF(J.EQ.1) RANG1=1.01
IF(J.EQ.NPSI) RANG1=RANG1-0.01
DO 2 K=1,NCHI
K1=K-1
DO 2 L=1,KOU
AT=CU1(L)
DP=CU2(L)
IF(AT.GT.SANG(K).AND.AT.LE.SANG(K1).AND.DP.LT.RANG.AND.
1 DP.GE.RANG1) SFREQ(J,K)=SFREQ(J,K)+1
2 CONTINUE

C COMPUTE CHI SQUARE VALUE FOR SECTORS

SUM=0.
DO 110 J=1,NPSI
TEST=TFREQ(J)/FLOAT(NCHI)
DO 110 K=1,NCHI
SUM=SUM+(SFREQ(J,K)-TEST)**2/TEST
110 WRITE(6,930) J,K,SFREQ(J,K),TEST
930 FORMAT(15,10X,15,2F20.3)
KFRFE=(NPSI*NCHI)-3
AN=FLOAT(KFRFE)
AA=2./(9.*AN)
CH95=AN*(1.-AA+.645*SQRT(AA))**.3
AA=ACOS(CU2(KOU))*A

```

52

```

WRITE(6,3010) KRFEE,SUM,CH95,AA
3010 FORMAT(//,15H DEG. FREEDOM =, 13/13H CHI SQUARE =,F10.3/
1 17H TH. CHI SQ. 95 =,F10.3/10H PSI MAX =,F10.3,1X,4HDEG.)

```

C CLUSTER LEVEL PLOT

```

PSIA=PSI/A1
DO 3000 J=1,K0J
CU1(J)=CU1(J)*A1
3000 CU2(J)=ACOS(CU2(J))*A1*00./PSIA
CALL SORTA(K0J,CU1,CU2,KPATCH)
FLEVEL(1)=FLOAT(KPATCH(1))/FN
DO 3764 KUK=2,100
FLEVEL(KUK)=FLOAT(KPATCH(KUK)-KPATCH(KUK-1))/FN
3764 CONTINUE
CALL PCTPLT(FLEVEL)
WRITE(6,3032)
3032 FORMAT(1H, //60X,19HCLUSTER LEVEL PLOT/52X,36HWITH MEAN AT POLE AN
1D THE BOUNDARY/55X,2AHAT PSI MAX DEGRFES FROM POLE//)
CALL POLARC
RETURN
END

```


SUBROUTINE SORTA(NOBS,A,D,IPATCH)

C***** SORTS DATA INTO PATCHES

```

COMMON /HLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTH(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,NY,NYMID,
3 NXMID,PI,DEGRAD,RADEG,Q90,XPINCH,YPINCH,RAIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,R,XCUNV,YCONV,XK,POS(100)
DIMENSION A(NOBS),D(NOBS),IPATCH(100)
DO 9 I=1,100
9 IPATCH(I)=0

```

C***** ARRANGE DATA IN DECREASING ORDER OF DIP

```

NOBS1=NOBS-1
DO 7 I=1,NOBS1
II=I+1
DO 7 J=II,NOBS
IF(D(I) .GE. D(J)) GO TO 7
TMP=D(I)
D(I) = D(J)
D(J) = TMP
TMP=A(J)
A(J)=A(I)
A(I)=TMP
7 CONTINUE

```

C

C***** ARRANGE THE POINTS IN EACH BAND IN INCREASING ORDER OF AZIMUTH

```

M=1
DO 93 L=1,NB
IF(M .EQ. NOBS) GO TO 8888
94 CONTINUE
DO 92 J=M,NOBS1
J1=J+1
IF(D(J) .GE. DANG(L+1)) GO TO 8884
8885 M=J
GO TO 93
8884 DO 90 K=J1,NOBS
IF(D(K) .GE. DANG(L+1)) GO TO 8886
8887 M=J+1
GO TO 94
8886 IF(A(J) .LT. A(K)) GO TO 90
TMP=A(J)
A(J)=A(K)
A(K)=TMP
TMP=D(J)
D(J)=D(K)
D(K)=TMP
90 CONTINUE
M=M+1
92 CONTINUE
93 CONTINUE

```

8888 CONTINUE

C***** DETERMINE WHICH PATCHES CONTAIN DATA

```

      II=0
      LP=0
      KK=0
      IOP=1
      DO 87 J=1,NB
      II=II+KK
      IBJ=IBND(J)
      DO 87 K=1,IBJ
      IF(LP .EQ. NOBS) GO TO 88
      KK=K
      KANG=FLOAT(K)*360./FLOAT(IBND(J))
      IF(K .EQ. IBND(J)) KANG=360.5
      DO 86 L=IOP,NOBS
      IF(A(L) .GT. KANG .OR. D(L) .LT. DANG(J+1)) GO TO 79
      LP=LP+1
      IF(LP .NE. NOBS) GO TO 86
79  IPATCH(II+K)=LP
      IOP=LP+1
      L=II+K+1
      GO TO 87
96  CONTINUE
87  CONTINUE
88  IF(L .EQ. 101) RETURN
      DO 89 J=L,100
89  IPATCH(J)=NOBS
      RETURN $ FND

```

SUBROUTINE CLUP(LI, LB, I9)

C***** DETERMINES IF A CLUSTER CONTAINING PATCHES IN BAND NUMBER J
C***** CONTAINS PATCHES IN BAND NUMBER J+1, I S J S B:

```

COMMON /Z(K/AZ(1000),OIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTH(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,RY,NYMID,
3 NAMID,PI,FRAD,RADEG,Q90,XPINCH,YPINCH,RAIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,K,ACJNV,YCONV,XX,POS(100)
DIMENSION L(3)
REAL LEVEL
INTEGER CLUSTR
I1=LI S IP=L3 S IC=I9 S I91=I9-1
A=(360./FLOAT(1BND(I1)))°FLOAT(1B)
ISUM=C
DO 12 I=1,I91
12 ISUM=ISUM+1BND(I)
   IBJ=1BND(I9)
   DO 9 NO=1,IBJ
   IQ=NO
   Z=FLOAT(NO)°360./FLOAT(1BND(1C))
   IF(Z .GE. A) GO TO 10
   9 CONTINUE
10 LA=ISUM-IQ-1
   IG=ISUM-1BND(I9)
   IF(10 .EQ. IBJ) GO TO 87
   IF(10 - 11 81,84,81
87 L(1)=IG-1 S L(2)=IG S L(3)=ISUM+1
   GO TO 85
81 L(1)=LA S L(2)=LA+1 S L(3)=LA+2
   GO TO 84
84 L(1)=IG S L(2)=ISUM+1 S L(3)=ISUM+2
86 DO 85 J=1,3
   LJ=L(IJ)
   IF(LEVEL(LJ) .LI. PCT .OR. IPTH(LJ) .EQ. IJ) GO TO 87
   IF(IPTH(LJ) .NE. 0) GO TO 4
   IPTH(LJ) = IJ
   CLUSTR(KJ,IJ)=LJ
   KJ=KJ+1
   IF(IJ .EQ. 100) RETURN
   GO TO 85
4 CALL COMBIN(IPTH(LJ))
   IF(IJ .EQ. 100) RETURN
85 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE SPRPAG(IX,IY,DIN,AZN)
C SPRPAG .....
C GIVEN HEMISPHERE COORDINATES (DIN,AZN), SPRPAG RETURNS NEAREST
C PAGE COORDINATES (IX,IY). IF OUTSIDE PAGE, MOVES IX OR IY TO
C CLOSEST POINT ON EDGE OF PAGE
COMMON /PLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LFATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTM(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,NY,NYMID,
3 NXMID,PI,DEGRAU,HADEG,090,XPINCH,YPINCH,RADIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,R,XCONV,YCONV,XK,POS(100)
ANGLR=AZN*DEGRAU
C THE NEXT 3 STATEMENTS PERFORM EQUAL-AREA PROJECTION
100 XYT=127.2798*SIN(DEGRAD*DIN/2.0)
NDUM=XYT*SIN(ANGLR)*XCONV*0.5
JDUM=XYT*COS(ANGLR)*YCONV*0.5
200 IX=NXMID+NDUM
C BRING X INDEX IN RANGE IF IT IS OUTSIDE:
IF(IX.LT.1) IX=1
IF(IX.GT.NX) IX=NX
IY=NYMID+JDUM
C BRING Y INDEX IN RANGE IF IT IS OUTSIDE:
IF(IY.LT.1) IY=1
IF(IY.GT.NY) IY=NY
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE POLARC
C POLARC * * * * *
C   DRAWS AND LABELS AXES AND CIRCLE SURROUNDING OUTPUT GRAPH.
C   PLACES AN AAA AT EVERY 10 DEGREES AROUND CIRCLE CIRCUMFERENCE WITH
C   N.E.S.W. AT 0,90,180,270 DEGREES RESPECTIVELY.
C   * * CALLS- SPRPAG * * * * *
C   * * * * *
COMMON /BLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LFATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTH(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NXMID,NYMID,
3 NXMID,PI,ZFGRAD,RADEG,Q90,XPINCH,YPINCH,RADIUS,PCT,LCON,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KUU,R,ACONV,YCONV,XK,POS(100)
DIMENSION LNUMS(10),LDIR(4)
DATA LNUMS/1H0,1M1,1H2,1M3,1M4,1M5,1M6,1M7,1M8,1M9/
DATA LASTER/1H0/,XINC/10.0/,LDIR/1M1,1M5,1M6,1M7/
DATA LBLANK/1H /
NX1=NX-1
ANGL=0.0
DO 200 I=1,36
CALL SPRPAG(IX,IY,Q90,ANGL)
LPAGE(IX,IY)=LASTER
200 ANGL=ANGL+10.
LPAGE(NXMID,NYMID)=LASTER
LABFL N,S,E,W AT APPROPRIATE POSITIONS
C 600 LPAGE(NXMID,NY)=LDIR(1)
LPAGE(NXMID,1)=LDIR(2)
LPAGE(NX,NYMID)=LDIR(3)
LPAGE(1,NYMID)=LDIR(4)
PRINT THE COMPLETE ASSEMBLED PAGE IMAGE ROW BY ROW
C   * *NOTE* * THE INDEX K MUST GO BACKWARDS BECAUSE THE ASSUMED
C   COORDINATE ORIGIN IS AT LOWER LEFT HAND CORNER OF PAGE.
C
DO 700 J=1,NY
K=NY-J+1
700 WRITE(6,2000) (LPAGE(I,K),I=1,NX)
2000 FORMAT(27X,90A1)
DO 199 J1=1,73
DO 199 J2=1,121
199 LPAGE(J2,J1)=LBLANK
RETURN
END

```

SUBROUTINE COMBIN(K)

C***** COMBINE ANTIPODAL CLUSTERS IN BAND 1

```

INTEGER CLUSTR
COMMON /BLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTH(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,NY,NYMID,
3 NXMID,PI,DEGRAU,HADEG,Q90,XPINCH,YPINCH,RADIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,R,ACONV,YCONV,XK,POS(100)
DO 1 L=1,100
M=L
IF(CLUSTR(L,IJ) .EQ. 0) GO TO 2
1 CONTINUE
2 DO 3 N=1,100
J=N
IF(CLUSTR(N,K) .EQ. 0) GO TO 4
3 CONTINUE
4 IS=J
M1=M-1
DO 5 L=1,M1
CLUSTR(IS,K)=CLUSTR(L,IJ)
ICJ=CLUSTR(L,IJ)
IRTH(ICJ)=K
IS=IS+1
5 CONTINUE
IJPR=IJ
DO 6 LR=1,M
6 CLUSTR(LR,IJ)=0
IJ=K
KJ=M+J-1
LCCM=0
RETURN
END

```

SUBROUTINE SORT(IA,IB,IC)

C***** SORTS DATA IN EITHER INCREASING ORDER OF AZIMUTH OR INCREASING
 C***** ORDER OF DIP.

```

COMMON /BLK/AZ(1000),DIP(1000),CU1(900),CU2(900),SL(1000),
1 SM(1000),SN(1000),KBAND(100),NB,IBND(9),DANG(10),LPATCH(100),
2 LEVEL(100),IPTH(100),CLUSTR(50,10),LPAGE(121,73),NX,INY,NYMID,
3 NXMID,PI,DEGRAD,RADEG,Q90,XPINCH,YPINCH,RADIUS,PCT,LCOM,KJ,IJ,
4 IJPR,P,T,KOU,R,XCONV,YCONV,XK,POS(100)
  ICI=IC-1
  IF(IA.EQ.1) GO TO 2
  DO 1 K=IB,ICI
    K1=K+1
    DO 1 J=K1,IC
      IF(CU2(K).LE.CU2(J)) GO TO 1
      TMP=CU2(K)
      CU2(K)=CU2(J)
      CU2(J)=TMP
      TMP=CU1(J)
      CU1(J)=CU1(K)
      CU1(K)=TMP
1 CONTINUE
  RETURN
2 DO 3 K=IB,ICI
  K1=K+1
  DO 3 J=K1,IC
    IF(CU1(K).LE.CU1(J)) GO TO 3
    TMP=CU1(K)
    CU1(K)=CU1(J)
    CU1(J)=TMP
    TMP=CU2(K)
    CU2(K)=CU2(J)
    CU2(J)=TMP
3 CONTINUE
  RETURN
  END

```

APPENDIX C.--COMPUTER OUTPUT FOR AN EXAMPLE PROBLEM

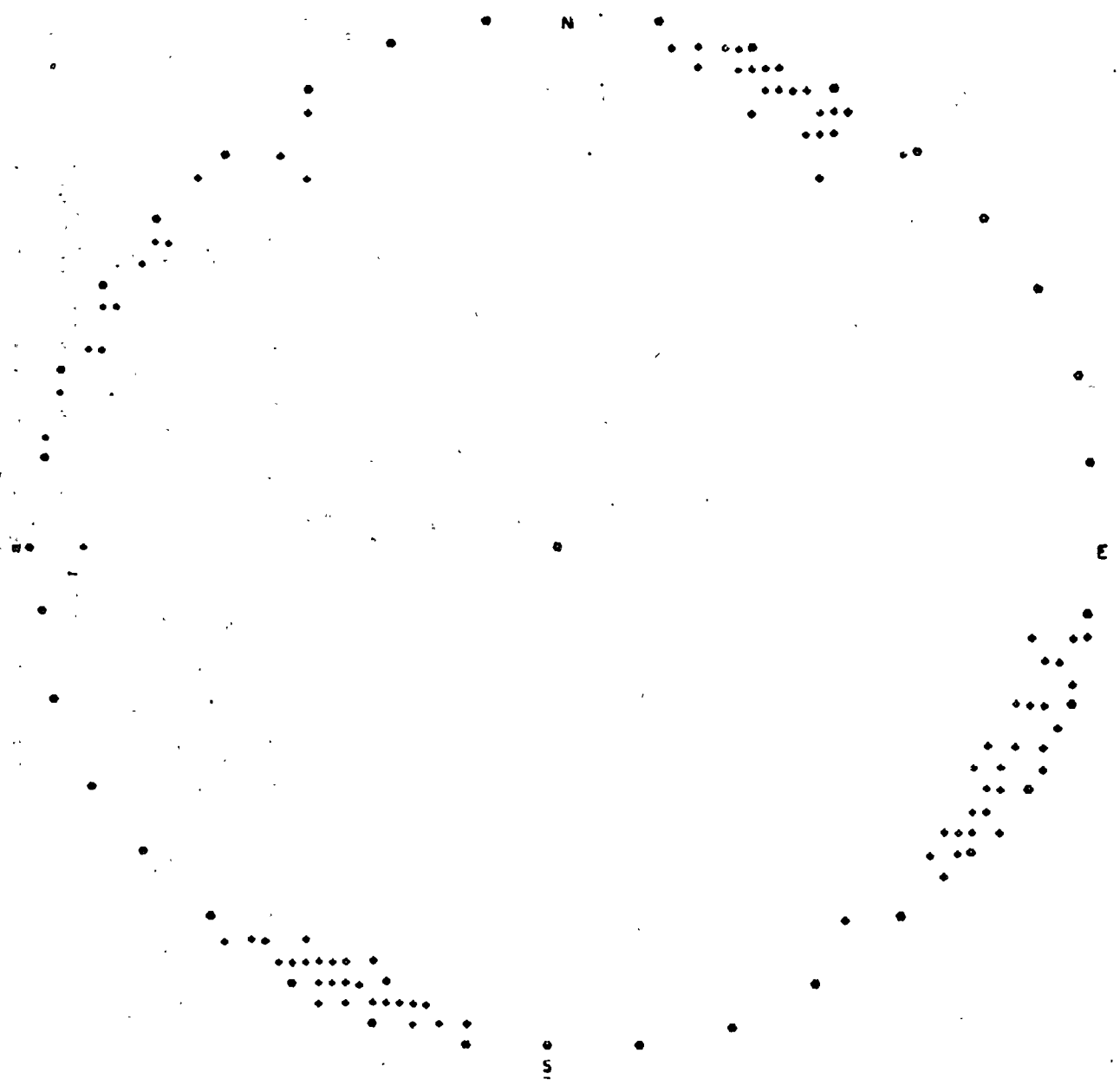
JERAN-MASHEK COAL CLEFT DATA

POISSON RANDOM CUT-OFF IS 2.222 PERCENT
THERE ARE 135 POINTS IN THE SAMPLE.

LEVEL ARRAY

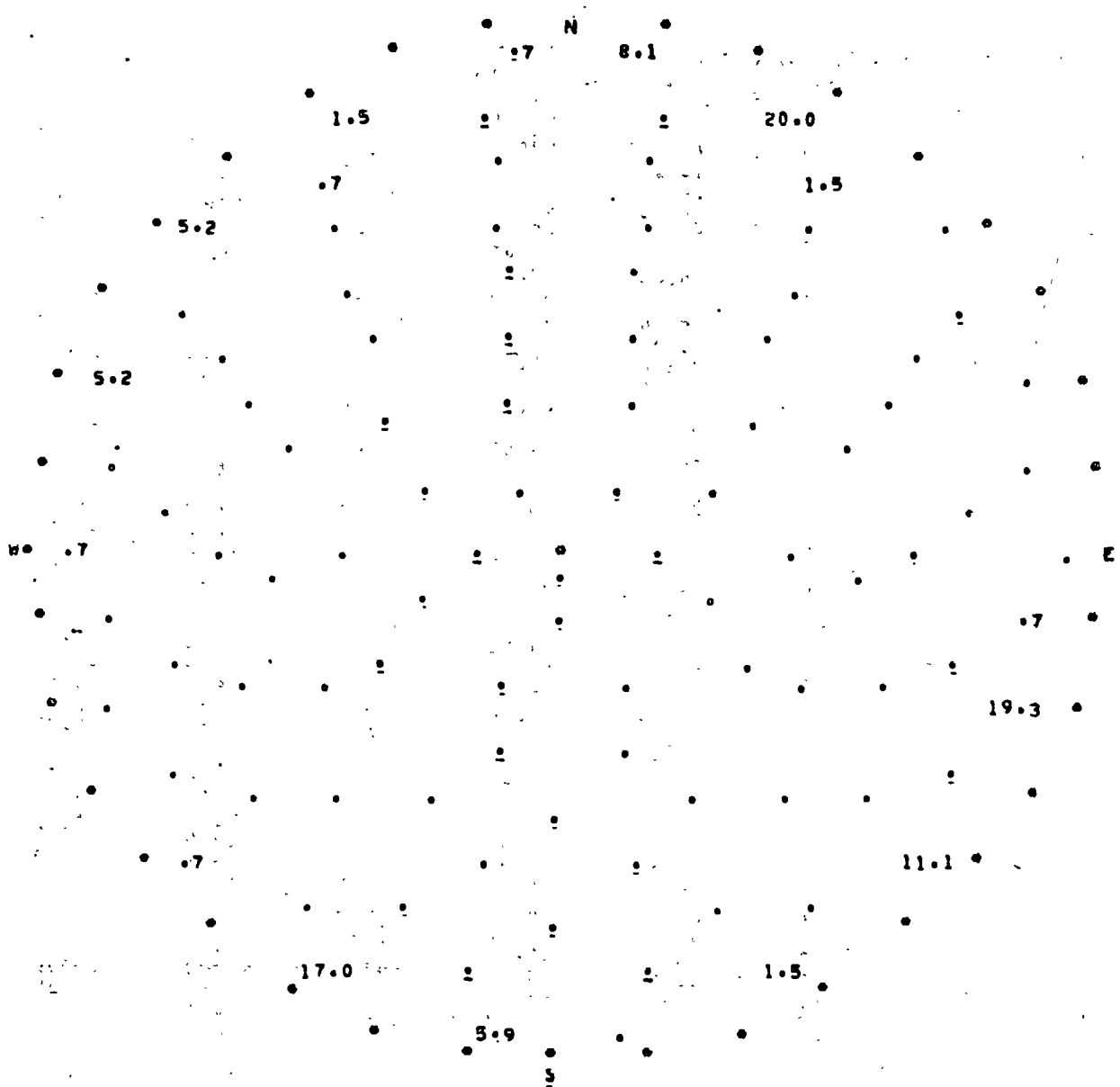
1	.05148	51	0.00000
2	.20000	52	0.00000
3	0.00000	53	0.00000
4	0.00000	54	0.00000
5	0.00000	55	0.00000
6	.19259	56	0.00000
7	.11111	57	0.00000
8	.01481	58	0.00000
9	0.00000	59	0.00000
10	.05926	60	0.00000
11	.17037	61	0.00000
12	.00741	62	0.00000
13	0.00000	63	0.00000
14	.00741	64	0.00000
15	.05185	65	0.00000
16	.05185	66	0.00000
17	.01481	67	0.00000
18	.00741	68	0.00000
19	0.00000	69	0.00000
20	.01481	70	0.00000
21	0.00000	71	0.00000
22	0.00000	72	0.00000
23	.00741	73	0.00000
24	0.00000	74	0.00000
25	0.00000	75	0.00000
26	0.00000	76	0.00000
27	0.00000	77	0.00000
28	0.00000	78	0.00000
29	0.00000	79	0.00000
30	0.00000	80	0.00000
31	0.00000	81	0.00000
32	0.00000	82	0.00000
33	.00741	83	0.00000
34	0.00000	84	0.00000
35	0.00000	85	0.00000
36	0.00000	86	0.00000
37	0.00000	87	0.00000
38	0.00000	88	0.00000
39	0.00000	89	0.00000
40	0.00000	90	0.00000
41	0.00000	91	0.00000
42	0.00000	92	0.00000
43	0.00000	93	0.00000
44	0.00000	94	0.00000
45	0.00000	95	0.00000
46	0.00000	96	0.00000
47	0.00000	97	0.00000
48	0.00000	98	0.00000
49	0.00000	99	0.00000
50	0.00000	100	0.00000

EQUAL AREA PROJECTION OF OBSERVATIONS TO
UPPER HEMISPHERE



THERE ARE 135 OBSERVATIONS IN THE SAMPLE.

LEVEL PLOT



THE UPPER HEMISPHERE IS DIVIDED INTO 100 PATCHES OF EQUAL AREA. THE DENSITY OF EACH PATCH IS PRINTED AT THE PROJECTED MIDPOINT OF THE PATCH.

STATISTICAL ANALYSIS OF CLUSTERS

CLUSTER NUMBER 1					
NUM	AZIMUTH	INCLINATION	L	M	N
1	12.00	90.00	.9781	.2079	.0000
2	14.00	88.00	.9697	.2418	.0349
3	15.00	82.00	.9565	.2563	.1392
4	15.00	86.00	.9636	.2582	.0698
5	15.00	90.00	.9659	.2888	.0000
6	17.00	89.00	.9562	.2923	.0175
7	19.00	87.00	.9442	.3251	.0523
8	19.00	89.00	.9454	.3255	.0175
9	19.00	90.00	.9455	.3256	.0000
10	20.00	90.00	.9397	.3429	.0000
11	20.00	90.00	.9397	.3429	.0000
12	21.00	90.00	.9336	.3584	.0000
13	22.00	80.00	.9131	.3689	.1736
14	23.00	87.00	.9192	.3902	.0523
15	24.00	83.00	.9067	.4037	.1219
16	24.00	84.00	.9085	.4045	.1045
17	24.00	86.00	.9113	.4057	.0698
18	24.00	86.00	.9113	.4057	.0698
19	24.00	87.00	.9123	.4062	.0523
20	24.00	87.00	.9123	.4062	.0523
21	24.00	85.00	.9130	.4065	.0349
22	24.00	89.00	.9134	.4067	.0175
23	25.00	85.00	.9029	.4210	.0872
24	25.00	88.00	.9058	.4224	.0349
25	26.00	89.00	.8987	.4383	.0175
26	27.00	86.00	.8888	.4529	.0698
27	27.00	86.00	.8888	.4529	.0698
28	29.00	82.00	.8661	.4801	.1392
29	30.00	82.00	.8576	.4951	.1392
30	30.00	87.00	.8648	.4993	.0523
31	30.00	87.00	.8648	.4993	.0523
32	31.00	87.00	.8560	.5143	.0523
33	32.00	84.00	.8434	.5270	.1045
34	32.00	85.00	.8448	.5279	.0872
35	32.00	90.00	.8480	.5299	.0000
36	33.00	87.00	.8375	.5439	.0523
37	33.00	88.00	.8382	.5443	.0349
38	40.00	85.00	.7631	.4403	.0872
39	10.00	92.00	.9842	.1735	-.0349
40	13.00	90.00	.9744	.2250	.0000
41	16.00	96.00	.9560	.2741	-.1045
42	17.00	94.00	.9540	.2917	-.0698
43	17.00	92.00	.9557	.2922	-.0349
44	18.00	96.00	.9458	.3073	-.1045
45	20.00	97.00	.9327	.3395	-.1219
46	20.00	92.00	.9391	.3418	-.0349
47	21.00	90.00	.9336	.3584	.0000
48	23.00	100.00	.9065	.3848	-.1736
49	23.00	95.00	.9170	.3892	-.0872
50	23.00	95.00	.9170	.3892	-.0872
51	24.00	92.00	.9130	.4065	-.0349
52	25.00	94.00	.9041	.4216	-.0698

53	26.00	97.00	.8921	.4351	-.1219
54	26.00	94.00	.8966	.4373	-.0698
55	26.00	92.00	.8982	.4381	-.0349
56	26.00	90.00	.8988	.4384	.0000
57	27.00	94.00	.8988	.4529	-.0698
58	27.00	90.00	.8910	.4540	.0000
59	28.00	98.00	.8744	.4649	-.1392
60	28.00	94.00	.8608	.4683	-.0698
61	29.00	95.00	.8713	.4830	-.0872
62	30.00	90.00	.8660	.5000	.0000
63	31.00	95.00	.8539	.5131	-.0872
64	31.00	93.00	.8560	.5143	-.0523
65	32.00	100.00	.8352	.5219	-.1736
66	32.00	93.00	.8469	.5292	-.0523
67	35.00	94.00	.8172	.5722	-.0698
68	36.00	92.00	.8085	.5874	-.0349
69	39.00	90.00	.7771	.6293	.0000
TOTALS			62.1147	28.5614	.1399

NUMBER OBS 69

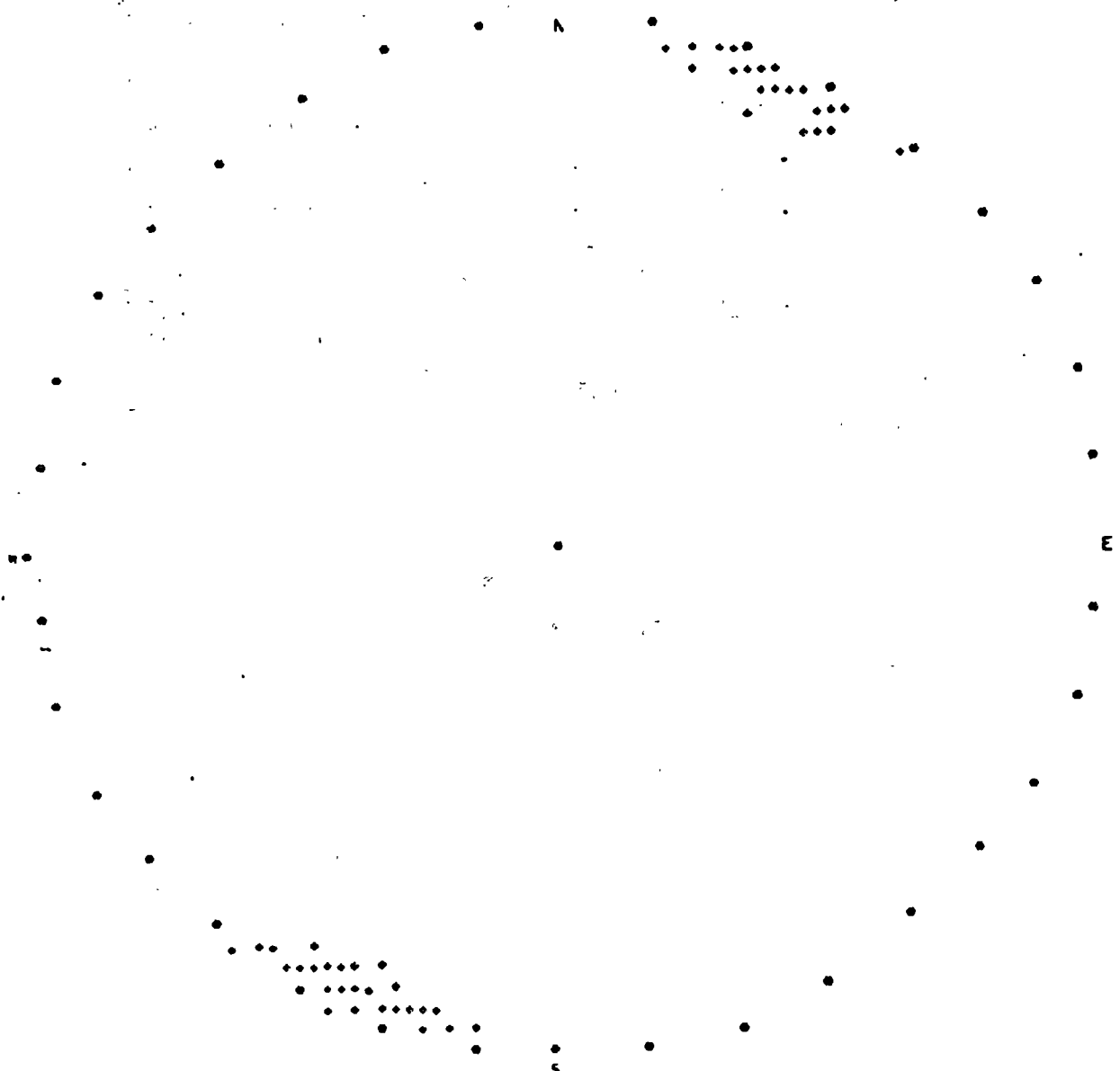
R = 68.367

*** CLUSTER STATISTICS ***

T: AZIMUTH 24.69 DEG
P: INCLINATION 89.88 DEG
K: PRECISION 108.96
A: RADIUS OF CONE OF CONFID 1.65 DEG

CONF. LIMITS
DIP -- 1.65
AZ -- 1.65

POINTS BELONGING TO CLUSTER NUMBER 1

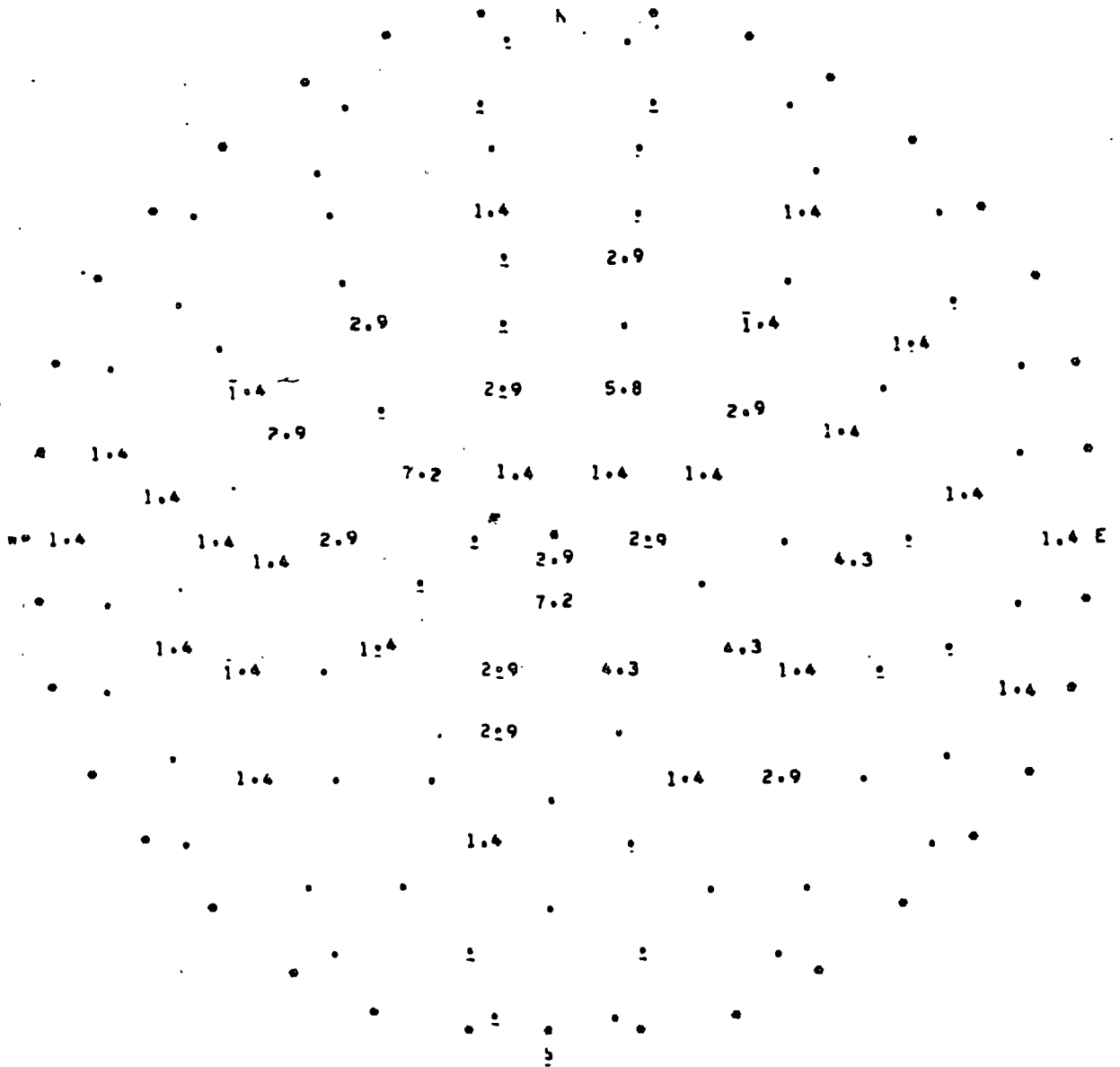


DIRECTION COSINES OF THE MEAN
L = .9086 M = .2178 N = .0020

RING	SECTOR	ACT SECTOR FREQ	THEOR SECT FREQ
1	1	13.000	11.282
1	2	8.000	11.282
1	3	12.000	11.282
1	4	10.000	11.282
2	1	3.000	3.903
2	2	6.000	3.903
2	3	3.000	3.903
2	4	6.000	3.903
3	1	2.000	1.350
3	2	0.000	1.350
3	3	1.000	1.350
3	4	2.000	1.350
4	1	1.000	.467
4	2	1.000	.467
4	3	0.000	.467
4	4	1.000	.467

DEG. FREEDOM = 13
 CHI SQUARE = 8.435
 TH. CHI SQ. 95% = 22.351
 PSI MAX = 16.047 DEG.

CLUSTER LEVEL PLOT
WITH MEAN AT POLE AND THE BOUNDARY
AT PSI MAX DEGREES FROM POLE



CLUSTER NUMBER NUM	2 AZIMUTH	INCLINATION	L	M	N
1	103.00	86.00	-.2244	.9720	.0698
2	103.00	90.00	-.2250	.9744	.0000
3	105.00	85.00	-.2578	.9623	.0872
4	106.00	83.00	-.2736	.9541	.1219
5	108.00	89.00	-.3090	.9509	.0175
6	109.00	90.00	-.3256	.9455	.0000
7	110.00	90.00	-.3420	.9397	.8000
8	111.00	81.00	-.3540	.9221	.1564
9	111.00	81.00	-.3540	.9221	.1564
10	111.00	86.00	-.3575	.9313	.0698
11	112.00	83.00	-.3718	.9203	.1219
12	112.00	89.00	-.3745	.9270	.0175
13	114.00	88.00	-.4065	.9130	.0349
14	115.00	84.00	-.4203	.9013	.1045
15	115.00	88.00	-.4224	.9058	.0349
16	117.00	85.00	-.4523	.8876	.0872
17	117.00	90.00	-.4540	.8910	.0000
18	118.00	80.00	-.4623	.8695	.1736
19	118.00	81.00	-.4637	.8721	.1564
20	119.00	83.00	-.4812	.8681	.1219
21	119.00	83.00	-.4812	.8681	.1219
22	119.00	84.00	-.4822	.8698	.1045
23	119.00	90.00	-.4848	.8746	.0000
24	120.00	80.00	-.4924	.8529	.1736
25	120.00	84.00	-.4973	.8613	.1045
26	120.00	86.00	-.4988	.8639	.0698
27	121.00	83.00	-.5112	.8508	.1219
28	121.00	83.00	-.5112	.8508	.1219
29	121.00	87.00	-.5143	.8560	.0523
30	122.00	84.00	-.5270	.8434	.1045
31	124.00	84.00	-.5561	.8245	.1045
32	124.00	87.00	-.5584	.8279	.0523
33	125.00	85.00	-.5714	.8160	.0872
34	125.00	90.00	-.5736	.8192	.0000
35	128.00	83.00	-.6111	.7821	.1219
36	128.00	87.00	-.6148	.7869	.0523
37	129.00	83.00	-.6246	.7714	.1219
38	130.00	88.00	-.6424	.7656	.0349
39	132.00	82.00	-.6626	.7359	.1392
40	132.00	88.00	-.6687	.7427	.0349
41	132.00	89.00	-.6690	.7430	.0175
42	103.00	90.00	-.2250	.9744	.0000
43	106.00	90.00	-.2756	.9613	.0000
44	110.00	90.00	-.3420	.9397	.0000
45	112.00	95.00	-.3732	.9237	-.0872
46	112.00	93.00	-.3741	.9259	-.0523
47	117.00	91.00	-.4539	.8909	-.0175
48	118.00	94.00	-.4683	.8808	-.0698
49	125.00	94.00	-.5722	.8172	-.0698
50	126.00	94.00	-.5864	.8070	-.0698
51	127.00	96.00	-.5985	.7943	-.1045
52	129.00	90.00	-.6293	.7771	.0000
53	135.00	90.00	-.7071	.7071	.0000
54	135.00	90.00	-.7071	.7071	.0000
55	136.00	90.00	-.7193	.6947	.0000
TOTALS			-26.1170	47.4379	2.8023

NUMBER ORS 55

R = 54.225

*** CLUSTER STATISTICS ***

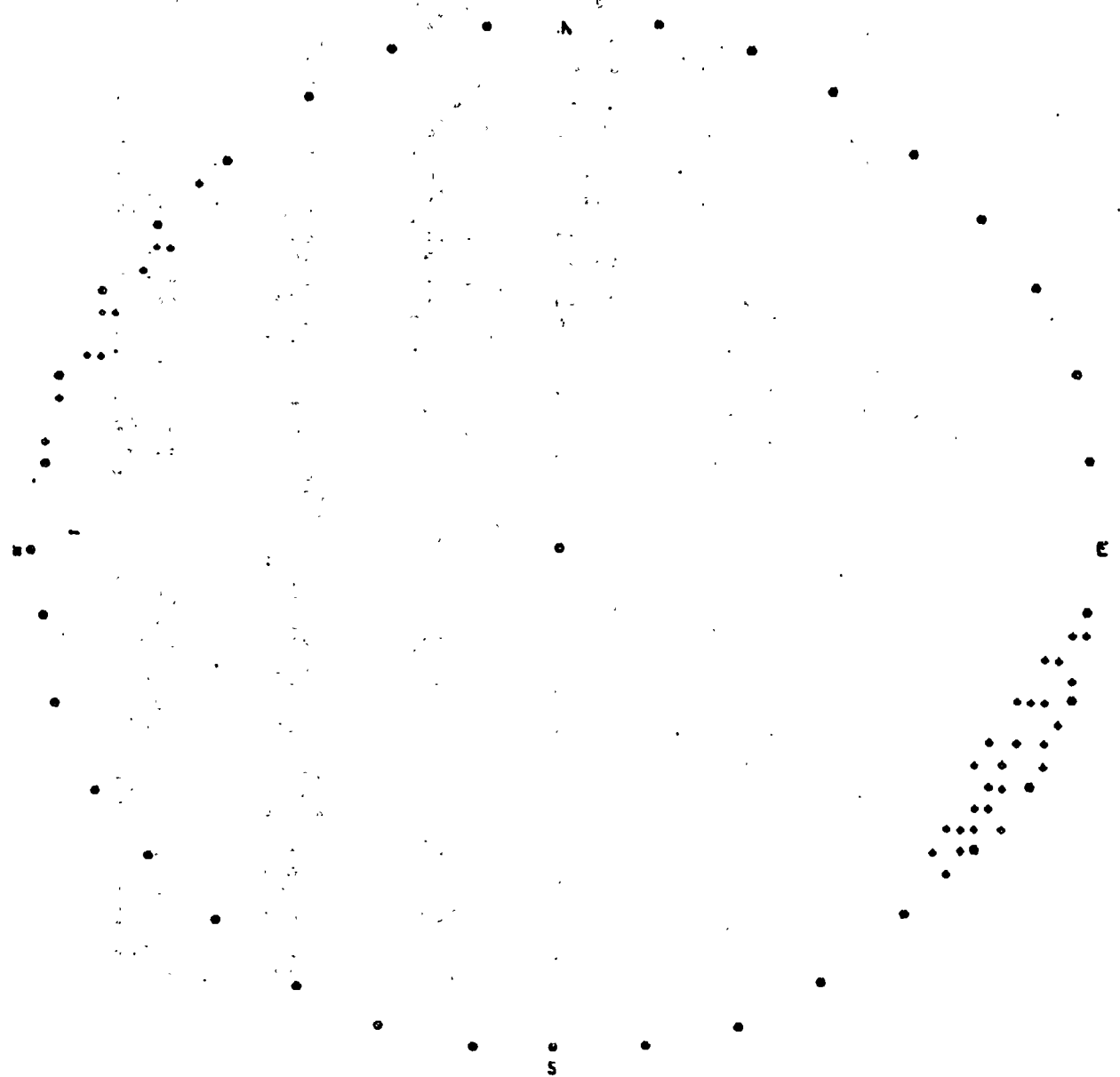
T: AZIMUTH 118.84 DEG
 P: INCLINATION 87.04 DEG
 K: PRECISION 70.93
 A: RADIUS OF CONE OF CONFID 2.30 DEG

CONF. LIMITS
 DIP +- 2.30
 AZ +- 2.30

142

70

POINTS BELONGING TO CLUSTER NUMBER 2

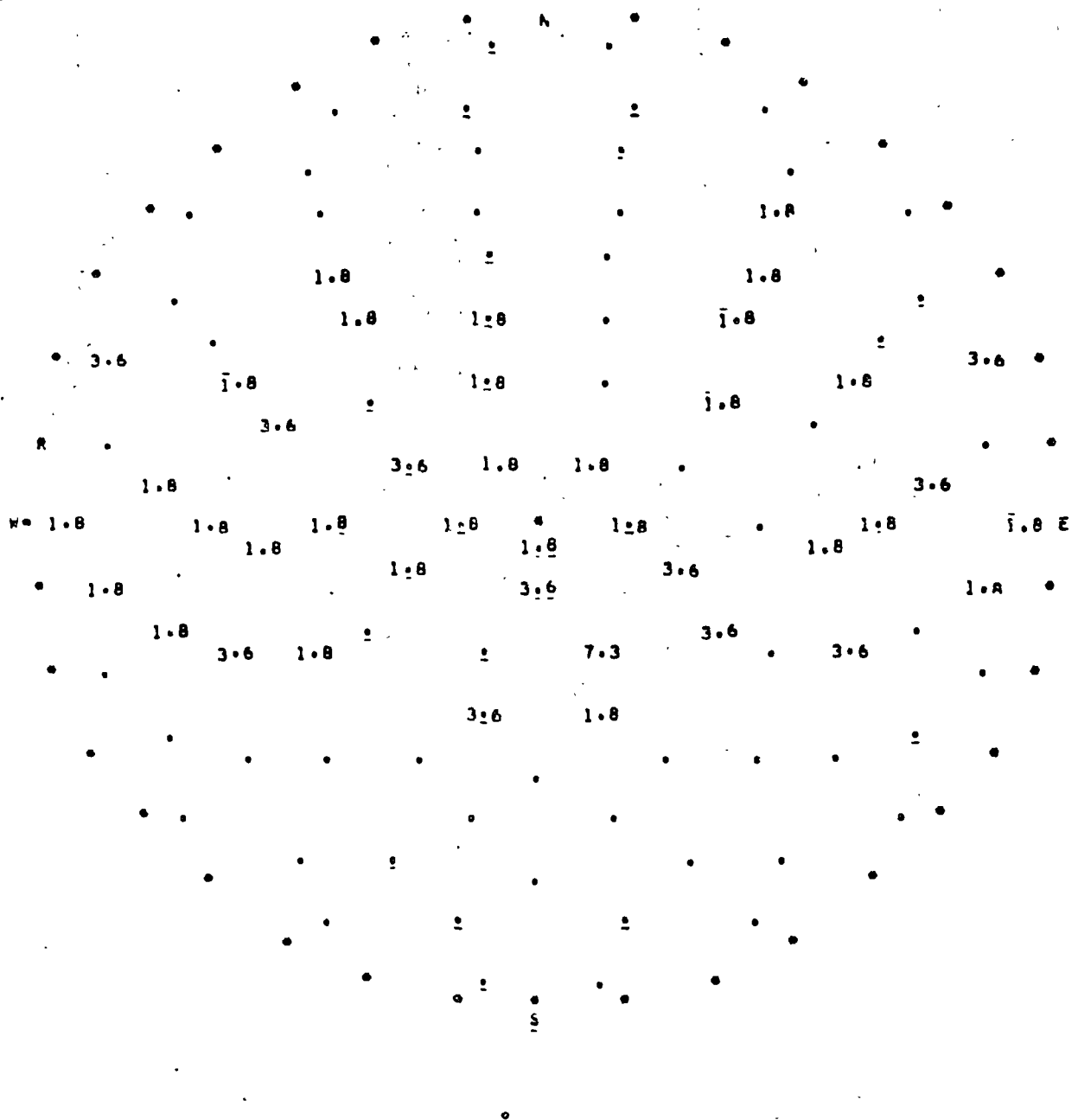


DIRECTION COSINES OF THE MEAN
L = -.4816 M = .8748 N = .0517

RING	SECTOR	ACT SECTOR FREQ	THEOR SECT FREQ
1	1	2.000	7.648
1	2	13.000	7.648
1	3	6.000	7.648
1	4	6.000	7.648
2	1	5.000	3.394
2	2	3.000	3.394
2	3	2.000	3.394
2	4	6.000	3.394
3	1	2.000	1.506
3	2	1.000	1.506
3	3	2.000	1.506
3	4	1.000	1.506
4	1	3.000	.668
4	2	0.000	.668
4	3	1.000	.668
4	4	2.000	.668

DEG. FREEDOM = 13
 CHI SQUARE = 24.288
 TH. CHI SQ. 95 = 22.351
 PSI MAX = 17.411 DEG.

CLUSTER LEVEL PLOT
WITH MEAN AT POLE AND THE BOUNDARY
AT PSI MAX DEGREES FROM POLE



- 1) Cruden D.M., 1970 Traces of a Lination on Random Planes.
Geol. Soc. America Bull. V. 82 p.2303-2306 3 fig.
- 2) Denness, B. 1970. A Method of Counting Polar Diagrams Using
Curvilinear Counting Cells. Geol. Mag. 107, 1
- 3) Hoek E. and Bray J. 1974. Rock Slope Engineering Institution of
Mining and Metallurgy
- 4) Mahtab, M.A.; Bolstad D.D., Alldredge J.R., and Shanley R.J.
Analysis of Frosture Orientations for Input to Structural Models
of Discontinuos Rock
- 5) Price, N.J. 1968 Development in Brittle and Semibrittle Rock
2a. edition. Perganon Press Ltd.
- 6) Ragan D.M., 1973, Structural Geology and Introduction to Geome-
trical Techniques, John Wiley and Sons.
- 7) Ramsay, J.G.; 1967 Folding and Fracturing of Rocks Mc Graw-Hill
Book Co.

REPRESENTACION Y ANALISIS DE DATOS GEOLOGICOS EN DIAGRAMAS ESTEREOGRAFICOS.

ROLANDO DE LA LLATA ROMERO *

INTRODUCCION

Una vez que se han marcado sobre el mapa los rasgos geológicos, éstos en general presentarán una orientación, es decir manifiestan una dirección, una inclinación y un sentido. Por lo tanto, al igual que en el caso de la geología estructural se tratará con formas geométricas irregulares y esfuerzos que han dado lugar a la disposición y orientación de la corteza terrestre. Sin embargo sobre un punto de observación, estas estructuras geológicas pueden interpretarse como planos y líneas - susceptibles de ser representados gráficamente; la experiencia ha comprobado que la proyección estereográfica es una excelente herramienta para representar las estructuras geológicas tridimensionalmente en dos dimensiones. Aquellas personas que trabajen con geometría descriptiva, optaran probablemente por solucionar estos problemas espaciales de esta manera pero se encontrarán con la limitación en cuanto al número de datos que se puede trabajar, ya que cuando la información sea del orden de decenas, centenas o inclusive millares de datos la solución será sumamente complicada, difícil de visualizar y de mucho tiempo de análisis. Por el contrario, con la ayuda de la proyección estereográfica el problema tridimensional entre intersección de planos y líneas, queda resuelto inmediatamente, sin limitación en el número de datos. De esta manera la relación de estructuras geológicas y los esfuerzos involucrados, puede tratarse estadísticamente mediante los diagramas estereográficos.

* Instituto de Geología, Facultad de Ingeniería, UNAM.

En estas condiciones, será posible representar tridimensionalmente una serie de estructuras geológicas y sus relaciones. Este es el caso de los pliegues, fallas, fracturas, discordancias, foliación, estratificación, o cualquier tipo de discontinuidades y lineamientos relacionados a trabajos de ingeniería civil. Un ejemplo podrían ser los rebajes de taludes, orientación de perforaciones. etc.

Existen diferentes tipos de redes estereográficas y el uso está determinado por la naturaleza del problema. Entre las redes más comunes están la red de Wulff, la de Schmidt o Lambert (de igual área), la polar y la de Kalsbeek. En ocasiones basta utilizar una de ellas pero otras veces es necesario usar en complemento alguna o algunas de las otras para llegar a soluciones con un grado de exactitud satisfactorio.

En el caso de la mecánica de rocas, la proyección estereográfica ha adquirido bastante popularidad en la identificación y orientación de sistemas de discontinuidades, potencialmente inestables para el emplazamiento de una obra.

De esta manera, se puede en forma preliminar anticipar y tomar las debidas precauciones ante el deslizamiento de algún talud.

A continuación se presenta información sobre el manejo, aplicación y análisis donde se han utilizado los diagramas estereográficos. Existe una amplia bibliografía y es común que cualquier texto de geología estructural contenga las técnicas de manejo, así mismo, existen muchas publicaciones sobre el empleo de este procedimiento para solucionar problemas complejos o aquellos en los que se cuenta con una extensa información sistemática interpretándose estadísticamente y desarrollando programas de computación.

En el trabajo de Ragan (1973) se hace una breve introducción de los elementos medibles en estructuras geológicas y el manejo y análisis de los diagramas estereográficos en geología estructural. Hoek y Bray (1974) exponen una técnica de cómo identificar y predecir en forma preliminar zonas potencialmente inestables, en la pendiente de taludes. Price (1968) hace una relación entre estructuras geológicas y esfuerzos. Ramsay (1967) Denness (1970) y Cruden (1971) proponen el manejo estadístico de diagramas estereográficos y finalmente, Mahtab, et. al, proponen un método donde la información estereográfica puede ser tratada por medio de la computadora. Al final de la mayoría de cada artículo existe una amplia bibliografía a la cual se puede recurrir.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

LAS VIAS TERRESTRES EN EL DESARROLLO URBANO

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER

AGOSTO, 1978

ASOCIACION MEXICANA DE
INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES

II. REUNION NACIONAL DE INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES

"Las Vías Terrestres en el Desarrollo Urbano"

AREA I	Carreteras
TEMA 4	"El Túnel Carretero"
PONENCIA	Aspectos Generales de la Construcción de Túneles
AUTOR	Ing. Juan J. Schmitter.*** *Superintendente Técnico SOLUM, S. A. **Profesor Universidad Iberoamericana

AGOSTO 1977

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCION DE TUNELES

1.	INTRODUCCION	1
2.	CASOS HISTORICOS	3
2.1	Arte Rupestre	3
2.2	Primeros Túneles	3
2.3	Qanats	4
2.4	Primer Túnel Bajo el Támesis	4
2.5	Túneles Alpinos	5
2.6	Túneles mas Largos	7
3.	CLASIFICACION	8
3.1	Por su Utilización	9
3.2	Por su Posición Topográfica	9
3.3	Por el Material Excavado	10
4.	ESTUDIOS PREVIOS	10
4.1	Análisis Económicos	10
4.2	Levantamiento Geológico y Exploración	11
4.2.1	Objetivos de la Exploración Geológica	12
4.2.2	Secuencia de Exploración Geológica	13
4.2.3	Clasificación Tunnelman's para Suelos	13
4.3	Selección de las Características Geométricas	13
5.	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	
5.1	Excavación en Roca	15
5.1.1	Explosivos	16
5.1.2	Moles	18
5.1.3	Rascadoras Mecánicas	18

5.2	Excavación en Suelos	19
5.2.1	Rompedoras Manuales	20
5.2.2	Escudos	20
5.3	Soporte	21
5.3.1	Madera	23
5.3.2	Marcos Metálicos	23
5.3.3	Anclas	24
5.3.4	Concreto Lanzado	24
5.3.5	Dovelas de Concreto	24
5.3.6	Dovelas Metálicas de Lámina Troquelada	25
5.3.7	Dovelas de Fierro Fundido	25
5.3.8	Tabiques y Mampostería	26
5.3.9	Concreto	26
5.4	Servicios Auxiliares	26
5.5	Control	27
6.	CONCLUSIONES	28

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Por: Ing. Juan J. Schmitter*

1. INTRODUCCION.

En forma simple puede decirse que un Túnel es "un pasaje subterráneo hecho sin remover el suelo o la roca sobreyacente" (Szechy 1970) o bien, "un paso subterráneo abierto artificialmente para establecer comunicación a través de un río u otro obstáculo". (Diccionario de la Lengua Española, Real Academia)

La palabra "Túnel" proviene del sustantivo "Tonel", especie de barril grande, cuyo aspecto interno efectivamente recuerda el de un túnel.

Cualquiera que sea su definición, existe en general una clara idea de lo que túnel significa, por la gran divulgación del concepto, asociado a un sinúmero de situaciones de la vida real.

* Superintendente Técnico SOLUM, S. A.
Profesor Cimentaciones Universidad Iberoamericana

Se dice (Sandström 1963) que a todo grupo humano de cualquier época y nación le llega su momento, en que para subsistir, requiere buscar el camino hacia lo subterráneo, ya sea como refugio de protección, para búsqueda y conducción de agua, conseguir metales, (Figura 1) atravesar obstáculos o bien deshacerse de líquidos sobrantes.

El desarrollo de las comunicaciones dentro de las ciudades congestionadas en superficie obliga a invadir el espacio subterráneo, para ubicar pasos a desnivel, servicios urbanos etc. y entre ciudades establecidas las distancias se acortan mediante Túneles Ferrocarrileros y Carreteros.

No resulta despreciable la acción constructora de túneles por la naturaleza, principalmente por la acción mecánica y química del agua, presente en los ríos en la lluvia y en el oleaje. Las grutas de Caeahuamilpa son claro ejemplo de un túnel hecho por la naturaleza, el cual con mas de 6 km de longitud conduce los ríos Manilaltenango y San Jerónimo hasta la confluencia conocida como 2 bocas, dando así origen al Río Amacuzac.

También es notable la capacidad de los animales para construir túneles quienes llegan a formar verdaderas ciudades subterráneas.

Este escrito tiene por objeto mostrar algunos casos históricos en la construcción de túneles hechos por el hombre, los estudios previos que actual

mente se requieren para ejecutarlos y algunos aspectos constructivos - de la actual tecnología en túneles.

2. CASOS HISTORICOS.

2.1 Arte Rupestre.

El hombre en su continua búsqueda de mejores condiciones de vida, -- empezó siendo usuario de los túneles naturales, según se demuestra - por las pinturas encontradas en las paredes de las Grutas de Kent's, - Altamira y Lascaux, situadas en Inglaterra, España y Francia respectivamente.

2.2 Primeros Túneles.

Probablemente el primer túnel de manufactura humana, de que se tenga noticia fue construído hace 4,000 años (2180 BC) en Babilonia bajo el Río Eufrates, para comunicar el Palacio de la Reina Semiramis -- con el Templo de Jove (Széchy 1970) su longitud se estima en 1 km, - su sección transversal en 3.6 x 4.5 m y fue construído con el método de Cortar y Cubrir.

Los Egipcios construyeron innumerables túneles para tener acceso a - canteras de extracción de roca y tumbas, en la India se labraron templ

plos en roca con destreza y calidad notables. Los romanos hace 2000 años construyeron notables ejemplos de túneles para personas, vehículos, agua potable y drenaje.

2.3 Qanats.

Quizá una de las aplicaciones mas atinadas de los túneles en la antigüedad que aún perdura en servicio en nuestros días es la de los "Qanats" (Figura 2) existentes en Persia, Norte de Siria, Africa, India, los cuales se emplean para conducir agua desde los manantiales que existen en los abanicos aluviales al pie de las montañas hasta el interior de las ciudades fortificadas atravesando el subsuelo de zonas desérticas.

Existen tres razones principales para la existencia de los Qanats, topográfica, de estrategia militar y para evitar evaporación.

El gasto que conducen es de unos cuantos litros por minuto, pero se pone de manifiesto la importancia que en la vida del hombre tiene el agua potable no importando su costo relativo para obtenerla, conducirla y protegerla del candente sol.

2.4 Primer Túnel Bajo el Támesis.

En 1825, Sir. Marc Isambard Brunel (1769 - 1849) padre e Isambard Kingdom Brunel (1806 - 1859) hijo, inician la construc

ción del primer túnel subacuático, bajo el Támesis (idea que intentó realizar anteriormente Trevithick (1777-1833)), empleando una nueva máquina patentada, (Figura 3) inspirada según se dice, en el Gusano Barrenador de Madera Teredo Navalis, que con las secreciones que expulsa va creando un "ademe". Es así como nace el concepto de "Escudo", ampliamente usado en la actualidad.

El túnel de 6.9 m de alto, 11.6 m de ancho y 365 m de longitud se terminó en 1843, después de múltiples problemas constructivos causados principalmente por la entrada del río a las obras.

La obra empezó a funcionar como túnel Peatonal (Figura 4), ya que por agotarse el presupuesto, con tantos problemas, no fué posible construir rampas de acceso para los carruajes de la época. En 1865 el túnel fue comprado y transformado en túnel ferroviario permaneciendo así hasta nuestros días.

2.5 Túneles Alpinos.

El gran desarrollo ferrocarrilero en Europa, en el siglo XIX provocó el establecimiento de nuevas redes de vías que pronto encontraron barreras naturales como los Alpes, que dividían físicamente, psicológicamente y hasta religiosamente a Europa. Al pedir a los famosos técnicos ferrocarrileros ingleses Stephenson y Swinburne su opinión sobre la posibilidad de hacer túneles bajo los alpes, concluyeron que tal

cosa no era posible. Los geólogos apoyados en elucubraciones matemáticas hablaban de las altas temperaturas, existentes en el interior de las montañas, además de las dificultades propias de la excavación.

No obstante la opinión anterior, varios notables ingenieros y hombres de ciencia, desarrollaron ideas que a la postre hicieron posible la ejecución del primer túnel alpino. El físico Colladón tenía la firme convicción de que el aire comprimido podría servir para operar las máquinas de perforación, a la vez que limpiaba los huecos perforados y proporcionaba ventilación a los operarios.

Germain Sommeiller en 1855 bajo las ideas de T. Bartlett y con desarrollo de sus propias investigaciones desarrolló una máquina de barrenación a base de aire comprimido, que resultó práctica a partir de 1868. Con ésta nueva maquinaria (Figura 5) se inició el primer túnel alpino Frejus (Mt. Cenis), según se vea desde el punto de vista Francés-Italiano ó Inglés, el cual en 12.7 km conecta Turín (Italia) con Chambery (Francia). Al principio se usaba pólvora negra para la excavación de los túneles, con la secuencia de:

- a) Perforar
- b) Cargar
- c) Detonar
- d) Ventilar
- e) Rezagar

En 1863, Alfred Nobel basado en la Nitroglicerina obtenida por Ascanis

Sobero en 1846, desarrolla la "pólvora sin humo" o dinamita, un explosivo seguro de manejar, que requiere de un impulso inicial dado por fulminato de mercurio para detonar con potencia demoledora mayor que la de la pólvora negra. Se empieza a fabricar en serie a partir de 1867 y para 1870 se emplea en el túnel San Gotthard de 15 km de longitud, que comunica Göschenen, Suiza con Airolo, Italia.

La utilización del carburo de Tungsteno en las herramientas de perforación a partir de 1950, presenta una nueva faceta en la excavación de rocas al tenerse brocas mas eficientes.

2.6 Túneles mas Largos.

Según la Enciclopedia Guines de records mundiales, página 297, los túneles mas largos según su especialidad son:

a) Para Agua Potable.

El que une Nueva York con Delaware Occ., desde Rondout Reservoir hasta Hilview Reservoir al Norte de la Isla de Manhattan N. Y. E.U.A. Tiene 136 km de longitud 4.1 m de diámetro, fué iniciado en 1937 y terminado en 1945.

b) Ferroviano (Simplón II)

Une Suiza con Italia pasando en ocasiones a 2135 m bajo la cumbre de los alpes. Tiene 19.5 km de longitud y fue terminado en 1922.

c) Para Trenes Urbanos. (Condon Transport Executive)

Una Morden con East Finchley vía Bank en Londres Inglaterra. -
Tiene 27.8 km de longitud y 3.7 m de diámetro, está en uso -
desde 1939.

d) Carretero. (MonteBlanco)

Una Pelernis, cerca de Chamonix Francia, hasta Entreves, pró-
ximo a Courmayeur, Valle D'Aosta Italia. Tiene 11.6 km de lon-
gitud 7.4 m de ancho y 9 m de altura, está en uso desde 1965.

e) Subacuático. (Kanmon)

Una Shimonseki, Honshu a Kyushu Japón. Tiene 9.9 km de longi-
tud y está en uso desde 1958. El túnel Seikan actualmente en -
construcción, unirá Tappi Saki en Honshu con Fukushima, Hokaido
Japón, a través de un túnel de 54 km de longitud que correrá ba-
jo el estrecho Tsugaru, a 140 m abajo del lecho del mar. Se -
espera terminar para 1980.

f) Riego o Hidroeléctrico.

Es el de los ríos Orange y Fish en Sudáfrica, tiene 82.9 km de -
largo y 5.33 m de diámetro. La perforación se terminó en 1973.

3. CLASIFICACION.

La clasificación de túneles y construcciones subterráneas puede hacer

se desde el punto de vista de su utilización, de su posición topográfica o del material en el cual se excavará.

3.1 Por su Utilización.

- a) Túneles para la industria minera.
- b) Túneles para obras civiles. (Figura 6)
 - b1) Tráfico. (ferrocarriles, carreteras, peatonales, navegación, trenes urbanos)
 - b2) Conducción. (generación hidroeléctrica, agua potable, servicios municipales, drenaje para transporte de materiales en plantas industriales)
- c) Refugios para ataques aéreos.
- d) Almacén de líquidos, garages, etc.

3.2 Por su Posición Topográfica.

Atendiendo a su posición o alineación los túneles pueden a su vez dividirse en:

- a) Túneles de parteaguas o de silla de montar
- b) Túneles en espiral (Figura 7)
- c) Túnel en estribaciones de montañas (Figura 8)
- d) Túnel al pie de taludes inestables (Figura 9)

3.3 Por el Material Excavado.

Por el material que atraviesan pueden clasificarse como:

Túneles en Roca, Competente o Fracturada

Túneles en Suelos, Compactos, Suelos o Blandos

4. ESTUDIOS PREVIOS.

La ejecución de un túnel requiere efectuar una serie de estudios encaminados en principio a determinar su factibilidad económica y después para realizar su diseño y proyectar su construcción.

Los estudios previos mas relevantes son:

4.1 Análisis Económico.

Dentro de las construcciones civiles, el túnel es de las mas costosas en su inversión inicial; consecuentemente los ahorros que se logren en sus dimensiones finales, tanto en longitud como en sección transversal son significativas.

De acuerdo con datos presentados por Szechy en 1970 el costo de túneles en terreno montañoso es de \$ 5,000.00 a \$ 1,000.00 dólares por metro lineal, mientras que cuando se construyen bajo agua, en suelos blandos o sueltos, empleando aire comprimido, es de a 6 ó 7-

veces mayor. Se pueden obtener ahorros de un 30% sobre el último método si el túnel es precolado y se hunde en el lugar.

El análisis económico debe incluir el volumen de tráfico esperado a futuro, así como sus costos individuales de transportación.

Se deberá comparar la alternativa en túnel con otro tipo de solución analizando la conveniencia económica de cada proyecto.

En el análisis deben incluirse aspectos de desarrollo regional motivados por las nuevas obras.

4.2 Levantamiento Geológico y Exploración.

Es quizá la fase mas importante de los estudios previos, ya que ello condicionará el procedimiento constructivo y avance esperado del túnel y permitirá estimar las cargas que intervendrán en el diseño de su revestimiento, temporal y definitivo.

La ubicación general del túnel está gobernada por su fin específico, mientras que su posición detallada depende de las características geológicas de la región.

Entre mas preciso sea el conocimiento de la geología de la zona se tendrán planos mas confiables para la construcción del túnel mejores avances, y menos variaciones del presupuesto original.

4.2.1 Objetivos de la Exploración Geológica.

- a) Origen y condiciones de las rocas, o suelos.
- b) Datos hidrológicos, existencia de gases y temperaturas del terreno.
- c) Propiedades físicas y mecánicas, de las rocas a lo largo de la línea propuesta para el túnel, delineando unidades geológicas con propiedades relativamente homogéneas.
- d) Detalles geológicos que pueden afectar la magnitud de la presión de roca sobre el túnel, como contactos entre formaciones, fallas, zonas de alteración, etc.

Las investigaciones deben extenderse para:

- e) Investigar el material arriba del proyecto.
- f) Determinar posición y calidad de la roca profunda.
- g) Conocer las condiciones del drenaje superficial.
- h) Conocer la posición del agua subterránea, su volumen, así como los gases contenidos en rocas profundas.
- i) Conocer con detalle las propiedades físicas y resistencia al ataque con herramientas, de la roca por excavar.

Las exploraciones deben continuarse durante la construcción del túnel, no solo para confirmar las hipótesis de diseño sino para ratificar los procedimientos de construcción.

4.2.2. Secuencia de Exploración Geológica.

- a) Levantamiento geológico general.
- b) Investigaciones geológicas detalladas antes de planear la obra.
- c) Exploraciones del sitio durante el diseño.
- d) Exploración in situ durante la construcción.

4.2.3. Clasificación Tunnelman's para Suelos.

De acuerdo con la clasificación Tunnelman's para suelos (basadas en categorías de Terzaghi Tabla I (Brandt 1970)), el material del frente puede ser agrupado en función de su comportamiento; como duro, firme, de graneado lento, de graneado rápido, de extrusión lenta, expansivo, que corre cohesivamente, que corre, de extrusión rápida, que fluye y pedregoso.

En la Tabla II, se ha establecido una correlación entre el Sistema Unificado de clasificación de suelos y la clasificación Tunnelman's, - - (Brandt 1970).

4.3 Selección de las Características Geométricas.

En esta fase se establece el trazo más idóneo, su elevación longitudinal y pendientes para facilitar el drenaje de agua hacia los portales. En los túneles subacuáticos no es posible drenar a gravedad, y

- TABLA I
 CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tunneler	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
1	(*) DURO	La frente del túnel puede avanzar sin soporte en la clave.	Arcillas calcáreas muy duras; grav y arenas cementadas.
2	FIRME	La frente del túnel puede avanzar sin soporte en la clave, y el soporte permanente puede construirse antes de que empiece a moverse el suelo.	Loes arriba del nivel freático, arcillas calcáreas de baja plasticidad.
3.	DEL GRANEO LENTO	Empiezan a caer del techo y paredes terrones y hojuelas de material, algún tiempo después que el suelo ha estado expuesto.	<u>Gráneo rápido</u> se presenta en suelo residuales o en arena con cemento de arcilla, bajo el nivel freático. Arriba del nivel freático el mismo
4	DE GRANEO RAPIDO	<u>Gráneo rápido</u> el proceso se inicia en pocos minutos.	po de suelos puede comportarse como <u>Gráneo lento o aún firme.</u>
5	DE EXTRUSION LENTA	El terreno avanza lentamente hacia el túnel sin fracturarse y sin incremento de agua perceptible. Puede provocar hundimiento en superficie.	Arcilla blanda o medianamente blanda

GLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tunnleo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
6	EXPANSIVO	Al igual que en el caso anterior, el terreno avanza lentamente hacia el túnel, pero existe un notable incremento de volumen.	Arcillas fuertemente preconsolidada con Índice Plástico mayor de 30%; formaciones sedimentarias conteniendo capas de anhidrita.
7	DE CORRIDA COHESIVA	La remocion del soporte lateral en cualquier superficie con ángulo de talud mayor de 34° provoca una "corrída", donde el material fluye como azúcar granulada, hasta que el ángulo de talud se vuelve 34°. Si la "corrída" es precedida de un breve período de graneó, se le denomina de <u>Corrida Cohesiva</u> .	<u>Corridas cohesivas</u> ocurren en arena fina limpia y húmeda.
8	DE CORRIDA		<u>Corridas</u> ocurren en arena limpia, mediana o gruesa, arriba del nivel freático.
9	(*) DE EXTRUSION RAPIDA	El terreno avanza rápidamente hacia el túnel en un flujo plástico.	Arcillas y limos con alto índice de plasticidad.
10	FLUYENTE	El terreno se mueve como un líquido viscoso. Puede invadir el túnel por el techo, paredes y piso hasta llenar el espacio.	Cualquier suelo bajo el nivel freático con diámetro efectivo mayor de 0.005 mm.

TABLA I
CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tünelo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
11	(*) PEDREGOSO	Se tienen problemas al avanzar el escudo, o - en tablestacado frontal; explosivos ó excavación a mano adelante de la maquinaria puede ser necesario.	Suelo glacial pedregoso, relleno de zaga, depósito de taludes, suelos riales. La matriz entre boleos puede ser grava, arena, limo, arcilla sus combinaciones.

se requieren estaciones de bombeo que mantengan transitable al túnel.

En los trenes urbanos pueden emplearse perfiles de trazo pendular, que aceleren a gravedad los equipos a la salida de las estaciones y lo frenen antes de llegar a la siguiente.

Las dimensiones y forma de la sección transversal del túnel se eligen en base a:

- a) Las necesidades propias del túnel según su uso, así como a tolerancias y galibos especificados para vehículos y mercancías que se transporten.
- b) El tipo de presiones existentes en el material por excavar, así como las propiedades mecánicas de éste.
- c) El procedimiento de construcción.
- d) El material que formará el revestimiento del túnel así como su resistencia y cargas que actuarán sobre él.

5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

El procedimiento constructivo de un túnel está ligado íntimamente con las características geológicas del terreno donde se excavará, el nivel de esfuerzos que prevalecen en el sitio y su correspondiente

modificación por el túnel, y el tiempo que permanece abierto sin soporte el frente.

Los estudios previos, geológicos y de mecánica de suelos y rocas, -
tienden a determinar si el material excavado es estable en su frente
y paredes, en que longitud de tramo y por cuanto tiempo. El crite-
rio Lauffer (Figura 10) ofrece una forma rápida de calificar un mate-
rial, sea suelo o roca, atendiendo al tiempo que un determinado an-
cho de excavación permanece estable sin soporte.

Conociendo las propiedades y comportamiento del material se puede -
entonces aplicar el procedimiento de excavación mas correcto y su -
correspondiente método de soporte; desde el caso de roca sana que -
puede excavarse con explosivos y sin requerir soporte, hasta la arc_i-
lla blanda que requiere de mecanismos sofisticados de construcción,-
como el escudo bajo aire comprimido.

5.1 Excavación en Roca.

Según se dijo antes, la excavación de los túneles puede variar en su
procedimiento, según la calidad y tipo de material por atravesar, sea
éste roca o suelo.

La diferencia entre roca y suelo es un tópico que se presta a discu-
siones y discertaciones filosóficas mas allá del sentido común ya que

la geología cataloga la roca, como todo material sólido que forma parte de la corteza terrestre lo cual no deja campo de acción a la Mecánica de Suelos.

Por otro lado en agronomía el aspecto suelo esta intimamente ligado a la porción de la corteza susceptible de permitir la vida vegetal.

Ante tal pugna de conceptos, algunos autores, resuelven graciosamente el problema diciendo que si al golpear el material con un martillo este hace "Pic" es roca y si hace "Poc" es suelo.

Independientemente de cual sea la definición mas apropiada, es obvio que debe recurrirse a las propiedades mecánicas y comportamiento del material para seleccionar su procedimiento constructivo.

Es de esperarse así que se tengan soluciones de excavación comunes para las rocas blandas y para los suelos duros o cementados.

5.1.1 Explosivos.

Comunmente llamado método convencional consiste en barrenar el material del frente por excavar, siguiendo un patrón determinado hasta cierta profundidad de avance, cargar con dinamita los agujeros practicados y detonar de acuerdo con una cierta secuencia para obtener una área excavada línea B lo mas cercana a la del túnel proyectado.

tado línea A.

En este proceso es usual empezar por una cuña central que forma un hueco inicial, hacia el cual en forma ordenada y progresiva, se va lanzando el material por efecto de las explosiones subsecuentes.

La Figura 11 muestra un ejemplo típico de un diagrama de barrenación.

En éste método las reglas, del juego son usar la mínima cantidad de explosivo y la mínima longitud de barrenación para el máximo volumen de roca demolida, cumpliendo con las dimensiones mínimas de la sección proyectada, línea A, y sin sobrepasar en lo posible la línea de pago o línea B.

El ciclo de avance en este sistema consiste en:

Barrenar
 Cargar
 Detonar
 Ventilar
 Rezagar
 Colocar Soporte Temporal
 Barrenar

El proceso de excavación, planteado a base de explosivos puede realizarse a sección completa, media sección y banqueo, túnel piloto, media sección y banqueo o alguna otra variante. (Ver Figura 12 a 15)

5.1.2 Moles.

Denominados también excavadoras integrales son un artificio mecánico, que a manera de gigantesca broca tricónica horada la roca, mediante rotación y avances continuos, formando túneles circulares.

La presión que ejerce la cabeza de corte contra el frente, se obtiene de gatos hidráulicos apoyados en un sistema de zapatas que mediante un mecanismo expensor, desarrolla fuerzas friccionantes apreciables, en la pared previamente cortada del túnel.

La cabeza de corte, tapizada de rodillos con aristas similares a las de una broca tricónica gira continuamente y la roca pulverizada es evacuada mediante bandas transportadoras.

Rocas suaves poco fracturadas y secciones de túnel pequeñas a moderadas ofrecen las mejores condiciones de trabajo con este sistema.

5.1.3 Rascadoras Mecánicas.

Son máquinas excavadoras de túneles que a manera de fresadoras colocadas en el extremo de un brazo móvil operado manualmente van desgajando la roca, evacuando los fragmentos caídos mediante un dispositivo recolector y banda transportadora.

A diferencia de los "Moles" que cortan la sección completa del túnel

en cada giro de la cabeza de corte avanzando simultáneamente, las rascadoras (Figura 16) tienen que barrer paulatinamente todo el frente antes de avanzar.

La sección excavada puede tener cualquier forma geométrica, dependiendo de la destreza del operador.

Generalmente se emplea en rocas de baja resistencia y en secciones transversales de dimensiones moderadas.

Cuando el grado de fracturamiento de la roca es excesivo, pueden usarse camisas protectoras para evitar caídos sobre la máquina excavadora.

5.2 Excavación en Suelos.

5.2.1 Rompedoras Manuales.

Constituyen un procedimiento de excavación sencillo, para túneles de sección pequeña, en suelos duros, firmes o de graneo lento según el criterio Tunnelman's.

Se emplea en combinación con sistemas de ademe ligeros, de colocación rápida.

5.2.2 Escudos.

Es quizá el sistema de excavación mas idóneo para la gran mayoría de los suelos.

Por su concepción de diseño, proporciona soporte continuo a las paredes del nuevo túnel, mediante su camisa exterior metálica cilíndrica, al abrigo de la cual se van instalando los anillos de dovelas del revestimiento primario (Figura 17).

Cuando el frente es estable, el Escudo se puede dejar abierto, y la excavación del material se puede realizar a base de rompedoras manuales, o bien mediante estrellas cortadoras oscilantes.

También pueden disponerse de coronas giratorias con ranuras tipo "Pela Papas".

Si el frente de trabajo es inestable como ocurre algunas veces en arcilla de extrusión rápida o en arenas que fluyen, se requiere un escudo de frente cerrado, fuera del cual y en contacto con el terreno se tiene dentro de una cámara de lodo a presión una estrella cortadora.

El suelo se evacúa del frente de trabajo, licuandolo y bombeandolo al exterior.

Como alternativa se puede recurrir al empleo de aire comprimido-

y escudo con frente abierto, teniéndose en tal caso el inconveniente para el personal de trabajar bajo aire comprimido con las restricciones medicas que ello exige.

Para ciertos casos de limos blandos que fluyen se han empleado - escudos de frente cerrado, donde el material atravesado es admitido en el túnel mediante compuertas de guillotina controladas, o bien desplazado el suelo hacia los lados del escudo.

5.3 Soporte.

Dependiendo del comportamiento del material donde se ejecuta el túnel, se instalará el sistema de soporte a la velocidad y con la robustez que se requiera.

Recuerdese la clasificación Lauffer (Figura 10).

Es de todos conocido, que durante la excavación de un túnel se produce cercano al frente, el efecto de media bóveda o tridimensional y después el de arqueo o bidimensional (Figura 18).

Siendo el primer efecto mas favorable que el segundo en lo que a estabilidad se refiere, se aprovecha comunmente para que al amparo de su protección se coloque el ademe primario o soporte temporal.

La acción estabilizadora del soporte sobre la masa rocosa o de suelo que rodea al túnel, ha sido analizada tradicionalmente desde varios enfoques, desde el proporcionado por la teoría de la elasticidad hasta los criterios empíricos de Terzaghi, Stini y otros.

Se concluye por lo observado en casos prácticos que el ademe o soporte aplica al terreno una presión tal, que le da confinamiento y consecuentemente capacidad de carga para contribuir en buena parte a su estabilización. Es decir el ademe raras veces se diseña para soportar todo el peso de la columna de suelo arriba del túnel, por el contrario su misión es aplicar una presión estabilizadora que incrementa notablemente la capacidad natural de soporte del material.

El soporte puede clasificarse en Temporal o Definitivo atendiendo a la durabilidad del material que lo constituye o al uso final del túnel.

Es así como un soporte temporal de madera requiere ser sustituido por un soporte definitivo o revestimiento de concreto, tabique o mampostería labrada, que resultan mas durables.

Puede ocurrir que el soporte temporal se convierta en definitivo si se integra de dovelas de concreto y no se requiere tratamiento posterior para su funcionamiento, como ocurre por ejemplo en un-

Túnel carretero, ferrocarrilero o para tren urbano.

Entre los principales tipos de ademe se cuentan:

5.3.1 Marcos de Madera.

Formados por troncos de árboles, o puntales aserrados de sección cuadrada o rectangular, constituyeron en un principio el medio mas económico y adecuado para soportar el material excavado. Su uso en minas fue intenso.

En la actualidad su uso está restringido a obras pequeñas, provisionales, donde la madera compite económicamente con otros materiales de soporte.

5.3.2 Marcos Metálicos.

Se forman de perfiles estructurales I ó H, rolados para adaptarse al diseño de la sección del túnel.

Entre el marco y el terreno siempre se colocan cuñas y trozos de madera, constituyendo el llamado retaque, el cual permite al marco presionar contra la roca o suelo para lograr su estabilidad.

En la Figura 19 se presenta la disposición usual de los marcos metálicos como soporte temporal, en comparación con los de madera.

5.3.3 Anclas.

Constituyen un método especial de soporte (Figura 20), que mejora las condiciones estructurales del material natural, logrando así su autosoporte. Su uso mas espectacular es en el caso de rocas moderadamente fracturadas.

Las anclas pueden combinarse con otros sistemas de soporte.

5.3.4 Concreto Lanzado.

Constituye un excelente sistema de soporte tanto temporal como definitivo. Consiste en "pintar" sobre la superficie recién excavada de la roca una serie de capas de concreto que forman una película, usualmente de 10 a 15 cm de espesor, que impide el desmoronamiento del material conservandole así su trabajo en arco.

En combinación con anclas, resulta un excelente método de soporte denominado "Nuevo Método Austriaco" (Figura 21).

5.3.5 Dovelas de Concreto.

Se emplean tradicionalmente en el sistema de excavación con escudo para suelos colocandose como soporte temporal (Figura 22). Son precoladas y su tamaño y número por anillo, estan condicionados por las dimensiones del túnel, los dispositivos para su coloca-

ción y las restricciones impuestas por el trazo del túnel.

Además de funcionar como ademe, constituyen el sistema de apoyo contra el cual reaccionan los gatos que hacen avanzar el escudo.

Es usual rellenar con gravilla e inyección el espacio anular dejado por la camisa del escudo, entre el suelo y las dovelas. También se han empleado mecanismos que permiten la expansión del anillo de dovelas. Con ello se busca reducir el asentamiento en la superficie provocado por las maniobras constructivas.

5.3.6 Dovelas Metálicas de Lámina Troquelada.

Comunmente llamadas "Charolas" constituyen un sistema de ademe flexible, que proporciona resultados excelentes en combinación con escudos para suelos (Figura 23).

Su tamaño y forma está condicionado por su manejo y colocación en el túnel, generalmente a base de personal.

5.3.7 Dovelas de Fierro Fundido.

Constituyen una alternativa de las dovelas de concreto, para ciertos proyectos especiales (Figura 24).

5.3.8 Tabique y Mampostería.

En el pasado constituía el método mas común para formar el reves timiento definitivo. Requería de mano de obra muy especializada - para su colocación.

5.3.9 Concreto.

En el presente constituye la forma mas común de proporcionar re- vestimiento definitivo a los túneles. Especialmente si la superfi - cie interior debe tener un acabado adecuado a la conducción de lí - quidos.

5.4 Servicios Auxiliares.

Para la excavación de todo túnel debe contarse con una serie de -- servicios auxiliares, que intervienen directa o indirectamente. En tre los principales se cuentan:

- a) Ventilación durante la construcción.
- b) Achique y extracción de agua mediante bombeo.
- c) Suministro de corriente eléctrica para iluminación de los tra- bajos y operación de equipos.
- d) Suministro de aire comprimido para operación de las perfora do ras, rezagadoras, bombas de achique, etc.

- e) Suministro de aceite a presión para operar gatos hidráulicos, en Escudos o Moles.
- f) Sistema para evacuación de la rezaga.
- g) Lumbreras o portales de acceso al túnel.
- h) Sistemas de inyección.
- i) Campamentos para personal.

5.5 Control.

La trayectoria del túnel debe conocerse en todo momento, para asegurar que cumpla con la alineación y pendientes del proyecto. Debido a requisitos de programa la generalidad de los túneles se atacan desde varios frentes, bien sean portales de entrada y salida o lumbreras intermedias, por lo que el control topográfico es primordial para el buen desarrollo del trabajo.

En la actualidad el empleo de Teodolitos Lasser, permite disponer de una línea de colimación permanente y visible que guía en todo momento la trayectoria del túnel.

En ocasiones, cuando la topografía superficial lo permite, se ejecutan sondeos verticales desde los cuales se confirma la trayectoria en túnel, asegurandose que coincida con lo programado.

Además del control topográfico es necesario colocar instrumentos -

de medición en el túnel y en la superficie del terreno (en zonas urbanas), a fin de conocer el comportamiento real del medio por efecto del túnel excavado, el empuje sobre el revestimiento primario, sus deformaciones y desplazamientos, etc.

En zonas urbanas que descansan sobre suelos poco compactos, sueltos o blandos, es importante conocer los hundimientos en superficie, pues ello repercute en daños económicos a las instalaciones.

En resumen, el control constructivo del túnel reviste importancia notable para conocer no solo el comportamiento de la obra, sino su repercusión en estructuras vecinas existentes.

6. CONCLUSIONES.

La construcción de túneles y cavidades subterráneas siempre ha constituido un reto para los pobladores del planeta, de todas las épocas.

La tecnología sobre el particular se ha superado continuamente, lográndose optimizar los sistemas constructivos tradicionales y desarrollar nuevas técnicas para suelos inestables que en otros tiempos no hubiere sido posible horadar.

La experiencia tunelera en México se inicia con los constructores de Pirámides y Templos, sean Teotihuacanos, Mayas o Aztecas en cu -

En las ciudades es usual encontrar conductos subterráneos para accesos secretos o para evacuación de agua de lluvia o servida.

Siendo un país minero por excelencia, también por este concepto se acumularon bastas experiencias, desde la época de colonia.

Túneles para ferrocarriles fueron también construídos en su oportunidad. Con el desarrollo hidroeléctrico y de riego manifestado en las últimas décadas, se han construído grandes cavidades subterráneas para alojar casas de máquinas con todo el sistema de túneles anexos que ello significa.

El abastecimiento de agua potable para los grandes centros de población también ha requerido de túneles importantes.

Problemas de transportación masiva en las ciudades de México y Guadalajara condujeron al desarrollo de nuevas tecnologías para la construcción de túneles en suelos blandos y sueltos.

Finalmente problemas de drenaje, resueltos con túneles profundos, permiten confirmar que la experiencia mexicana sobre el particular está a la altura de las mejores del mundo.

En el aspecto de túneles carreteros, el campo permanece prácticamente virgen, con ejemplos sumamente escasos, pero notables como el de Chicoasén.

En el X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, los Ingenieros J.A. Albarran y A.A. Bello 1976, presentaron una ponencia sobre la Potencialidad del empleo de Túneles en las Carreteras de México, lo cual pone de manifiesto que estamos en la época donde los precios cada vez mas altos del combustible, del mantenimiento de vehículos, y los relacionados con el transporte de personas y mercancías, justifican el considerar como alternativa la "Solución en Túnel", dentro de las otras soluciones tradicionales, apoyados para ello en la gran experiencia con la que ya cuenta México en tal renglón.

Se proponen en tal ponencia entre los otros, los siguientes túneles:

Acapulco - Puerto Marqués (Guerrero) (1600 m en dos niveles)

Loma Larga (Monterrey, N. L.) (590 y 500 m, gemelos)

Córdova - Veracruz (Veracruz) (500 y 332 m, gemelos)

México - Toluca (Estado de México) (1540 m, gemelos)

Buenavista - Iguala (Guerrero) 1800 m)

El futuro de los caminos de México cuenta ahora con nuevas alternativas de solución en túnel a disposición de los Ingenieros Proyectistas, con técnicas aplicables en México.

México, D. F., a 4 de Agosto de 1977.

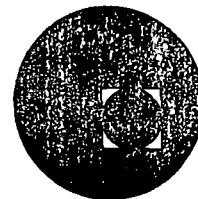
ING. JUAN J. SCHMITTER.

REFERENCIAS

- Széchy. K., 1970 The art of Tunneling, Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Sandström. G., 1963 The History of Tunneling, Barrie and Rockliff, London.
- Boardman Jr. F.W., 1960 Tunnels, Henry Z. Walck, Inc. New York.
- Brandt, C.T. et al, 1970 A Systems Study of Soft Ground Tunneling, Report for OHSGT, Report No. DOT-FRA-OHSGT-231: Order P.B. 194769 from Clearing House, Springfield, Va.22151.
- Samuelson A. 1977 Apuntes del Curso Excavación y Revestimiento de Túneles Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Albarran A. y A. Bello 1976 Potencialidad del empleo de Túneles en las Carreteras de México, X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, México, D. F. Noviembre de 1976.
- Ochoa E.R. 1977 Apuntes del Curso Excavación y Revestimiento de Túneles Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Schmitter J.J. 1975 Apuntes del Curso Geotécnica Aplicada a las Vías Terrestres, Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Moreno F.A. 1975 Sistemas de Soporte en Excavaciones Subterráneas en Roca, Publicación No. 2 de Información Técnica Grupo I.C.A.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS
EN ROCAS

ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ

AGOSTO, 1978.

**SISTEMAS DE SOPORTE
DE EXCAVACIONES
SUBTERRANEAS EN ROCA**

ANDRES MORENO FERNANDEZ

MAYO 1975

CONTENIDO

	PAGINA
1. INTRODUCCION.	1
2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE.	3
2.1 Estado Natural de Esfuerzos.	3
2.2 Cambios de Esfuerzos Producidos por la Construcción.	4
2.3 Estados de Esfuerzos alrededor de Cavidades.	4
2.4 Teoría Elástica.	5
2.5 Teoría Plástica.	7
2.6 Análisis de Cargas sobre Ademes.	8
2.7 Método de Terzaghi.	9
3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEMES.	11
3.1 Marcos.	11
3.2 Anclas.	12
3.3 Concreto Lanzado.	13
4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.	17
4.1 Descripción de la Calidad de La Roca.	17
4.2 Características que debe cumplir un Sistema de Soporte.	18
4.3 Procedimiento de Diseño.	19
5. EXPERIENCIAS EN EL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL D.D.F.	24
6. RECONOCIMIENTO.	25
7. REFERENCIAS.	26
Tablas.	27
Figuras.	36

1.- I N T R O D U C C I O N

De una manera muy conservadora se estima que para los próximos 20 años, se invertirán en la construcción de excavaciones subterráneas 860,000 millones de pesos, solamente en los Estados Unidos de Norteamérica. De esa inversión la mitad corresponde a proyectos mineros y la otra mitad a obras civiles, - lo que dá una inversión media anual de 43,000 millones de pesos.

Teniendo en mente estos números fantásticos, que probablemente se incrementarán, es fácil comprender la importancia de la ingeniería de excavaciones-subterráneas, ya que en el futuro gran cantidad de proyectos viales, de conducción de agua potable, de riego, de almacenamiento, de generación eléctrica, etc., tendrán que ser obras subterráneas, quizá en sitios dónde las características de las rocas o suelos no son favorables y cuya estabilidad y construcción van a sufrir fuertes complicaciones por la vecindad de otras - obras subterráneas.

En términos generales se puede establecer que el costo del ademe o soporte, representa entre el 10 y el 20% del costo total de la excavación, cuando la excavación se ejecuta mediante el empleo de una perforadora integral (Mol)- en rocas sanas y más del 50% del costo total, en túneles excavados con métodos convencionales en rocas fracturadas. Es por ello muy importante elegir adecuadamente el sistema de soporte de una excavación subterránea.

Normalmente, los ademes se calculan teniendo como base algún método de diseño teórico, modificando los resultados de acuerdo con la intuición y la experiencia del diseñador y del constructor. Por lo tanto el diseño de los sistemas de soporte no debe ser considerado como una actividad puramente -- científica ya que cuenta con una fuerte dosis de imaginación y de conoci -- mientos empíricos.

Los sistemas de soporte o ademes se pueden dividir en dos grandes grupos:

- a) Primarios o temporales, cuya función principal es mantener la estabilidad de la excavación durante la construcción.

b) Secundarios o definitivos, con los cuales se dá el acabado y protección final a la excavación.

En este trabajo se presentan en forma breve, los métodos más usados para el análisis y diseño de soportes, principalmente para los ademes primarios y se revisan los mecanismos para determinar las cargas sobre los ademes, se describe la aplicabilidad de los diversos sistemas de soporte y se presentan los criterios más comunes que se utilizan para la selección del tipo de ademe.

A. M. F.

2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE

2.1 ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Antes de iniciar cualquier obra subterránea, es necesario realizar una serie de estudios para conocer el estado natural de esfuerzos de la roca, ya que en el diseño de obras es importante considerar tanto el estado natural, como el que se desarrolla durante y después de la construcción de dichas obras.

El estado natural de esfuerzos depende de una serie de factores que no son siempre conocidos a priori, tales como, la actividad tectónica en el área, las condiciones estructurales de la roca (fracturamiento, clase de fracturas, materiales de relleno de las fracturas), las condiciones geohidrológicas, la topografía del terreno y otras.

Como primera aproximación, parece justificado suponer que el esfuerzo vertical σ_v en un punto, dentro de la masa, es igual al peso del material que sobreyace dicho punto, o sea:

$$\sigma_v = \gamma h$$

La determinación del esfuerzo horizontal σ_h en una roca es un problema bastante más difícil. En algunos casos se supone que es una función del esfuerzo vertical y de la relación de Poisson ν , según las relaciones de la teoría de la Elasticidad:

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v \quad \text{donde} \quad k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

El coeficiente k_0 varía entre 0 y 1 para los valores extremos de la relación de Poisson (0 y 0.5)

Gran número de formaciones rocosas se encuentran plegadas, lo cual indica que han estado sujetas a esfuerzos horizontales mayores que los verticales y se deduce que la roca ha desarrollado un estado de esfuerzos que muy poco se parece a la hipótesis que se ha hecho anteriormente. En la práctica, puede suceder que σ_h sea mayor que σ_v .

Por lo expuesto, se concluye que, en principio, en el interior de un macizo rocoso puede existir cualquier distribución de esfuerzos. Se puede - - establecer en forma general, que el esfuerzo lateral varía entre 0.5 y 2.0 veces el esfuerzo vertical.

2.2 CAMBIOS DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA CONSTRUCCION.

Un macizo rocoso que no haya sido alterado por las obras hechas por el hombre, presenta un cierto estado de esfuerzo. El proceso de excavación de - una obra subterránea produce nuevos estados de esfuerzo que serán función de las diferentes etapas de construcción. Es importante considerar así -- mismo, que la construcción de un túnel no sólo cambia las condiciones de - esfuerzo, sino que en muchos casos las condiciones de la roca misma. Tal - es el caso de las explosiones que comunmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alrededor del túnel. Si para lograr un equilibrio es necesario colocar algún sistema de soporte, se deberán considerar como factores importantes, el tiempo, la forma de colocación del soporte y sus características de deformación.

Con el objeto de lograr un estado de esfuerzo estable, es necesario que el sistema de soporte actúe sobre el estado de esfuerzo creado por la excavación, modificándolo de tal modo, que sea compatible con las condiciones de la roca y las características de los ademes. Los ademes son así, componentes del sistema de soporte que reacciona contra la roca que los rodea produciendo una presión interior estabilizadora.

2.3 ESTADO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE CAVIDADES.

Existen varias teorías que proporcionan el valor de los esfuerzos que producen alrededor de cavidades.

El estado de esfuerzo alrededor de una cavidad depende principalmente de los siguientes factores: (1) la forma de la cavidad, (2) el estado de esfuerzos antes de hacer la cavidad, (3) las características de las masas -

de roca que son afectadas por la cavidad, (4) el tiempo que transcurre después de haber hecho la cavidad, y (5) las condiciones de trabajo de la obra.

La determinación de dicho estado de esfuerzos es, salvo en algunos casos, un problema de muy difícil solución. Existen varias teorías, que utilizando ciertas hipótesis permiten conocer dicho estado de esfuerzos. Entre las más comunes se encuentran las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de la Viscoelasticidad. Tradicionalmente se han utilizado las soluciones analíticas que proporcionan dichas teorías, bien sea mediante fórmulas, tablas o gráficas.

Recientemente, el uso extensivo de las computadoras ha permitido aplicar al problema del análisis de esfuerzos, técnicas modernas de análisis numérico como el método del elemento finito (Zienkiewicz, 1971) que proporcionan valores de esfuerzos y deformaciones, considerando variables tales como: (1) formas muy irregulares, (2) relaciones de esfuerzo/deformación de tipo especial que incluye anisotropía y no linealidad, (3) heterogeneidad, (4) efectos del tiempo y otras más.

A continuación se describen brevemente las hipótesis y algunos resultados que se obtienen de la aplicación de las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad.

2.4 TEORIA ELASTICA.

La teoría de la Elasticidad puede utilizarse para encontrar la distribución de esfuerzos alrededor de un orificio excavado en roca que cumpla con las restricciones que a continuación se establecen:

- a) Que sea homogénea.
- b) Que sea isotrópica con respecto a sus propiedades elásticas.
- c) Que la respuesta de deformación sea instantánea con respecto a un cambio de esfuerzos.
- d) Que la relación entre esfuerzos y deformaciones sea lineal.

e) Los esfuerzos nunca exceden los límites elásticos de la roca.

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

El uso de la teoría de la Elasticidad permite obtener los esfuerzos radiales σ_r y tangenciales σ_θ para condiciones de frontera dadas.

En el caso de una cavidad circular en la que, antes de la excavación, el esfuerzo vertical p_z es igual al esfuerzo horizontal p_h , la Figura 1 muestra la distribución de esfuerzos dentro de la masa de roca.

En esa Figura se ha dibujado con línea continua la distribución de esfuerzos correspondiente a una condición de presión interior p_i igual a cero, y con línea segmentada el caso en que exista presión interior $p_i > 0$. Así mismo, se presentan las ecuaciones que dan el estado de esfuerzos. Estas ecuaciones se deducen de la solución de Lamé para un cilindro hueco de pared gruesa sometido a presiones uniformes exteriores e interiores.

Aunque aquí se ha presentado el caso de una cavidad circular con distribución hidrostática de presiones, cabe decir que existen soluciones para diferentes geometrías y otras relaciones de presiones p_h / p_z .

Para el caso del túnel circular, en la Figura 2 se indica la variación de los esfuerzos tangenciales con respecto a la relación $k_0 = p_h / p_z$.

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

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} \left[p_h - \nu (p_z + p_h) \right]$$

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

$$p_h - \nu (p_z + p_h) = 0$$

$$p_h = p_z \frac{\nu}{1-\nu}$$

Y según se definió anteriormente:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

En base a este valor de $\nu = 0.20$, representativo de casos comunes, el valor del coeficiente es:

$$k_0 = \frac{0.2}{0.8} = 0.25$$

En base a este valor de k_0 , se presenta en las Figuras 3 a 6 la distribución de esfuerzos en túneles de sección elíptica, de sección circular y en la sección de tipo "herradura". En todos esos casos se supone que las dimensiones del túnel son pequeñas en comparación con la profundidad.

2.5 TEORIA PLASTICA.

Cuando la magnitud de los esfuerzos excede el límite elástico del material se genera una zona plástica alrededor de la excavación que se profundiza en la roca hasta que la reducción de esfuerzos que tiene al alejarse de la excavación sea tal que los esfuerzos actuantes sean nuevamente menores que el límite elástico.

Uno de los primeros intentos para mejorar la aplicación de las soluciones teóricas al cálculo de los esfuerzos alrededor de un túnel, consiste en considerar las propiedades elastoplásticas del medio.

El caso más simple para el análisis de un túnel circular es el que considera que $p_h = p_z = \gamma z$, es decir $k_0 = 1$. Así mismo, se puede suponer un criterio de falla tipo Mohr - Coulomb con cohesión "c" y ángulo de fricción interna ϕ diferentes de cero, tal como $s = c + p \tan \phi$

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

Es evidente que sí se aplica una presión interna en la excavación, que puede estar dada por algún sistema de soporte, aumentará el confinamiento y con ello la resistencia al corte, luego el espesor de la zona plástica se reducirá.

El radio de la zona plástica depende del nivel de esfuerzos, de la presión interior y de las constantes c y ϕ . En las Figuras 7 a 9 se muestra la influencia de estos parámetros.

2.6 ANALISIS DE CARGAS SOBRE ADEMES.

Las cargas sobre los sistemas de soporte ^{se} que pueden determinar conociendo el estado de esfuerzos alrededor de túneles y excavaciones subterráneas -- que proporcionan las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de los métodos numéricos. Así por ejemplo, mediante el uso de la teoría de la Elasticidad, se puede obtener las zonas de tensión sobre la clave de un túnel para diseñar sistemas de soporte que eviten desprendimientos o sobre excavaciones importantes. La teoría de la Plasticidad nos permite determinar el esfuerzo que es necesario proporcionar como presión interior en los ademes utilizados en materiales con criterio de falla de tipo Mohr-Coulomb y limitar así los esfuerzos en el medio y el espesor de la zona plástica.

La aplicación de estas teorías está limitada a aquellos casos en que se cumplen aproximadamente las hipótesis supuestas.

Existen por otro lado, varios métodos empíricos basados en la experiencia de construcción y en las observaciones sobre comportamiento de obras subterráneas.

Dichos métodos toman en cuenta no sólo aspectos geométricos sino también - las condiciones especiales de los materiales involucrados, el efecto del tiempo, del agua, las características de los ademes y otros.

Uno de esos métodos que ha demostrado su utilidad en la práctica, es el desarrollado por Karl Terzaghi (1946).

2.7 METODO DE TERZAGHI.

Terzaghi supone un mecanismo de transmisión de carga de la roca a los soportes y define como CARGA DE ROCA el peso de la masa de roca que tiende a desprenderse del techo del túnel y que debe ser soportada por el ademe. El valor de la carga de roca varía entre límites cuya frontera no queda muy bien definida y depende de la clase de roca. La Figura 10 presenta las recomendaciones de Terzaghi para las cargas de diseño de la estructura de soporte.

La Tabla 1 presenta las recomendaciones de Terzaghi comparadas con otras cargas de roca sugeridas por Bierbaumer (1913) y por Stini (1950). Las recomendaciones anteriores suponen que se requiere ademe para soportar una cierta masa de roca en el techo del túnel y difieren en la forma de la masa y en la manera en que los esfuerzos se transmiten desde dicha masa. Sin embargo, los resultados de esas recomendaciones de Bierbaumer y Stini no parecen estar muy lejos de los de Terzaghi.

El tiempo que permanece una excavación sin soporte juega un papel importante en la carga de roca y en la sobre-excavación.

El tiempo que permanece una excavación estable sin ademe, depende de las características geohidrológicas, del fracturamiento y de la alteración. *Mr. Lido*

Entre mayor sea el tiempo que permanezca una excavación sin ademe, mayor será la sobre-excavación y aumentará el riesgo de provocarse un "caído" o desprendimiento que ponga en peligro la estabilidad de la excavación. Este concepto es de gran interés, ya que contribuye importantemente a la selección

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

Si el ademe se coloca antes de que termine el período mencionado, la carga neta que soporte será menor que la carga última de roca, puesto que la for- mación completa del arco de material quedará restringida por el propio so- porte.

En las Figuras 11 y 12, se pretende dar una explicación gráfica de ambos fe- nómenos.

3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEMES

3.1 MARCOS

Dependiendo de las características de la roca y del tamaño del túnel a excavar, se puede decidir si el ademe se deberá proporcionar con marcos metálicos o de madera.

En todo caso, es conveniente realizar un estudio económico para elegir el tipo de ademe, pero se puede adelantar que en excavaciones de gran sección transversal el ademe metálico será más económico.

Aunque en túneles de gran sección transversal se puede utilizar ademe de madera, es recomendable utilizar marcos metálicos debido a la facilidad de colocación y amplio espacio libre que deja, ya que el de madera es necesario colocarlo formando una estructura muy elaborada que incrementa la posibilidad de falla. Sin embargo, en secciones pequeñas se emplean marcos de madera.

El ciclo de excavación comprende las siguientes operaciones: barrenación, carga, voladura, ventilación, rezaga y colocación del soporte o ademe.

Entre el momento de la voladura y el de colocación del ademe pueden fácilmente transcurrir dos o más horas, por lo que es necesario definir el tiempo máximo que puede permanecer el túnel sin ademar.

En túneles largos donde el procedimiento de excavación puede variar desde sección completa hasta túnel piloto dependiendo de las características geológicas, es conveniente que los marcos estén formados por varias partes, de tal forma que se incremente su versatilidad. En la Figura 13 se indican -- las partes de que consta un marco de ademe para una sección de excavación -- de herradura.

Al colocar el marco es necesario "acuñarlo" con madera contra el terreno, -- con el objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte. Conocidas dichas cargas, es fácil --

hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos de resistencia de materiales. En las Tablas 2 y 3 se muestran las capacidades de carga de marcos metálicos.

Estas Tablas están relacionadas con la Figura 14.

3.2 ANCLAS.

Durante los últimos 20 años el uso de anclas se ha popularizado, principalmente en las excavaciones en rocas relativamente sanas. No existe un método de diseño que sea aceptado por todos, en lugar de ello, se determinan los mecanismos de falla de la roca y se calcula el número y capacidad de las anclas para evitarlo.

El principio general del anclaje de las rocas es hacer que ésta forme parte de la estructura de soporte, es decir, que se auto soporte a excepción de cuando las anclas soportan fragmentos sueltos de roca. Para que esto suceda efectivamente las anclas deberán colocarse inmediatamente después de abrir la excavación.

De manera muy simple se puede considerar que las anclas soportan la roca de las excavaciones subterráneas mediante cuatro mecanismos distintos:

a) Por Suspensión.

Es el caso en que se colocan anclas para asegurar fragmentos de roca que pueden caerse hacia la excavación.

b) Formando Vigas.

Este proceso se presenta principalmente en las excavaciones en rocas estratificadas. Las anclas unen entre sí a varios estratos que tienen pequeña o nula adherencia entre ellos, formando así una viga capaz de auto soportarse y de soportar la roca que yace sobre ella.

c) Reforzando excavaciones que se auto soportan en las zonas donde se presenten concentraciones de esfuerzos ya sean de compresión, tensión o corte.

Estos esfuerzos pueden ser causados por la geometría de la excavación o por los métodos de construcción y se determinan mediante el uso de las teorías de Elasticidad y Plasticidad; si son aplicables.

d) Reforzando zonas sujetas a grandes fuerzas cortantes y de compresión.

Estos casos se presentan en lumbreras, excavaciones muy inclinadas para túneles de presión de centrales hidroeléctricas, fallas o zonas de cortante, etc. Estas anclas tendrán esfuerzos de cortante muy importantes.

Las anclas se pueden dividir en dos grandes grupos:

a) Anclas que tengan un dispositivo de anclaje en un extremo y en el otro - un dispositivo rígido que permita mantener una tensión suficiente para producir un esfuerzo de compresión en la roca intermedia. Generalmente este dispositivo consiste de una placa y una tuerca.

b) Anclas que se encuentran alojadas en barrenos cementados o inyectados, - cuyo anclaje es proporcionado por la adherencia que se genera entre las paredes del barreno, mortero y ancla.

En las Figuras 15 a 17 se pueden ver varios tipos de anclas.

Por último, es necesario recordar que la tensión de las anclas pueden sufrir cambios muy importantes con el tiempo, debidos por ejemplo a flujo plástico de la roca, rotura de la concha de expansión, falla de la rosca de la tuerca, efecto de los explosivos, intemperismo o por el comportamiento viscoso de la roca.

Por ello, es necesario tener una estricta supervisión y un adecuado mantenimiento en este tipo de soportes.

3.3 CONCRETO LANZADO.

Este sistema de adomado tiene su origen en la "gunita" que es un mortero de arena y cemento con acelerante de fraguado que se coloca neumáticamente contra una superficie. La primera vez que se usó fué en 1914 en una mina para

proteger las paredes de roca contra la acción del agua y del aire. Después de la terminación de la Segunda Guerra Mundial, se construyeron en Europa un gran número de plantas hidroeléctricas subterráneas, que hicieron necesario desarrollar nuevas técnicas. Las máquinas colocadoras de este tiempo estaban limitadas a partículas de tamaño máximo de 10 mm. Se encontró que si se añadía al mortero agregado grueso de tamaño, comprendido entre 15 y 20 mm., se podía cumplir con la función de protección contra el intemperismo y además proporcionar un soporte a la excavación.

En Austria fué donde por primera vez se usó concreto lanzado en sustitución de los marcos y la madera para soportar el túnel Prutz-Imst (1954 - - 1955).

Las ventajas más importantes que tiene este sistema de soporte son (Alberts, 1964-1965).

- a) El concreto lanzado es forzado a entrar en las fracturas abiertas, fisuras, grietas e irregularidades en la superficie de la roca y de esta forma tiene la misma función de liga que en un mortero en un muro de piedra.
- b) El concreto lanzado impide el drenaje de agua contenida en las fracturas y también impide la tubificación del material que rellena las fracturas e impide la intemperización de la roca (por el agua y por el aire).
- c) El concreto lanzado provee resistencia apreciable a la caída o aflojamiento de bloques del techo del túnel, siempre que se coloque inmediatamente después de que se realice la excavación.
- d) Un espesor de concreto lanzado, comprendido entre 15 y 25 cms. proporciona un soporte estructural semejante a un anillo o a un arco.

La ventaja del concreto lanzado, es que suministra una forma de ademe rápida y efectiva en toda la periferia de un túnel. Obviamente, el revestimiento de concreto lanzado no puede ser considerado como un cilindro de paredes delgadas. Los mecanismos reales del comportamiento de las estructuras compuestas de roca-concreto lanzado no son todavía comprensibles, y --

puede ser que nunca sean entendidos del todo. Sin embargo, es interesante presentar algunos ejemplos donde se muestren diferentes mecanismos de falla en la estructura compuesta de roca-concreto lanzado.

Ejemplo 1. Falla progresiva en la roca soportada con concreto lanzado.

En la Figura 18, se supone que la sección está en equilibrio por un tiempo suficientemente largo después de la excavación a fin de que el concreto lanzado colocado obtenga resistencia. Es necesario que las fuerzas cortantes a lo largo de las caras del bloque A, sean de tal magnitud que lo soporten por algunas horas. Luego se supone que un movimiento de traslación y rotación ocurre para reducir estas fuerzas cortantes a cero. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado alrededor de la periferia de la base del bloque necesaria para mantenerlo en equilibrio se puede calcular. Recíprocamente, si la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado es conocida, se puede calcular un factor de seguridad contra una caída del bloque A, y de tener así una falla progresiva. (Rottler 1961).

Ejemplo 2. Falla por rotación de un bloque grande.

La Figura 19, ilustra otro mecanismo probable de la falla del revestimiento de concreto lanzado de un túnel. Para este caso, se supone que la roca es estable un lapso suficiente para que se pueda colocar el concreto lanzado. Luego las fuerzas cortantes sobre los lados del bloque sombreado se reducen como un resultado de la redistribución de esfuerzos y el bloque tiende a fallar por rotación con respecto a su eje localizado a la derecha de la figura.

Ejemplo 3. Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad.

Es razonable esperar que la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece una capa delgada de concreto lanzado es pequeña en comparación con las fuerzas que tienden a provocar el movimiento de la roca. (Figura 20)

En comparación con los dos modelos de falla anteriores, el comportamiento

del concreto lanzado en este tercer ejemplo se encuentra aún más alejado de cualquier hipótesis simple de diseño.

Los movimientos que ocurren en este caso no pueden ser detenidos por ningún espesor razonable de concreto lanzado y será necesario estabilizar la sección por otros medio.

Como se indica en la Figura 20, una combinación capaz de estabilizar es el uso de las anclas y concreto lanzado; las anclas conectan a las dos secciones de la roca, proporcionando equilibrio por el incremento de la fuerza normal y consecuentemente la fuerza cortante entre las dos secciones.

4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.

4.1 DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

Como ya se ha visto, se pueden determinar los esfuerzos alrededor de cavidades en masas de roca, de acuerdo con las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad. La mayoría de los túneles, desafortunadamente se han excavado en rocas que no cumplen con las hipótesis en que dichas teorías se apoyan. Es importante por lo tanto, saber que el comportamiento de los túneles está principalmente regido por la calidad de la roca.

Anteriormente se tomaba el porcentaje de recuperación de un barreno de exploración como indicador de la calidad de la roca. Este parámetro llamado "por ciento de recuperación", tiene una aplicabilidad limitada porque está basado únicamente en la cantidad de muestra recuperada, sin importarle si la roca es sana, si está fisurada, alterada, etc.

Además, siempre puede haber duda en cuanto a si dicha recuperación está o no afectada por la habilidad del perforista, de la condición de las herramientas, etc.

El coeficiente R.Q.D. (Rock Quality Designation), desarrollado por la Universidad de Illinois (Deer, 1967), elimina alguna de las incertidumbres de la clasificación mediante la recuperación y refleja parcialmente los efectos del grado de alteración y del fisuramiento de la roca.

El R.Q.D. se puede relacionar con algunas propiedades de las rocas y su comportamiento cualitativo, como se muestra en la Tabla No. 4. Según Deer (1967) y Merritt (1968).

Existe otra interesante relación entre el R.Q.D. y el tipo de ademe necesario, sugerida por Coon (1968) que se muestra en la Tabla 5.

Es conveniente y útil contar con los valores del R.Q.D. de la roca a lo largo del túnel. Lo ideal es contar con sondeos exploratorios a lo largo del eje del túnel, por esto no siempre es posible, ya que, en ocasiones, los túneles se excavan bajo el mar o bajo cadenas montañosas, las cuales harían que la longitud de los barrenos fuera muy grande. La separación entre los

barrenos es muy importante ya que el constructor siempre quiere los barrenos lo más cercanos posible y el dueño de la obra, lo más alejados. Por lo tanto, es necesario conciliar estos dos puntos de vista.

En general, se puede pensar que la calidad de la roca se incrementa con la profundidad ya que cerca de la superficie de la roca está afectada por el intemperismo. Esto no es regla general, ya que a ciertas profundidades se pueden encontrar zonas de falla y zonas de alteración hidrotermal.

La Tabla 6 puede usarse como guía para la selección de la separación de los sondeos exploratorios.

Por supuesto que, en zonas donde se conoce que la calidad de la masa de roca es buena, estas separaciones se pueden aumentar y a la inversa, si la calidad de la roca es muy mala.

4.2 CARACTERISTICAS QUE DEBE CUMPLIR UN SISTEMA DE SOPORTE.

Las características que debe satisfacer un sistema de soporte son:

4.2.1 Ser compatible con los métodos de construcción.

Idealmente los ademes deben colocarse fácil y rápidamente sin interferir con el avance de la excavación. Cumplir con lo anterior representa el punto o actividad más difícil del ciclo constructivo. Cada túnel debe tratarse en particular y es prácticamente imposible establecer reglas o recomendaciones generales.

Se debe considerar en el diseño, el ademe calculado para las peores condiciones esperadas de la roca y dicho diseño debe adaptarse con modificaciones sencillas al considerar las condiciones cambiantes en la roca y los procedimientos de construcción. Lo ideal sería que el procedimiento de colocación de un ademe fuera independiente del proceso de la excavación pero, desgraciadamente no es posible, ya que:

a) El ademe debe colocarse lo más cerca posible del frente de excavación.

b) La instalación del sistema de soporte requiere que las actividades de la excavación, se suspendan.

c) El equipo necesario para la colocación del ademe y el de excavación no pueden estar al mismo tiempo al frente de la excavación. Por lo tanto, en el diseño de un sistema de soporte será necesario considerar los problemas que se puedan tener entre los procesos de excavación y la colocación del mismo ademe.

4.2.2 Tener la flexibilidad y resistencia adecuadas.

El sistema de soporte deberá tener una flexibilidad tal que permita que los bloques de roca de la vecindad de la excavación se muevan y se genere una redistribución de esfuerzos. Además, el ademe deberá tener una resistencia que pueda soportar la carga que no puede soportar la roca.

La función básica de un sistema de ademe es el de mantener la excavación estable y con la geometría requerida. Por ello, en el ademe se debe cumplir que los esfuerzos que se generan en él no excedan el límite de fluencia.

4.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

No existe ningún procedimiento que se considere preciso para diseñar los sistemas de soporte. Además, aunque una teoría puede ser razonable para una situación idealizada, la utilidad práctica está casi siempre restringida debido a la información incompleta de los parámetros de resistencia de la roca y de los procedimientos de construcción.

Sin embargo, se pueden señalar los siguientes factores que deben ser cuidadosamente estudiados, ya que tienen una influencia definitiva en la estabilidad de excavaciones, (Cording 1968)

- a) Características de la roca. -
 - a1) Propiedades de la roca sana. -
 - a2) Calidad de la masa de roca (grado de fracturamiento y de intemperismo).
 - a3) Orientación de los planos de debilidad.

- a4) Geohidrología.
- b) Tamaño del túnel.
- c) Características de los sistemas de soporte, de los procedimientos de construcción y de la manera en que ambos factores influyen en la roca de la vecindad de la excavación.
- d) Esfuerzos naturales en la vecindad del túnel.
- e) Geometría del túnel.

La carga sobre el túnel se puede incrementar si:

- a) La masa de la roca es débil, de baja calidad, tiene planos de debilidad desfavorablemente orientados o porque contiene agua subterránea a gran presión.
- b) Sí se incrementa la sección del túnel.
- c) Sí la roca es alterada por los procedimientos de construcción, o por que se tarde en poner el ademe.
- d) Porque existan esfuerzos naturales muy altos.
- e) Que tenga el túnel una forma desfavorable.

El método de Terzaghi, puede ser usado como un primer paso para un diseño racional de un sistema de soporte.

El diseño mediante este método de un sistema de soporte constituido por marcos metálicos con retaque de madera colocados en un túnel excavado por métodos convencionales, da resultados satisfactorios pero un poco conservadores; debido al poco número de mediciones en este tipo de ademes y a la dispersión de los datos, no se puede concluir en qué grado son conservadores.

Las técnicas modernas de excavación con explosivos y precorte (Smooth Blasting) alteran las rocas mucho menos que los métodos convencionales. Más aún, técnicas modernas de ademe como las anclas y el concreto lanzado evitan desplazamientos y aflojamientos de la roca. Por lo tanto estas nuevas técnicas indican condiciones diferentes a las establecidas en el método de Terzaghi.

Cording (1968) y Knise (1969) establecen que si la roca se comporta elásticamente como se requiere en las teorías, generalmente tiene la suficiente resistencia para permanecer estable una excavación sin ademe, (excepto cuando hay concentración de esfuerzos horizontales).

Si la roca se comporta como un material elastoplástico, se puede calcular las fuerzas necesarias aplicadas en el interior de un túnel para mantener la zona plástica dentro de los límites aceptables.

El uso de soluciones puramente teóricas puede llegar a resultados poco conservadores, ya que la roca no se comporta como una masa homogénea, ya que las características de sus discontinuidades gobiernan su comportamiento.

El ademe requerido para soportar cuñas de rocas que tienden a moverse hacia el interior de la excavación es generalmente más robusto que un ademe calculado para un túnel poco profundo en una zona fracturada. Debido a lo anterior, no debe sorprender la poca información existente sobre diseños de sistemas de soporte con métodos de cálculo teóricos que hayan tenido éxito.

Coon mostró en 1968 la relación que existe entre el R.Q.D. y el ademe necesario para túneles en roca, y sus recomendaciones se presentan en la Tabla 7. Las cargas tentativas mostradas en la Tabla 7, están basadas sobre hipótesis simplificadoras que son:

- a) El R.Q.D. describe adecuadamente la calidad de la roca.
- b) Los ademes son colocados correctamente, lo más cerca posible del frente de (0.61 a 1.20m. para marcos de acero y anclas; y hasta el frente para concreto lanzado, colocación adecuada del retaque y de los separadores, tensión adecuada, etc).
- c) El túnel tiene una sección transversal de igual ancho y altura (ya sea en herradura o circular).
- d) El ancho del túnel está comprendido entre 6m. y 12 m.
- e) Los esfuerzos naturales son lo suficientemente bajos para que las con

centraciones de esfuerzos en la periferia de la excavación nunca excedan la resistencia a la compresión simple.

Probablemente en el comportamiento de la mayoría de los túneles, las dos primeras hipótesis tienen mayor influencia que las tres restantes.

Es conveniente complementar la información del R.Q.D. con factores tales como:

- a) Características de las discontinuidades de la roca: Abiertas o cerradas, clase de material de relleno, existe o no lubricación.
- b) Orientación de los planos de debilidad.
- c) Presencia de agua subterránea.

Es probable que las técnicas y procedimientos usados para la instalación de los sistemas de soporte, tengan más influencia en la carga de roca -- que soportarán los ademes, ^{que} de cualquier otro factor.

Sí los ademes no son instalados inmediatamente o son colocados incorrectamente, se permitirá el aflojamiento de la roca, el movimiento de cuñas etc., y la carga de roca puede incrementarse en dos o más veces al valor que se recomienda en la Tabla 7.

Los ademes deberán observarse continuamente, ya que su falla se presenta en forma gradual y se manifiesta con deformaciones en los marcos, aflojamiento de las anclas y agrietamientos del concreto lanzado.

Sí las fallas se detectan a tiempo es posible tomar medidas correctivas para reforzar el sistema de soporte.

Los factores de carga de roca de la Tabla 7, son aproximadamente el 80% de las cargas expresadas por Terzaghi, y están basados en los resultados de mediciones de campo (Terrametric: 1964, 1969, 1968). (Ikeda: 1966) - (Deer: 1969)

Las relaciones entre el R.Q.D. y el factor de carga de la roca se presentan en la Figura 21. El factor de carga en los túneles perforados con -

una excavadora integral es aproximadamente 25% menor que el correspondiente a los tuneles convencionales excavados con explosivos.

Los sistemas de soporte diseñados con las cargas de la Tabla 1 y la Figura 10, utilizando el método de Terzaghi y dimensiones de acuerdo con Proctor y White (1946) como muestra en las Tablas 2 y 3 podrán resultar un poco conservadores respecto a su carga axial. Sin embargo, este factor de seguridad extra compensa los efectos de la torsión y la flexión que no se conocen, pero que si se presentan.

5. EXPERIENCIAS EN EL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL D.D.F.

En la construcción de los túneles en roca del sistema de drenaje de la Ciudad de México, se usaron principalmente los siguientes sistemas:

- a) Ademe metálico, consistente en marcos de acero de sección I-6" separados en promedio a 1.00m. centro a centro 53%
- b) Concreto lanzado en clave y paredes con 15 cm. de espesor en promedio, 39%
- c) Combinación de concreto lanzado y anclas 4%
- d) Combinación de marcos metálicos, concreto lanzado y anclas 4%

A la vista de estos números se pueden hacer los siguientes comentarios:

- a) La selección y dimensionamiento de los sistemas de soporte estuvo regida principalmente por la presencia o no de agua que definió el uso de los marcos metálicos o de concreto lanzado.
- b) Las dificultades en el control de calidad y el aumento del rebote en el concreto lanzado varían proporcionalmente a la cantidad de agua.
- c) La calidad y eficiencia de colocación del concreto lanzado se ve más afectada, por la falta de personal especializado, que en el caso de los ademes metálicos.
- d) El uso de anclas cortas, estuvo bastante restringido principalmente, debido a los cambios tan importantes que sufre la roca, metro a metro de túnel, que obligaba a cambios en los sistemas de anclaje, en la separación y orientación de las anclas. Lo cual repercute en los costos.
- e) El diseño del sistema de soporte: separación de los marcos, y el espesor del concreto lanzado, estuvo definido en el proyecto, sin embargo, la decisión final de las características de los ademes estuvo definida en el campo, ya que las condiciones locales de la roca y la presencia del agua fueron muy variables.

6. RECONOCIMIENTO

Se agradece al Ing. Fernando Ramiro L. su intervención en la elaboración - del capítulo 2 y al Dr. Sergio W. Covarrubias por sus comentarios y por su valiosa revisión general.

7. REFERENCIAS

1. D.U. Deere, Design of tunnel liners and support systems. University of Illinois, (1969) National Technical Information Service.
2. R.E. Mason, Instrumentation of the Shotcrete lining in the Canadian -- National Railways Tunnel. Master's Degree Thesis, University of British Columbia (1966).
3. A. Merrit. Geologic predictions of underground excavations. Proceedings of First North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago (1972), Chapter 11, Pages 115-132.
4. A. Moreno Fernández, El uso de anclas cortas para la estabilización de masas de roca. Tesis Profesional U.N.A.M. (1964).
5. R.B. Peck, Some design considerations in the selection of underground support systems. University of Illinois (1969). National Technical Information Service.
6. Proctor and White, Rock tunneling with steel supports. Commercial Shearing & Stamping Company. Revised 1968.
7. F. Széchy, The Art of Tunneling (1966)
8. K. Terzaghi y F.E. Richart Jr., Stress in rock about cavities. Harvard Soil Mechanics Series. Reprinted form Geotechnique, Volume 3, - 1952, pages 57-60.
9. Zienkiewicz, O.C. (1967), The finite element method in Structural and continuum Mechanics, Mc. Graw Hill Book Co., London.

T A B L A S

No.	T I T U L O	PAGINA
1.	COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE ROCA-DADOS POR TERZAGHI, BIERBAUMER Y STINI.	28
2.	CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS CONTINUOS.	29
3.	CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RAS -- TRAS.	30
4.	RELACION ENTRE R.Q.D. , EL INDICE DE VELOCIDAD Y LA CALIDAD DE LA ROCA.	31
5.	RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LAS NECESIDADES DE <u>SO</u> PORTE.	32
6.	ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORA - CION.	33
7.	RECOMENDACIONES PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN- TUNELES EN ROCA.	34

TABLA No. 1. - COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE PÓRCADA EN TERZAGHI, BILBAUMER Y STINI.

DISTANCIA ENTRE FRACTURAS cm.	R. (O) (ft. - in)	CARGA DE ROCA HP		OBSERVACIONES	Carga de roca HP in	OBSERVACIONES. -	Carga de roca HP m	Presión lateral	Presión en Pórcada			
		INICIAL	FINAL							m Inicial/Final	m (ft)/in	
1' - 2'	95 - 95 - 90 - 75 - 50 - 25 - 10 - 2'	1. Tierra intacta	0	0	Revestimiento -- solo si hay - POPPING -	1. ESTABLE	0.05	Ligeramente suelto				
		2. Estratificación o fisuras	0	0.25 B							Astillamiento común.	
		3. Masiva	0	0.5 B	Presiones laterales si los estratos son inclinados.	2. Casi Estable	0.5 - 1	Alojamiento por aflojamiento.	Ligeramente quebrada.	Poco alojamiento		
		4. En bloques grandes	0	0.25 C 0.15 a C		3. Ligeramente quebrada	1 - 2	Alojamiento con el tiempo.	0/3-4	4	0/0	0
		5. Bloques pequeños, muy quebrada.	0 a 0.6 C	0.33 C 1.1 C	Fuerc o ninguna presión lateral.	4. Mediano quebrada.	2 - 4	Inicialmente estable, se rompe después de meses.				
		6. Completamente fracturada.		1.1 C	Considerables presiones laterales revestimiento continuo.	5. Quebrada	4 - 10	Inicialmente estable. Luego se rompe rápidamente.	Muy quebrada.	Alojamiento con el tiempo		
		7. Grava y arena	0.54 C	0.62 C	- Duro -	6. Muy quebrada	10 - 15	Alojamiento durante la excavación, desprendimiento del techo.	Sumamente quebrada.	3/11 - 13	0/1	1 - 2
			1.2 C	1.38 C	Presión lateral							
			0.94 C	1.08 C	Ph = 0.3 x (0.5 Hc + HP)							
			1.2 C	1.38 C	- Suelto -					Falla el techo, alojamiento durante la excavación.		
								5-10/11 - 15	2-4/2 - 6	4		
B T N E R W O C	95 - 95 - 90 - 75 - 50 - 25 - 10 - 2'	9. Fluye a profundidades moderadas.	1.1 C 2.1 C	Fuertes presiones laterales. Se requiere soporte continuo.	7 Fluye ligeramente	15 - 25	Presiones altas	Suave. Fluye a profundidades moderadas.	10 - 13/15 - 25	4/4	6	
		9. Fluye a grandes profundidades	2.1 C 4.5 C		8 Fluye moderadamente	25 - 40						
		10. Expansión	Arriba de 250 (80 m)	Uso de soporte circular.	9. Fluye fuertemente	40 - 60	Presiones muy altas.	SUAVE. FLUYE FUERTEMENTE A GRANDES PROFUNDIDADES.	15-25/47-75	8/6	12	
<p>TERZAGHI (1944) Nota: 1) Para túneles de más de 4, 5, 6, 7 cuando está arriba del nivel freático se reducen las cargas al 50%.</p> <p>2) Para arenas (7) HP. mín. es para movimientos pequeños (-0.01 C a 0.02 C) HP. máx. para grandes movimientos (-0.15 C).</p> <p>3) Si es el ancho del túnel C = B + H_g = ancho + altura del túnel. Para túneles circulares H_g = 0</p>				<p>STINI (1950) Nota: Las cargas son para túneles de 5 m de ancho. Para L metros de ancho: HP = H_g P₃ in (0.5 + 0.1 L)</p>			<p>BILBAUMER (1913) y otros. RCP. DEWIDEL (1945) Nota: Originalmente las cargas fueron dadas en 1/n².</p>					

TABLA No. 2. - CAPACIDAD DE CAR. DE MARCOS CONTINUOS.

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" I	7.7	3090	2760																		
4" x 4" H	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	8360	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	8930	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 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890													
8" x 5 1/4" " "	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	7970	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" " "	46.0			20160	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	11620	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	12030	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	7010				
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610				
10" x 5 1/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7250	6860	6510	6180	5860	5560				
10" x 8" " "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7360				
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	12900	12330				
10" x 10" " "	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18530	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									22260	21210	20220	19450	18420	17470	16590	15710				

TABLA No. 3 . - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RASTRAS.

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	12'-0"	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"
		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" H	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 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8" x 5 1/4" " "	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" " "	39.0			19180	17300	15750	14470	13330	12320	11430	10650	10960	10330	9760	9250	8770	8350
8" x 8" " "	45.0				22090	20240	18570	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	12190
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 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10" x 5 1/4" " "	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	13050	12350	11730	11170
10" x 10" " "	54.0						22720	21090	19990	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330
10" x 10" " "	60.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18530	17570	16660	15830	15090
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								23200	21940	20620	19450	18420	17470	16590	15810	

T A B L A 4

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

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

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

V_F = VELOCIDAD SISMICA IN-SITU.

V_L = VELOCIDAD SONICA EN EL LABORATORIO.

DEER (1967) Y MERRITT (1968).

T A B L A 5

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

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

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

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

Soporte Máximo = Max = Marcos pesados de acero ó anclas largas y malla.

Coon (1968).

T A B L A 6

ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORACION

PROFUNDIDAD DEL TUNEL.	ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION
227 m. (750 ft)	304-760 m. (1000-2500 ft)
91-227 m. (300-750 ft)	152-304 m. (500-1000 ft)
91 m. (300 ft)	30-152 m. (100- 500 ft)

TABLA No. 7. - RECOMENDACION PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN TUNELES EN ROCA

CALIDAD DE LA ROCA.	METODO CONSTRUCTIVO	S I S T E M A D E S O P O R T E		
		MARCOS METALICOS 2	A N C L A S 3	CONCRETO LANZADO
EXCELENTE 1 RQD > 90	A. Perforadora Integral.	Ninguno a ligero. carga de roca - (0.0 a 0.2) B	Ninguna	Ninguno ó aplicaciones locales.
	B. Convencional.	Ninguno a ligero carga de roca - (0.0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno ó aplicación local 2 a 3 pulg.
BUENA 1 75 < RQD < 90	A. Perforadora Integral.	Ocasionalmente Marcos ligeros colocados entre 1.5 y 1.8 m. carga de roca - (0.0 a 0.4) B	Ocasionalmente - anclas separadas a 1.50 ó 1.8 m .- centro a centro.	Ocasional aplicación local 2 a 3 pulg.
	B. Convencional	Marcos colocados a 1.5 ó 1.8 m. - carga de roca -- (0.3 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas 1.50 - 1.8 m. centro a - centro.	Ocasionalmente aplicación local 2 a 3 pulg.
REGULAR 50 < RQD < 75	A. Perforadora Integral.	Marcos ligeros a - mediano 1.5 a 1.8 m. c.a.c. carga de roca (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 1.8 m. - c.a.c.	2 ó 4 pulg. en la clave.
	B. Convencional	Marcos ligeros a --- medianos con 1.20 a 1.5 mts. c.a.c. --- carga de roca - (0.6 a 1.3) B	Plantilla de 0.9 a 1.5 m. c.a.c.	4 pulg. ó más en la clave y en las paredes.

MALA, 25 Z ROD 450	2	A. Perforadora Integral.	Marcos circulares medianos separados entre 1.20 y -- 1.60 mts. carga de roca --- (1.0 a 1.6) B	Plantilla de 0.9 a 1.5m c.a.c.	4 a 6 pulg. en clave y paredes combinado con anclas.
		B. Convencional	Marcos de medianos a pesados colocados entre 0.6 y -- 1.20 mts. c.a.c. carga de roca (1.3 a 2.0) B	Plantilla de 0.6 a 1.20 mts. c.a.c.	6 pulg. ó más en la clave y - paredes, combinado con ---- anclas.
MUY MALA RQD 425	3	A. Perforadora Integral.	Circulares medianos a ----- pesados colocados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca ----- (1.6 a 2.2) B	Plantilla de 0.60 a --- 1.20 m.	6 pulg. ó más en toda la ----- sección combinado con marcos medianos.
		B. Convencional	Circulares pesados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca ----- (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.90 m. c.a.c.	6 pulg. ó más en toda la ----- sección combinado con ----- marcos medianos ó pesados.
MUY MALA (roca que fluye ó expansiva)	4	A. Perforadora Integral.	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca -- arriba de 75 mts.	Plantillas 0.60 a 0.90 m c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.
		B. Convencional	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca -- arriba de 75 mts.	Plantillas de 0.60 a -- 0.40 c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.

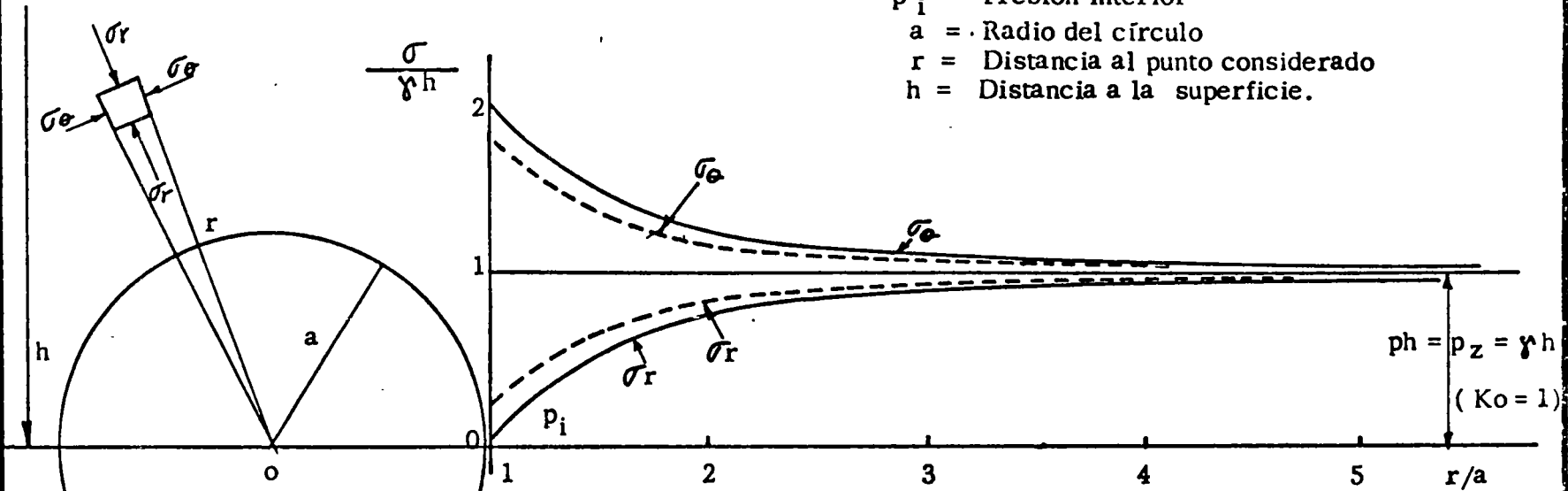
- NOTAS:
1. - En roca buena y excelente, el soporte requerido en general es mínimo pero puede depender de la --- geometría de los factores, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.
 2. - El retaque de madera usualmente es igual a cero en la roca excelente y varía entre 25% en roca buena y 100% en roca muy mala.
 3. - La necesidad de poner malla usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena hasta --- 100% en roca muy mala.
 - 4 - B = ancho del túnel

F I G U R A S

No.	T I T U L O	PAGINA
1.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.	38
2.	VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES - - PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE K_0	39
3.	VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS-VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO, CON RELACION A/C = 2 Y $K_0=0.25$. (EJE MAYOR VERTICAL).	40
4.	VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS - VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO, DE RELACION A/C = 2 PARA $K_0=$ - 0.25 (EJE MAYOR HORIZONTAL).	41
5.	VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS - VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR A/C = 1 Y $K_0 = 0.25$	42
6.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES-PRINCIPALES EN UNA GALERIA DE EXPLORACION -- ($K_0= 0.25$) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951)	43
7.	VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN - FUNCION DEL RADIO "A" DEL TUNEL, LA COHESION "C", EL ESFUERZO VERTICAL "Pz" Y LA PRESION-INTERIOR "P1".	44
8.	RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS $\frac{P_z + C}{P_1 + C} \frac{\cot \phi}{\cot \phi}$	45

No.	T I T U L O	PAGINA
9.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.	46
10.	VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS <u>DI</u> MENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.	47
11.	ARCO O BOVEDA ARRIBA DE LA EXCAVACION.	48
12.	RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBRE-EXCAVACION Y LA CARGA DE ROCA.	49
13.	SECCION TIPICA DE UN MARCO DE HERRADURA.	50
14.	DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE MARCOS METALICOS.	51
15.	ANCLAS CON DISPOSITIVO DE CUÑA Y RANURA.	52
16.	ANCLAS CON CONCHA Y EXPANSION.	53
17.	ANCLA DE FRICCION.	54
18.	FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO.	55
19.	FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES EN ROCA-SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO.	56
20.	FALLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.	57
21.	RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LOS FACTORES DE <u>CAR</u> GA DE ROCA.	58

p_z = Esfuerzo vertical in-situ
 p_h = Esfuerzo horizontal in-situ
 p_i = Presión interior
 a = Radio del círculo
 r = Distancia al punto considerado
 h = Distancia a la superficie.



σ_θ = Esfuerzo tangencial
 σ_r = Esfuerzo radial
 K_o = Coeficiente de presión en reposo = $\frac{p_h}{p_z}$

$$\sigma_r = p_z \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] + p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2 \quad \text{si } a=r \quad \text{y } p_i=0$$

$$\sigma_\theta = p_z \left[1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] - p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

FIG. 1. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.

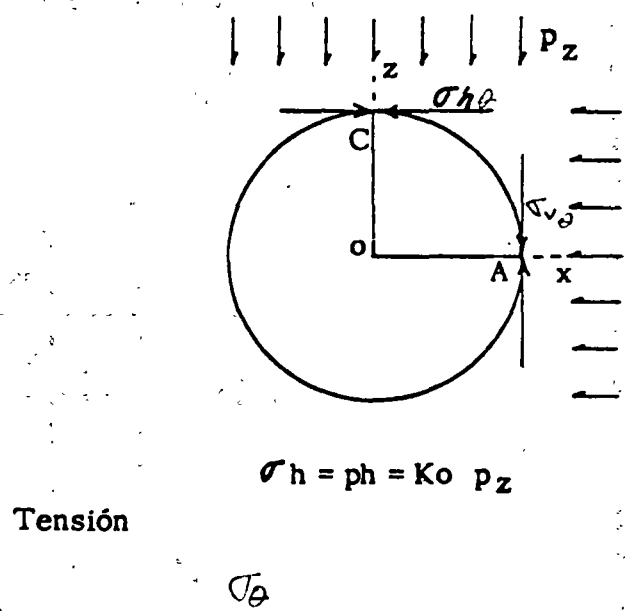
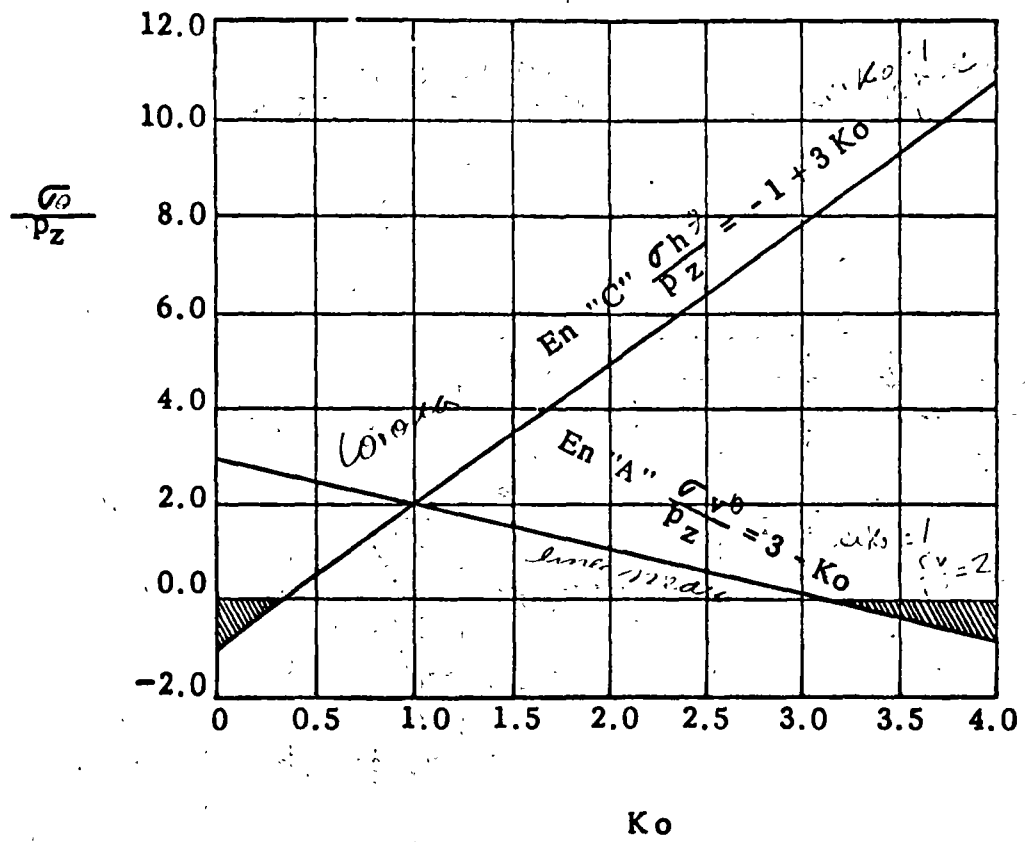
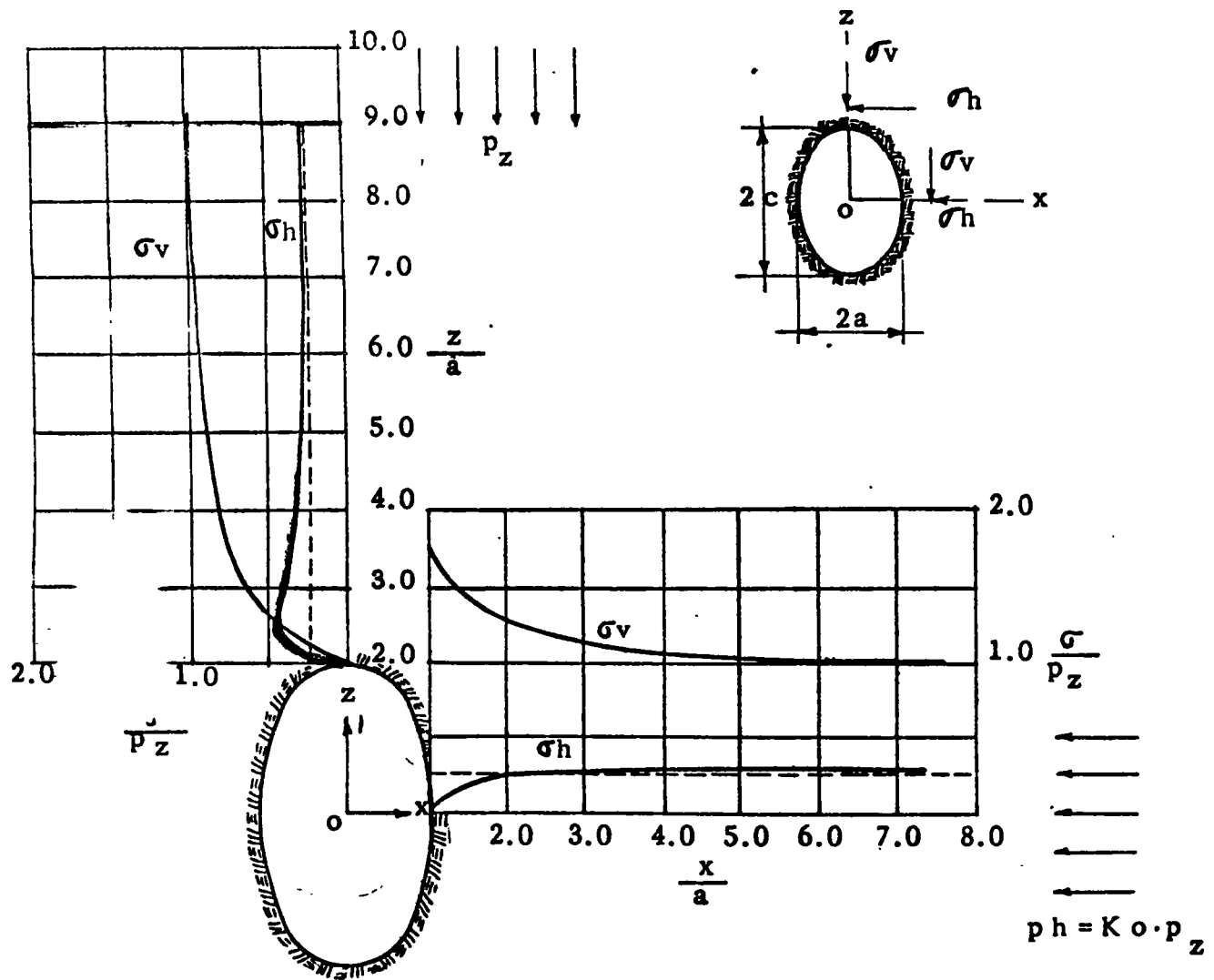


FIG. 2. - VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE K_0 .



3.- VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION $a/c = 2$ Y $K_o = 0.25$.

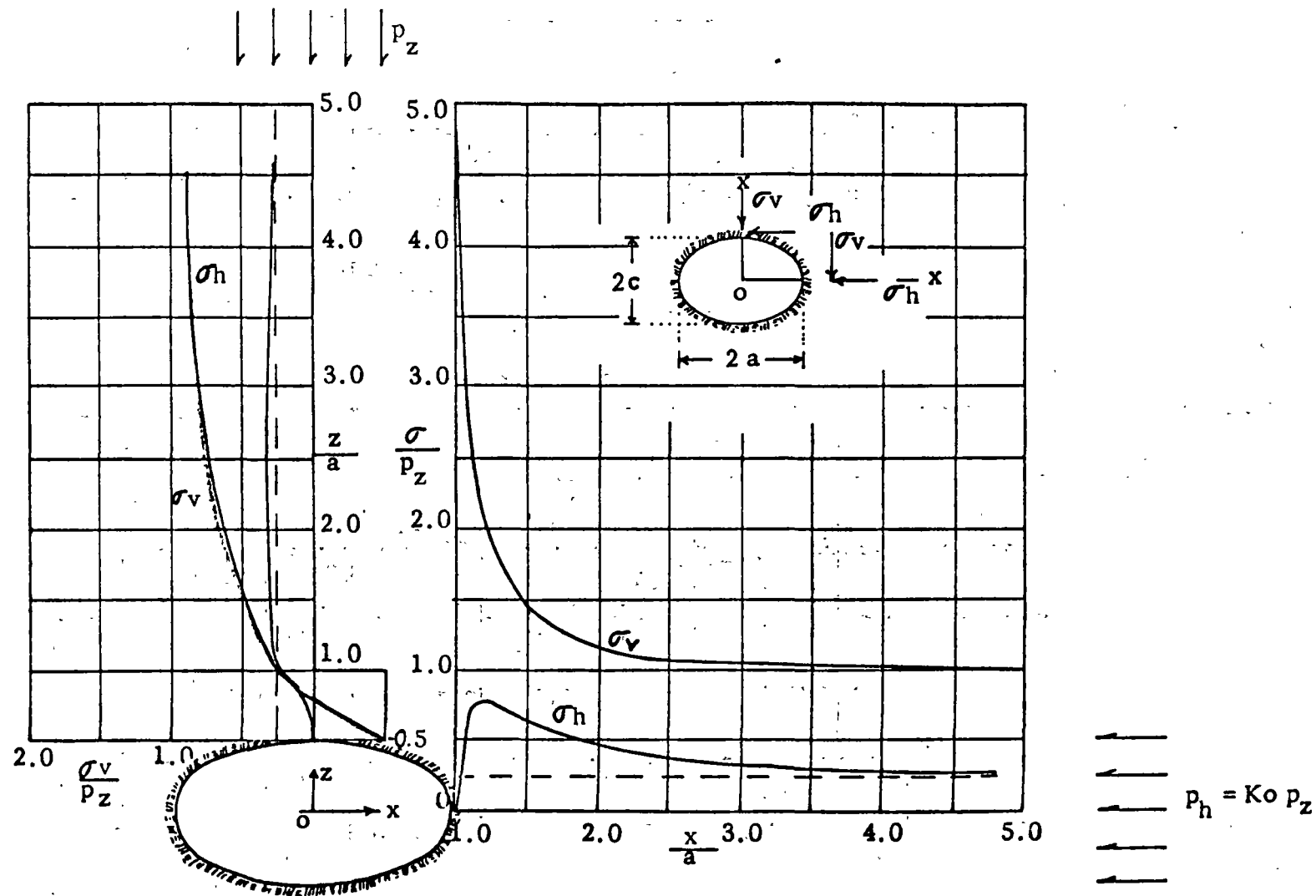


FIG. 4. - VALOR DE LOS ESFUEROS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION $a/c = 2$ PARA $K_o = 0.25$.

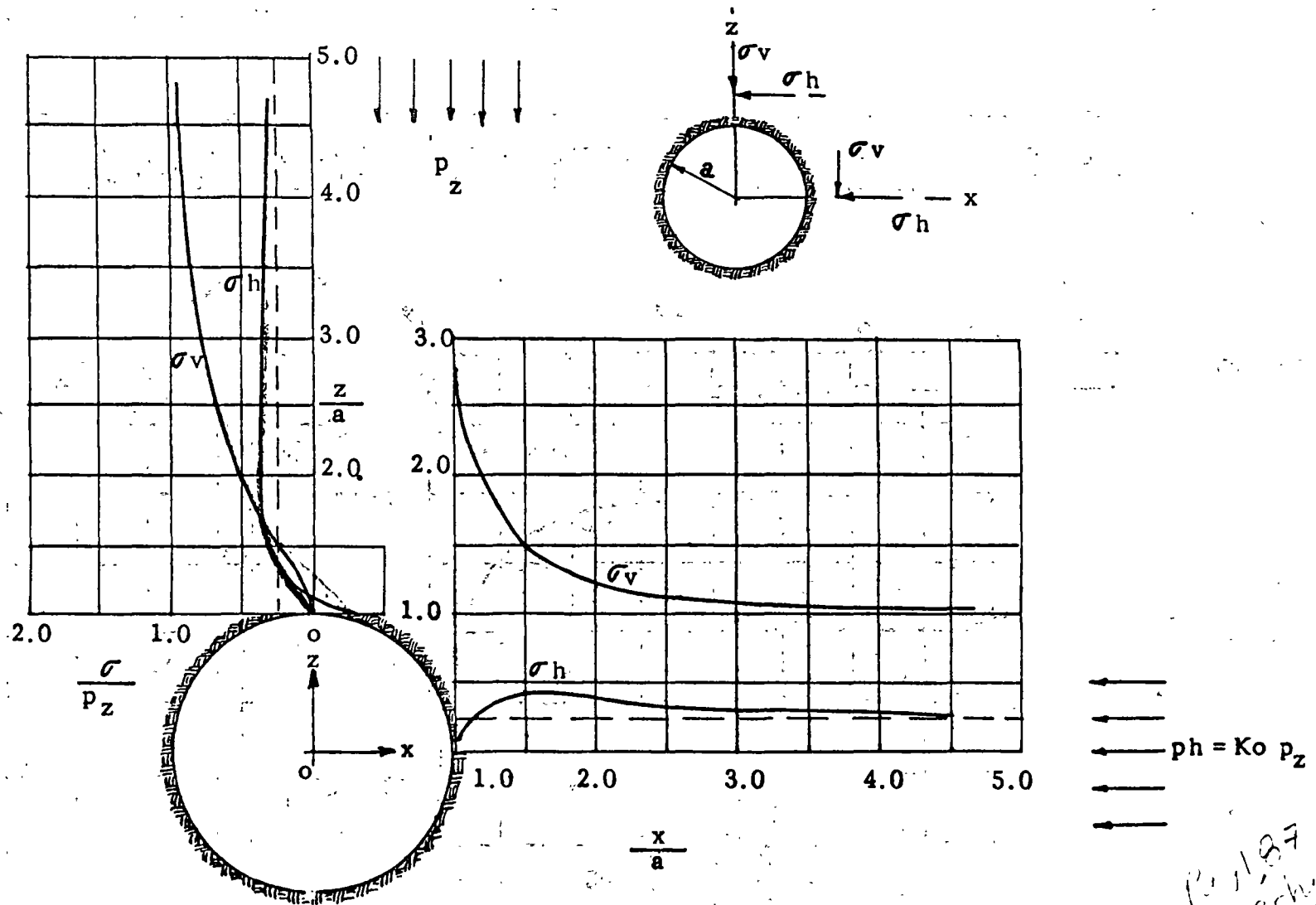
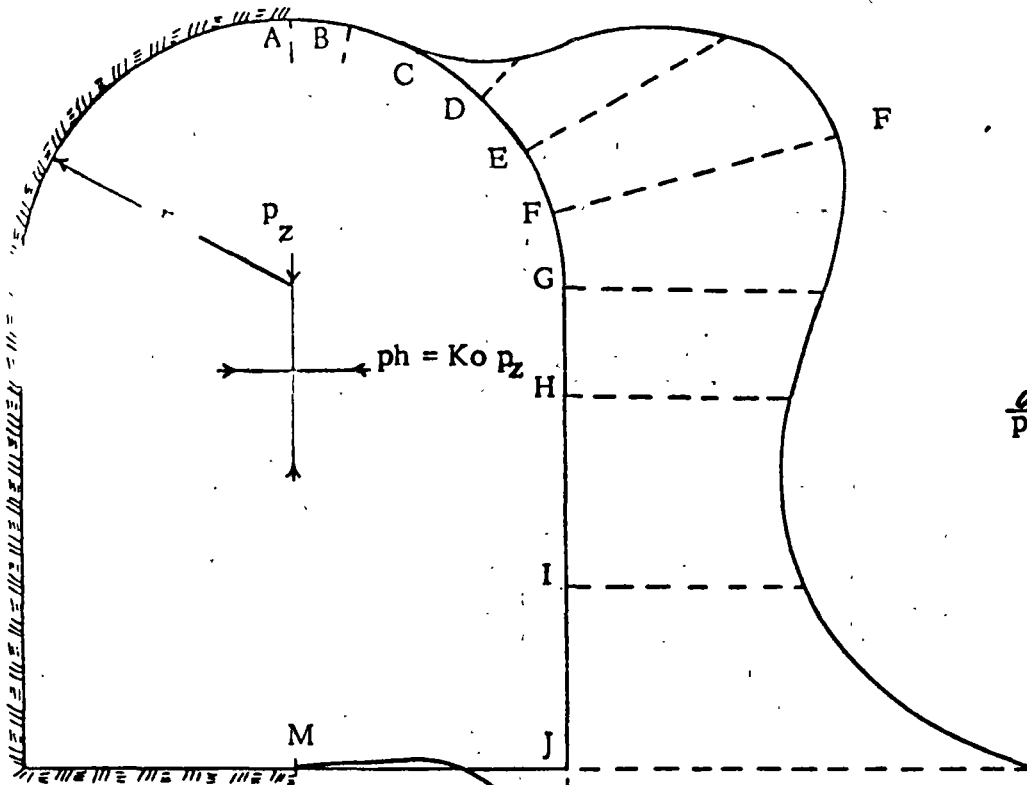
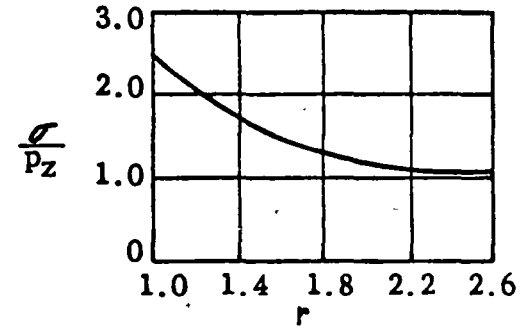
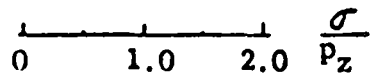


FIG.5. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR $\left(\frac{a}{c} = 1\right)$ Y $K_0 = 0.25$.

10/187
szeczy



Distribución de esfuerzos principales en la superficie.



Distribución de esfuerzos circunferenciales a lo largo de la línea F F.

FIG. 6. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN UNA GALERIA DE EXPLORACION - ($K_o = 0.25$) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951).

Page 190
Sketch

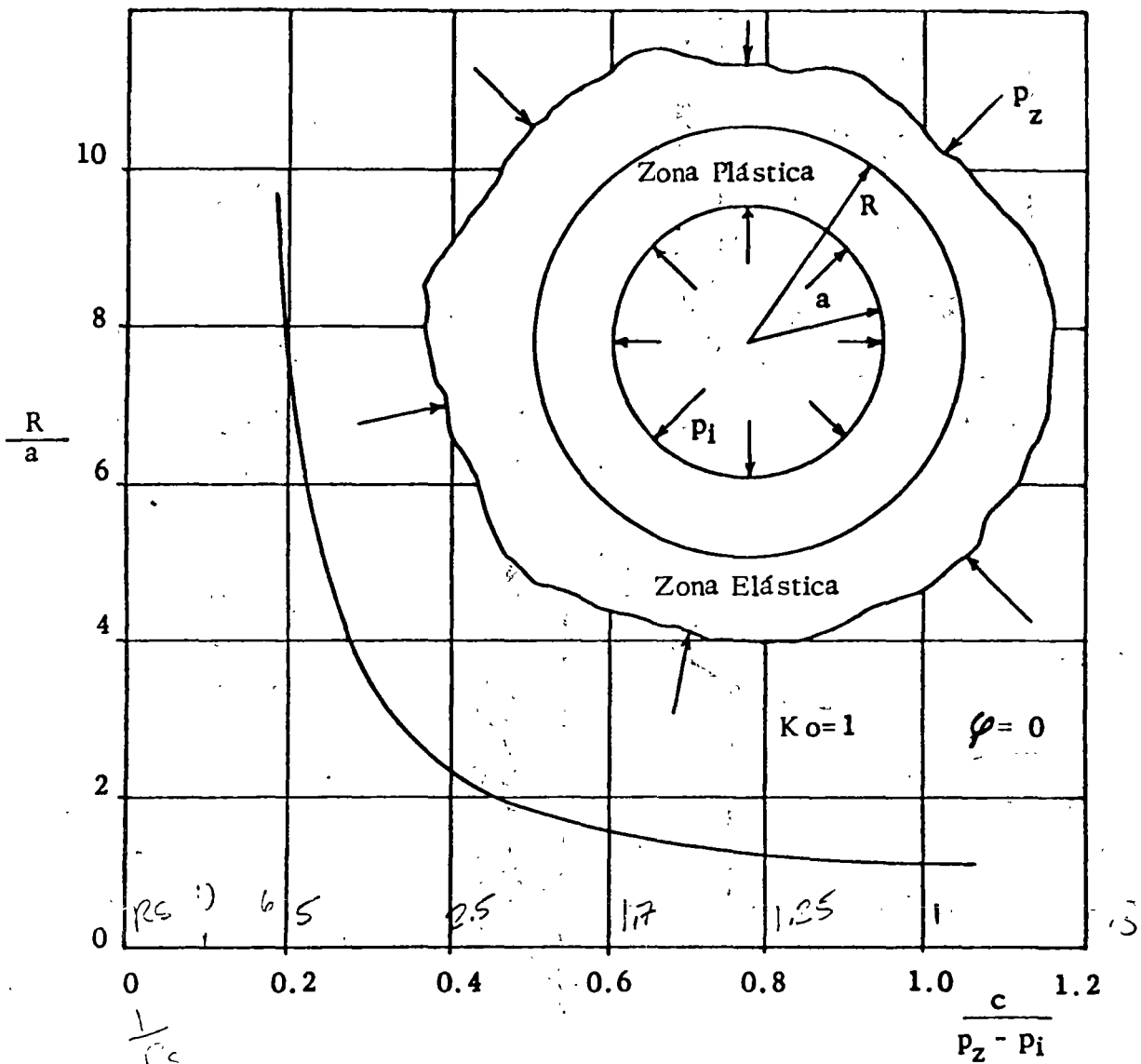


FIG.7. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION - DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c", EL ESFUERZO VERTICAL "p_z" Y LA PRESION INTERIOR "p_i".

Handwritten calculations:

$c = 10 \text{ ton/m}^2$

$p_z = 30 \times 1.4 = 42 \text{ ton/m}^2$

S.F.I. = 107 ton/m^2

$\frac{c}{p_z - p_i} = \frac{10}{32} = 0.31$

$\frac{R}{a} = 4.5$

$r = 7.5 \text{ m}$

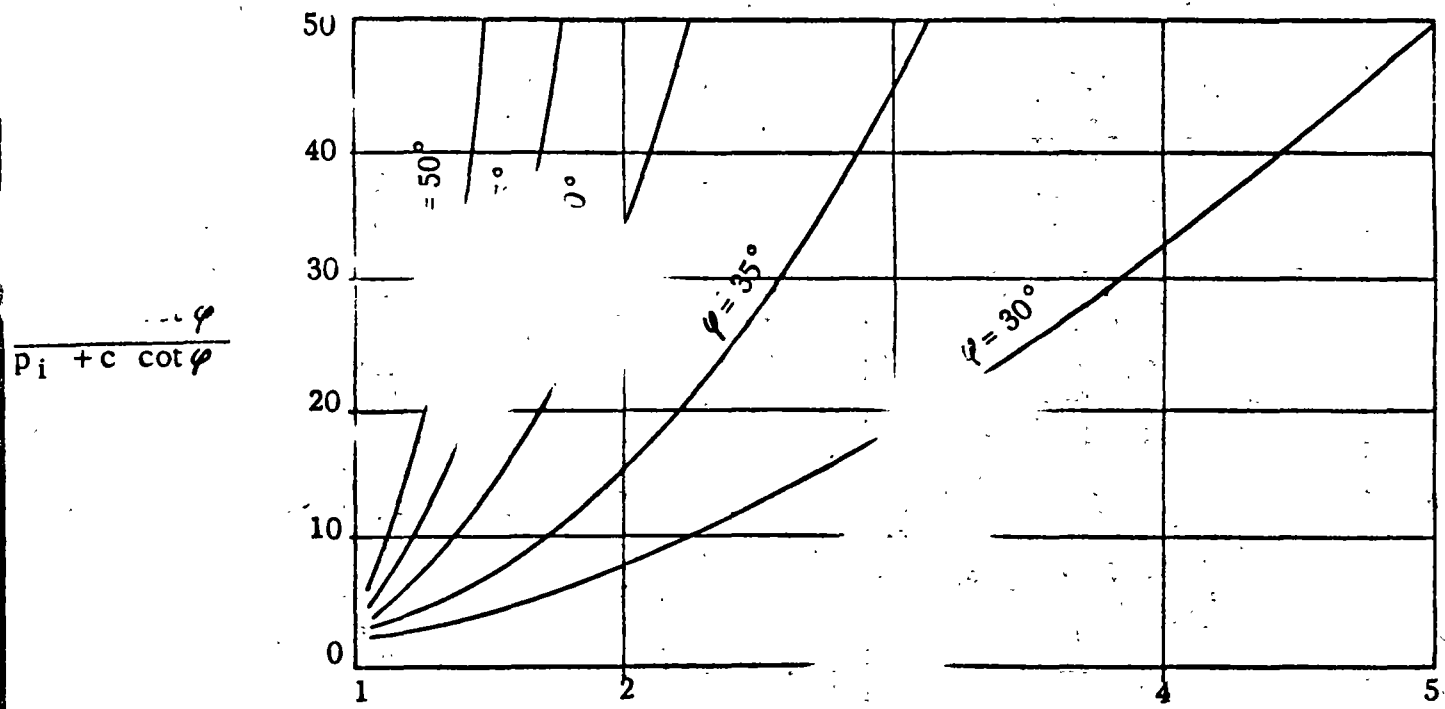


FIG. 8. - RADIO DE LA ZONA PLASTICA

$$\frac{p_z + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi}$$

Para $\frac{P_z}{P_i} = 20$

← Zona Plástica Zona Elástica →

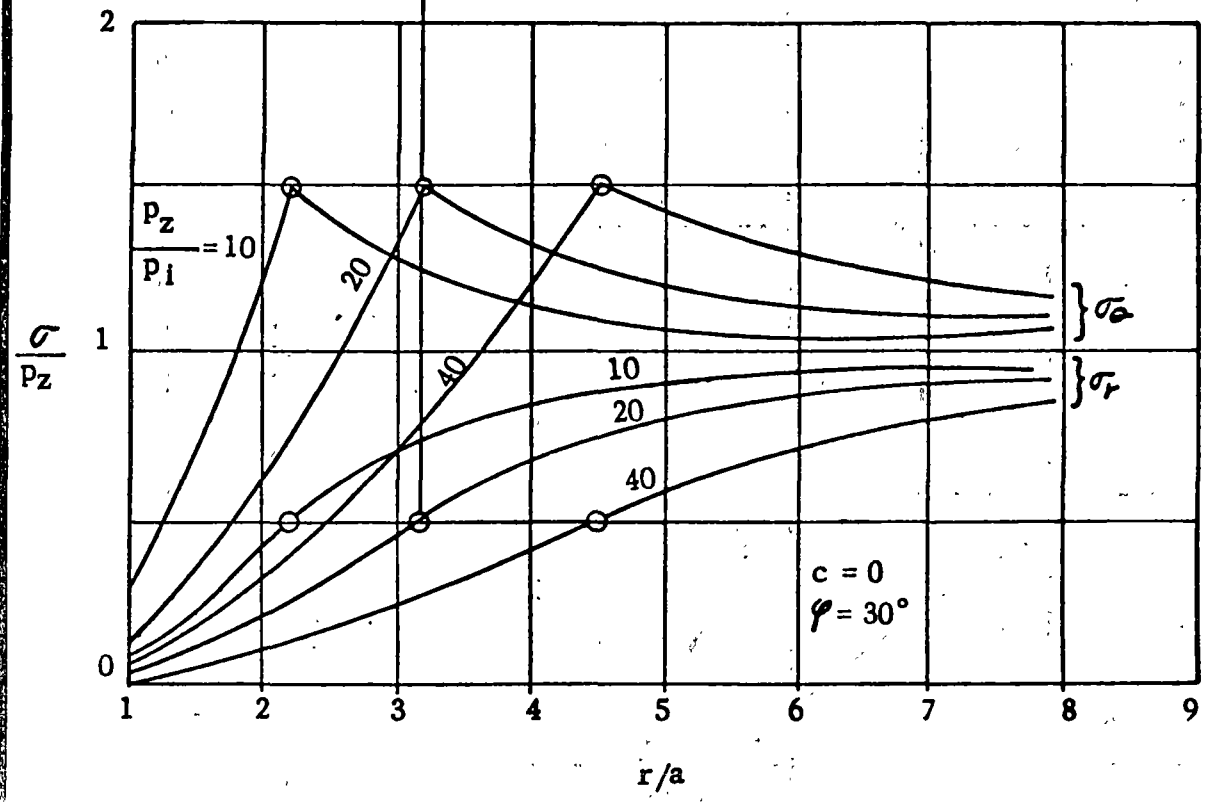
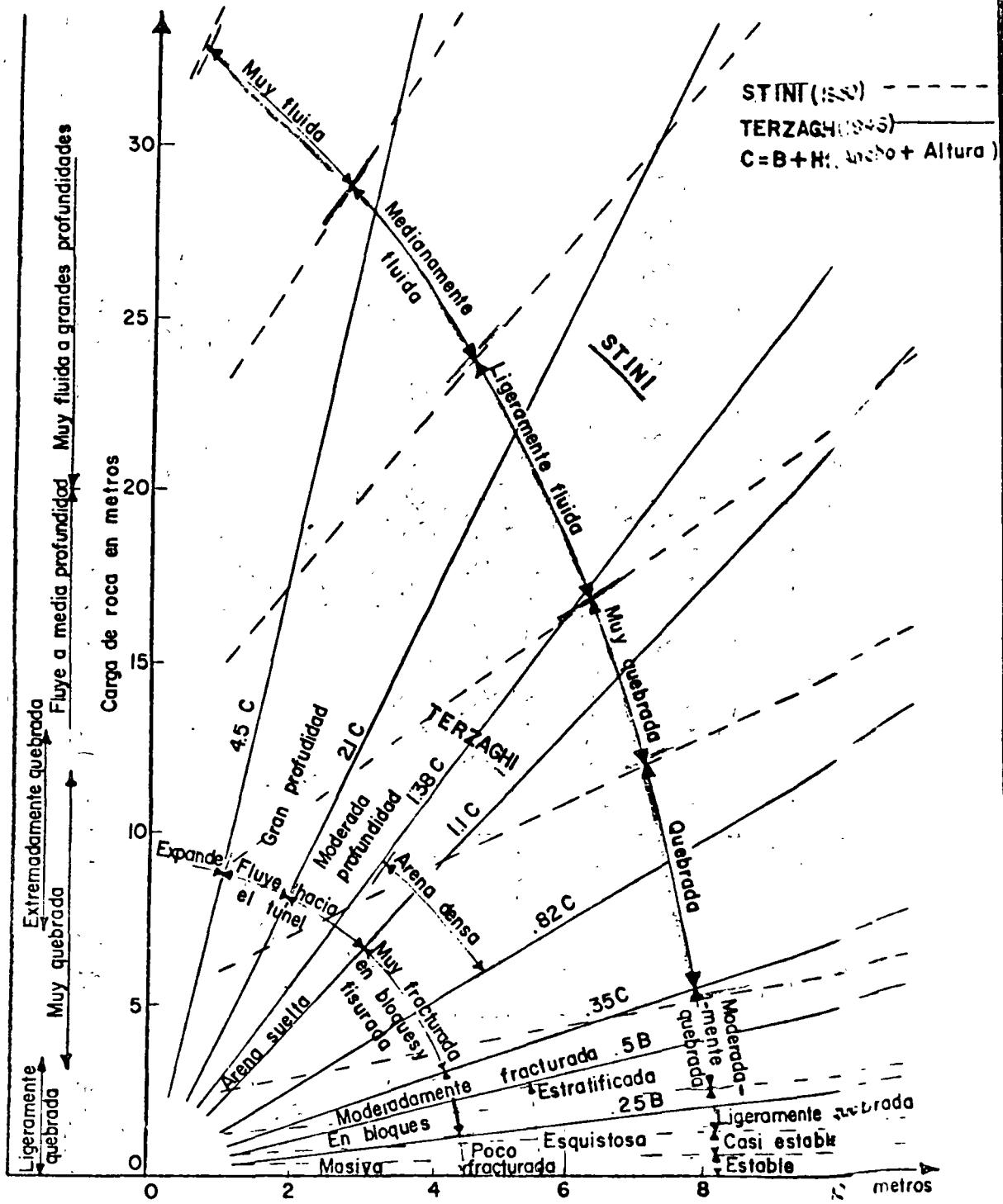


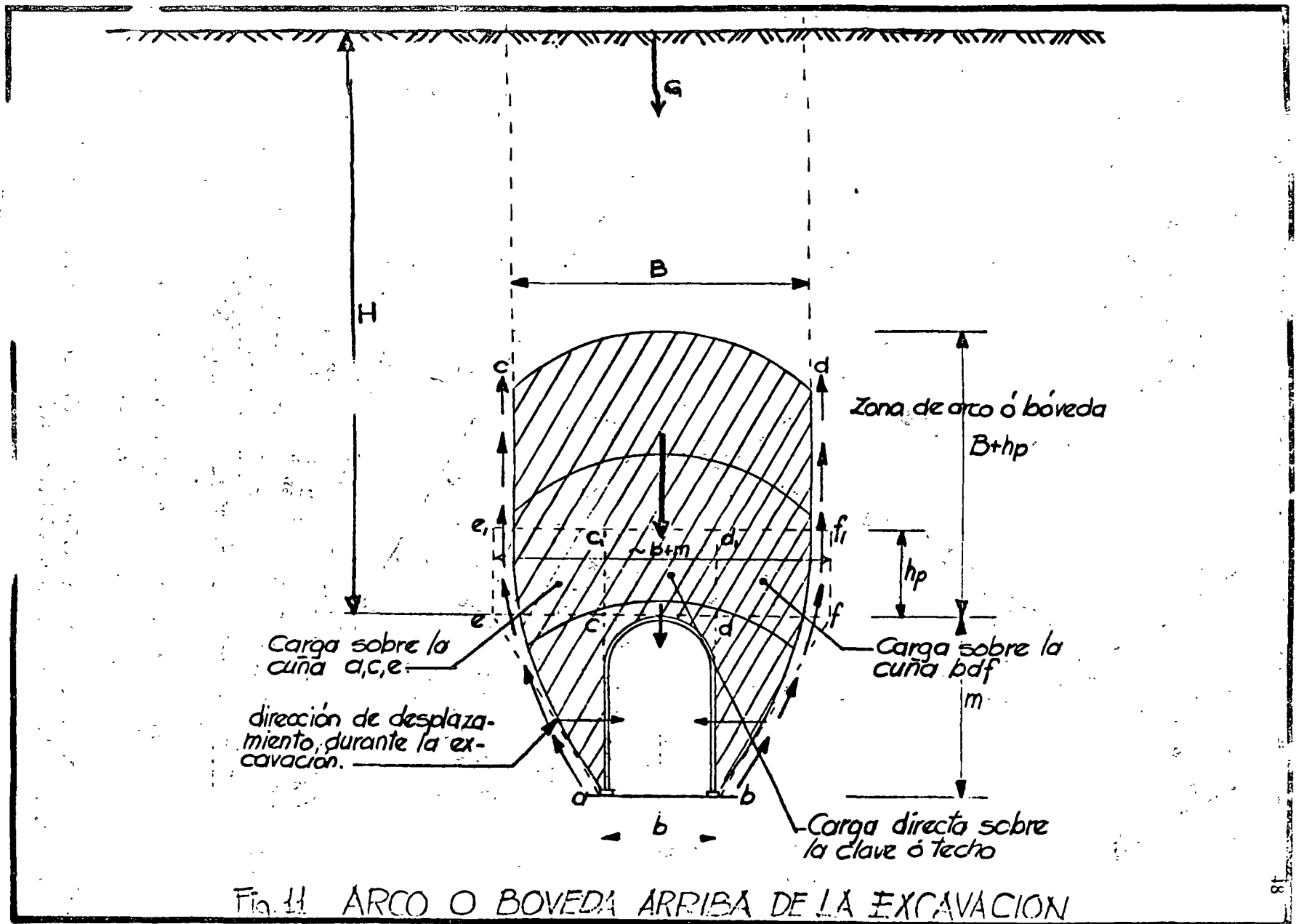
FIG. 9. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.

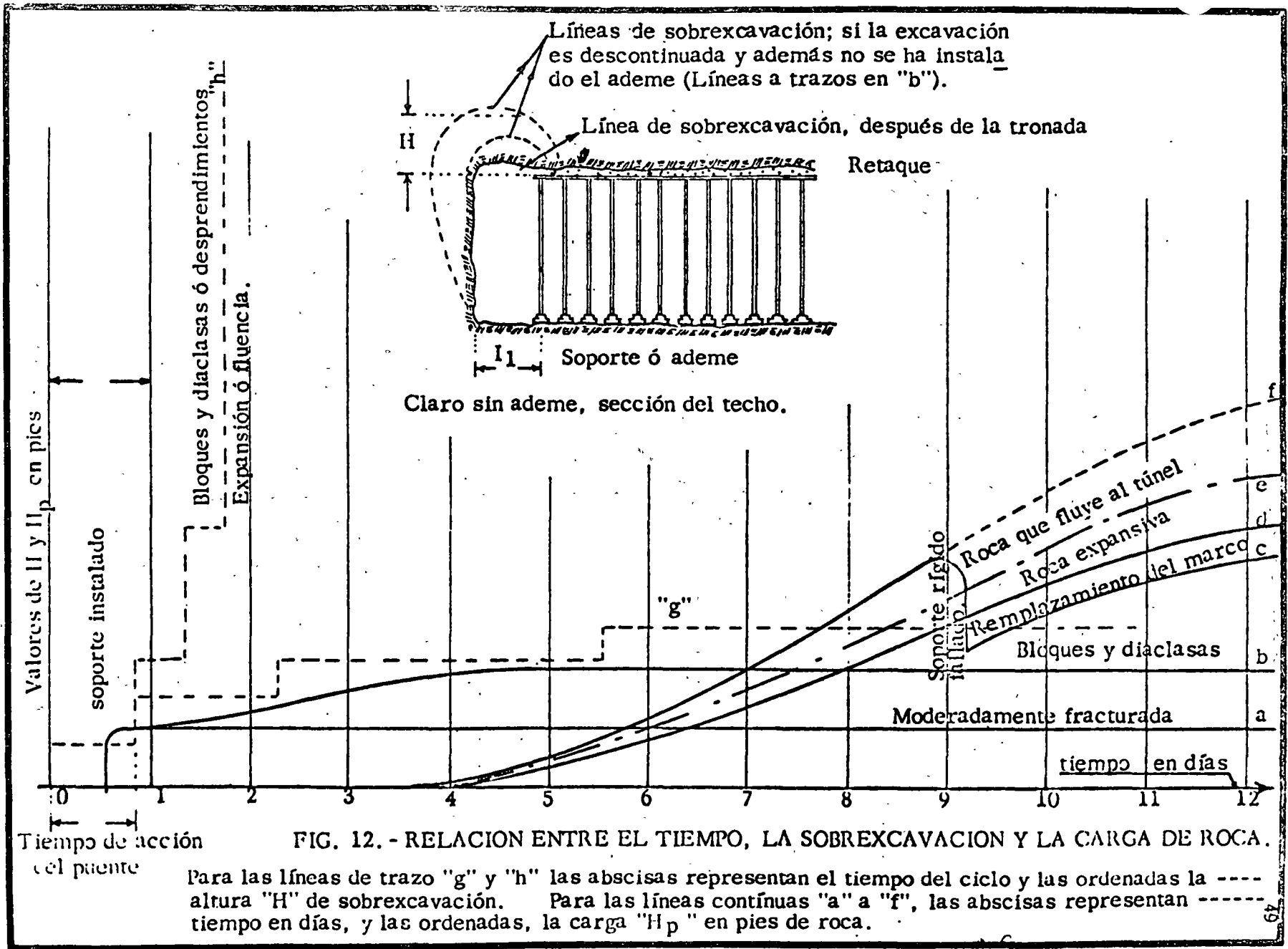


Túnel de Sección de Herradura o Cuadrada de ancho "B"

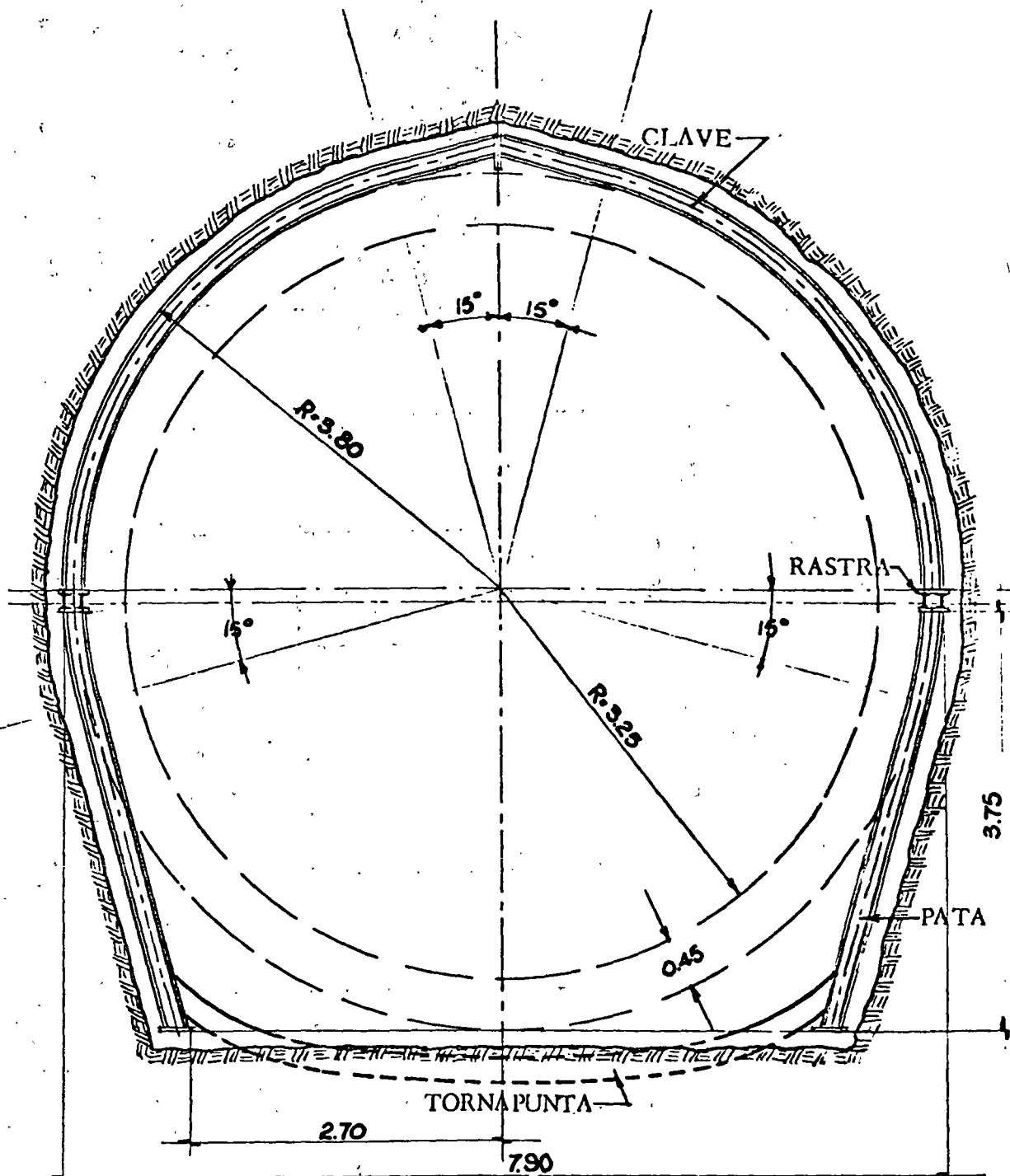
$C = B + H$ (Ancho + Altura)
 si $B = 6m, H = 6m, C = 12$

FIG. 10. - VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.





20/1/55



Esc. 1:50 (Marco II-8")

FIG. 13. - SECCION TIPICA DE UN MARCO DE HERRADURA.

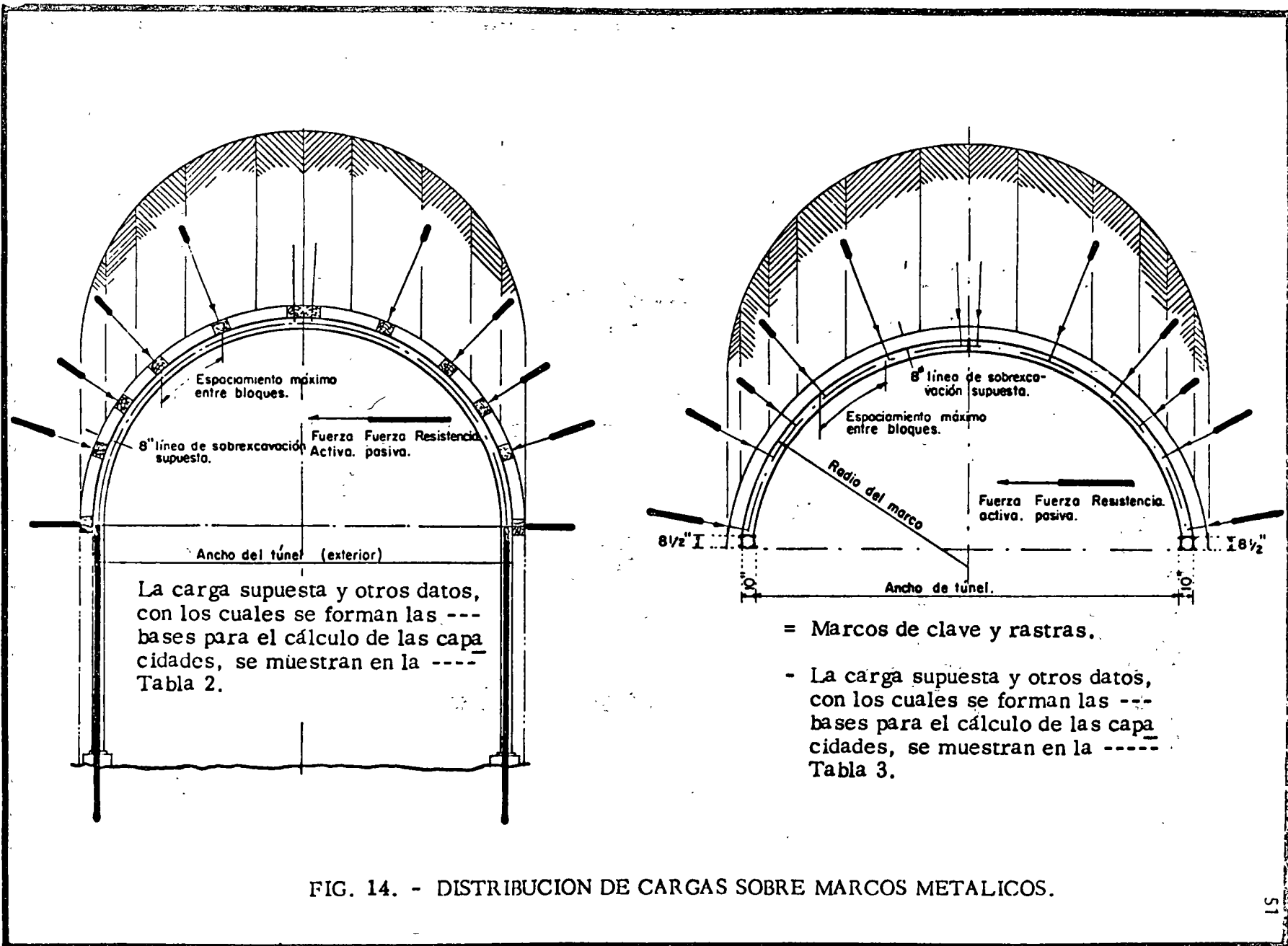
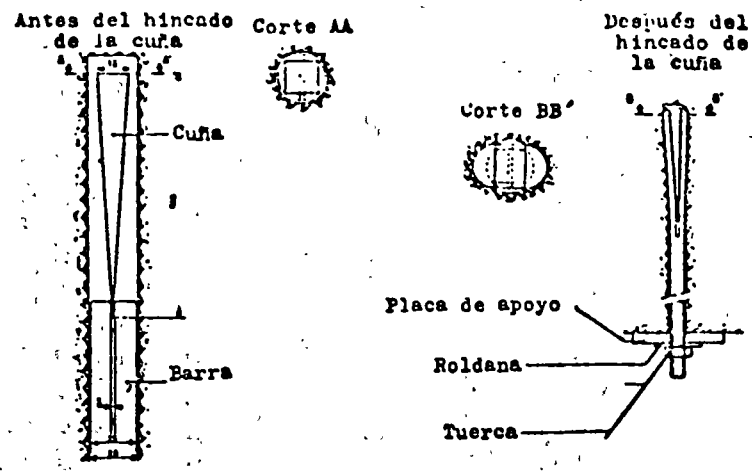
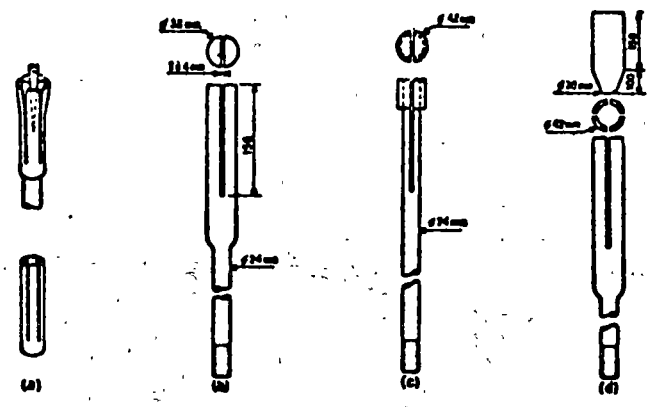


FIG. 14. - DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE MARCOS METALICOS.

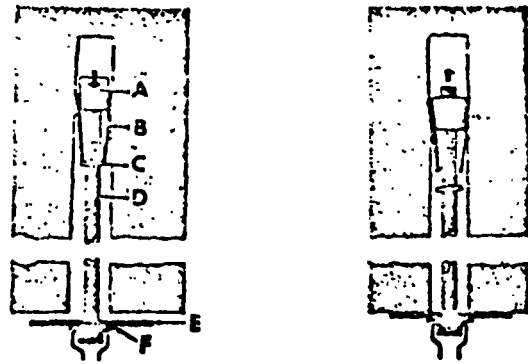


Perno de cuña y ranura.

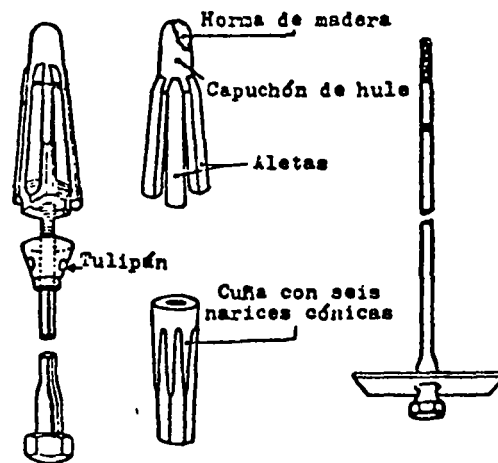


Variantes del dispositivo de cuña y ranura.

FIG. 15 . - ANCLAS CON DISPOSITIVO DE CUÑA Y RANURA.

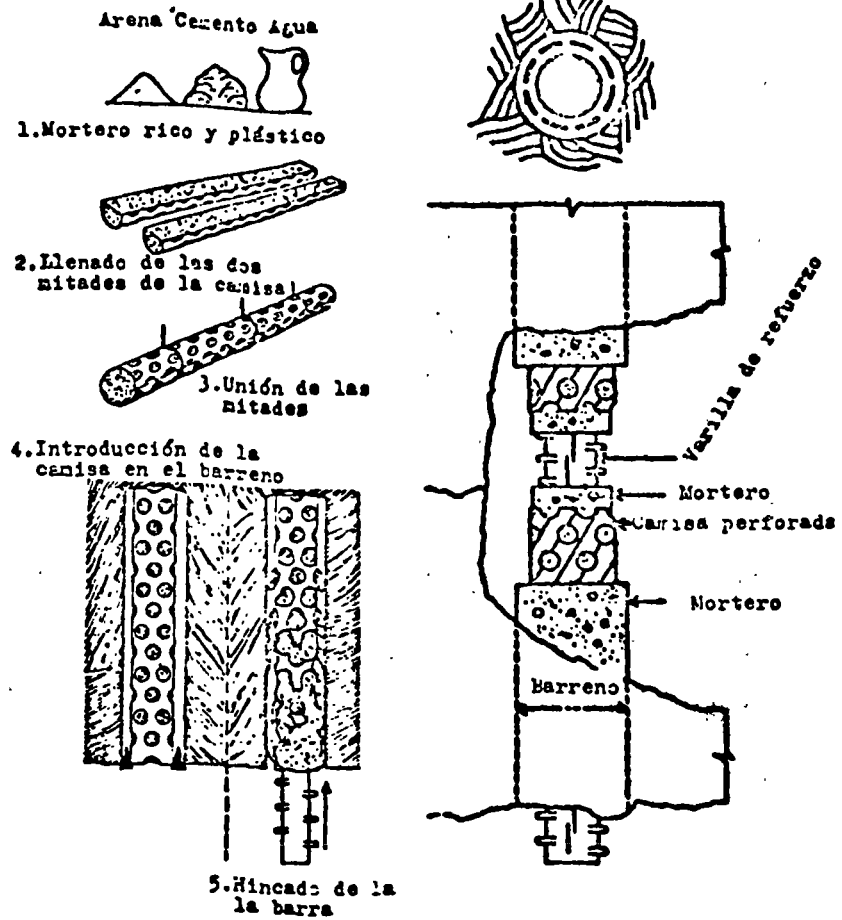


Perno de expansión.
 A) Cuña troncocónica B) Concha de expansión
 C) Soporte de la concha D) Barra E) Placa de apoyo F) Roldana.



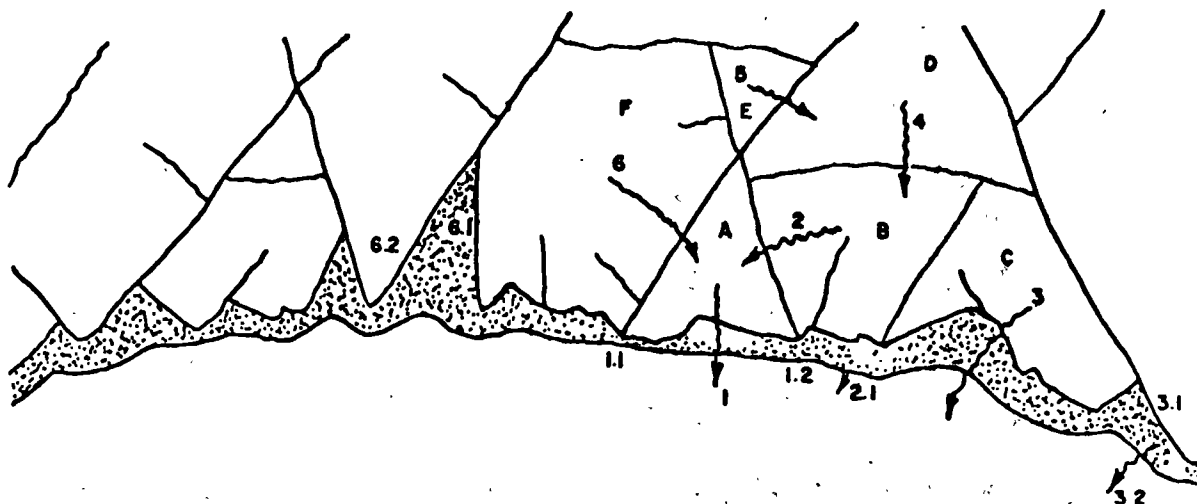
Perno anclail.

FIG. 16. - ANCLAS CON CONCHA DE EXPANSION.



Perno Perfo.

FIG. 17. - ANCLA DE FRICCIÓN.



- Paso No. 1. - El bloque A. cae por falla al cortante del concreto lanzado en 1.1 y 1.2.
2. - El bloque B gira hacia la izquierda y cae, fallando el concreto lanzado por tensión en 2.1.
3. - El bloque C gira hacia la izquierda y cae rompiendo la adherencia entre el concreto lanzado y la roca en 3.1.
4. - El bloque D cae seguido por el bloque E.
5. - El bloque F gira a la derecha y cae rompiendo la débil adherencia entre el concreto lanzado y la arcilla que se intemperizó a lo largo de la fractura en 6.1 y 6.2.

FIG. 18. - FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO

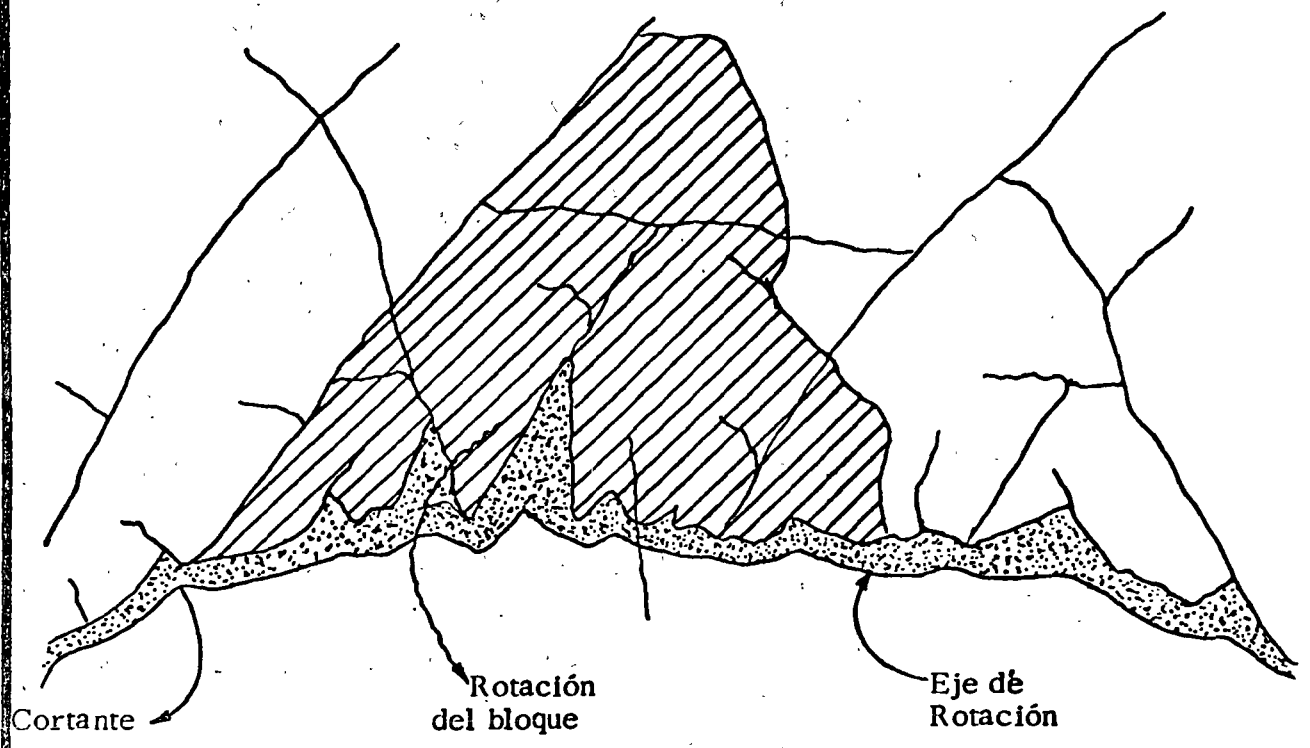


FIG.19. -FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES -
EN ROCA SOPORTADA CON CONCRETO LANZADO.

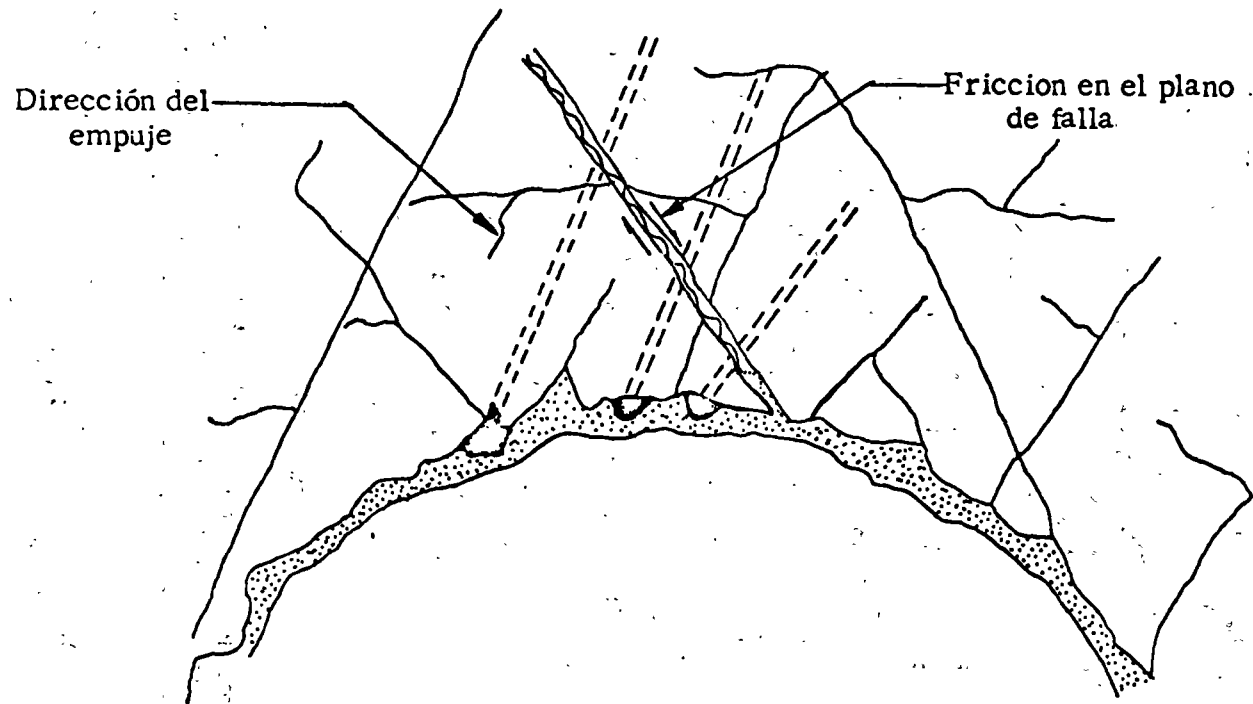
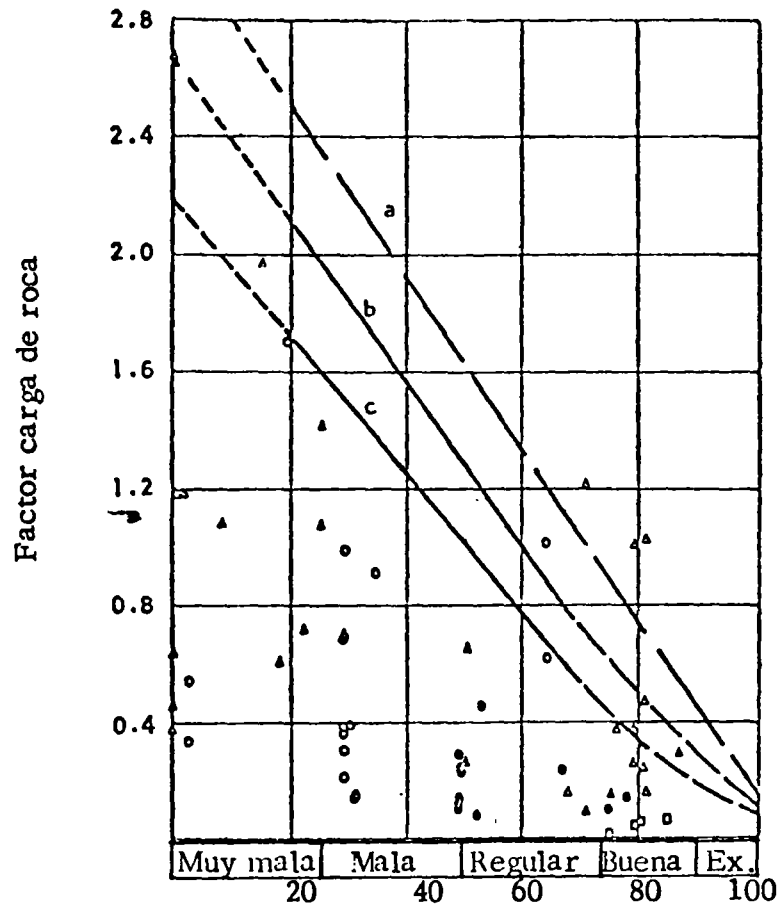


FIG. 20. - FALLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.



R. Q. D.

Ikeda, et al, 1966

Terrametrics, 1965

Terrametrics, 1965 a

Deere, 1969

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

FIG. 21. - RELACION ENTRE EL RQD Y LOS FACTORES DE CARGA DE ROCA.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

LA INSTRUMENTACION Y ESTUDIOS DE MECANICA DE ROCAS
COMO AYUDA PARA EL CONTROL Y DISEÑOS DE CONSTRUCCION
Y SEGURIDAD DEL TUNEL EMISOR CENTRAL

ING. ARTURO BELLO MALDONADO

AGOSTO, 1978.

GEOSISTEMAS, S. A.

LA INSTRUMENTACION Y ESTUDIOS DE MECANICA DE ROCAS COMO AYUDA
PARA EL CONTROL Y DISEÑOS DE CONSTRUCCION Y SEGURIDAD DEL TUNEL EMISOR CENTRAL

INTRODUCCION

- I.- CONCRETO LANZADO
- II.- MARCOS DE ADEME
- III.- SOPORTE PROVISIONAL CON DOVELAS DE CONCRETO
- IV.- ESTUDIOS DE MECANICA DE ROCAS
- V.- APARATOS DE MEDICION PROPUESTOS
- VI.- CONCLUSIONES

INTRODUCCION

El objeto del presente trabajo está encaminado a proponer la instrumentación y estudios de Mecánica de Rocas que pueden efectuarse durante la construcción del Túnel Emisor Central, con objeto de obtener un mayor control de comportamiento de los sistemas de soporte provisional que actualmente se están utilizando, de manera que se obtengan suficientes elementos de juicio para elaborar el diseño racional de los mismos.

Las experiencias obtenidas en la construcción de otros túneles en el mundo, han demostrado la necesidad de utilizar los estudios de Mecánica de Rocas y Geología como auxiliares para analizar tanto el estado de la roca, como el comportamiento que puede esperarse de la misma con anterioridad a la excavación del túnel, de manera que puedan establecerse criterios de diseño lo más aproximados posible con la realidad.

Es importante hacer notar que para desarrollar un buen programa de instrumentación se hace necesario establecer sistemas para la toma de lecturas y su Interpretación que sean lo más rápido y práctico posible, con objeto de permitir a la residencia de Túnel, S. A. tomar decisiones de construcción inmediatas de acuerdo a los comportamientos observados en el túnel, así como valorar los resultados de las modificaciones propuestas.

Resumiendo, el objeto de utilizar estaciones de instrumentación y estudios de Mecánica de Rocas cuyos datos sirvan para controlar y mejorar las condiciones de construcción y seguridad en el túnel, tienen los siguientes objetivos:

- 1.- Un conocimiento más completo por parte de TUSA de cuál es el comportamiento de la excavación en función de los procedimientos constructivos utilizados.
- 2.- Incrementar la seguridad de la excavación permitiéndole a TUSA tomar medidas convenientes para mantener dicha excavación en condiciones normales de estabilidad antes de colar el revestimiento definitivo.
- 3.- Aumentar la economía en el Túnel al determinar con anterioridad cual es el sistema de soporte provisional que resulta más adecuado para la excavación.
- 4.- Elaborar programas de construcción que sean aplicables en la excavación del túnel, en base a la experiencia obtenida en tramos donde las condiciones de la roca son semejantes.
- 5.- Demostrar a través de la instrumentación el alcance de las teorías utilizadas por el personal técnico de TUSA.

Las estaciones de medición propuestas en este informe son las que - consideramos más afines para delinear el comportamiento del Túnel Emisor Central sin embargo pueden sufrir los cambios que sean necesarios en función de los problemas encontrados durante la excavación del mismo.

En la primera parte de los Capítulos I, II y III, se presenta una relación de algunos problemas que pueden presentarse durante la construcción del túnel Emisor Central, al emplear los diferentes tipos de soporte provisional. En la segunda parte de estos capítulos se presentan algunas sugerencias sobre el tipo de estación de medición que pueden ayudar a analizar dichos problemas.

En el Capítulo IV, se presenta una relación de los estudios de Mecánica de Rocas tanto de campo como de Laboratorio, que pudieran efectuarse para determinar las propiedades mecánicas de la roca, con objeto de elaborar criterios preliminares de diseño.

En el Capítulo V, se presenta una descripción de algunos de los aparatos que se pueden utilizar en las estaciones de medición propuestas.

Finalmente en el Capítulo VI, aparecen las conclusiones de esta presentación, destacando los puntos que pudieran representar mayor interés para TUSA.

CONCRETO LANZADO

Durante la construcción del Emisor Central, uno de los medios que ha resultado más idóneo para cumplir con el programa de construcción fijado para esta obra, ha sido el utilizar como soporte provisional el concreto lanzado - apoyados en la tecnología de compañías suecas y canadienses con algunos años de experiencia en el uso de este sistema, sin embargo, durante la colocación del "shotcrete" se ha observado que los criterios seguidos por estas compañías para determinar el espesor adecuado de concreto, se basa principalmente en la experiencia y la justificación técnica del mismo, que no es lo suficientemente convincente para garantizar de antemano un comportamiento seguro y adecuado del sistema. Además de estas dudas, existen algunas otras como las que enumeramos en seguida:

- 1.- Durante la construcción del túnel Emisor Central se han atravesado o están por atravesarse diferentes tipos de roca en distintas - condiciones de carga y alterabilidad.

¿Puede definirse de antemano cuál es el espesor de concreto adecuado para cada uno de los tipos de roca antes mencionados?

- 2.- ¿Es posible aplicar una capa inicial de shotcrete que permita continuar con las operaciones de excavación del túnel, para que posteriormente se continúe su aplicación hasta llegar al espesor adecuado de diseño?

- 3.- ¿Cómo afecta al funcionamiento del shotcrete las condiciones de presión de agua encontradas durante la excavación del túnel?
- 4.- ¿En que proporción puede disminuirse el espesor del shotcrete si se utiliza combinado con otro sistema de soporte adicional, tal como anclas de perno para roca, mallas de alambre o marcos de ademe de sección ligera?
- 5.- ¿Cuánto tiempo puede permanecer una excavación sostenida por el shotcrete antes de colocar el revestimiento definitivo?
- 6.- ¿Cuánto es lo que debe permitírsele al sistema de "roca-shotcrete" deformarse para crear el efecto de arco en la excavación?
- 7.- ¿Cuál es el tipo de anclaje que resulta adecuado utilizar con el shotcrete en zonas donde la roca está prácticamente suelta o cuando la excavación atraviesa por zonas de relleno?
- 8.- ¿Cuál es el comportamiento del shotcrete aplicado en zonas irregularmente excavadas?

Estas y otras muchas preguntas que han surgido durante el empleo de este nuevo sistema son las que nos han llevado a pensar en utilizar las mediciones "in situ", con objeto de tratar de clarificar dichas dudas, al mismo tiempo que poder utilizar esta información en el futuro enfocada a acelerar los procedimientos constructivos.

En la Figura (1) se presenta la estación de instrumentación sugerida para utilizarse en las zonas del túnel que usan el shotcrete como revestimiento provisional. La idea principal de instrumentación en zonas de concreto lanzado, parte de establecer estaciones base de instrumentación como la propuesta en la Figura No. (1), corroborando el comportamiento del soporte provisional con el uso de estaciones de medición testigo (Ver Fig. (2)), cuya separación deberá ser seleccionada por el ingeniero encargado del programa de instrumentación y de manera que permitan correlacionar el comportamiento de la roca y el sistema de soporte provisional en toda su longitud.

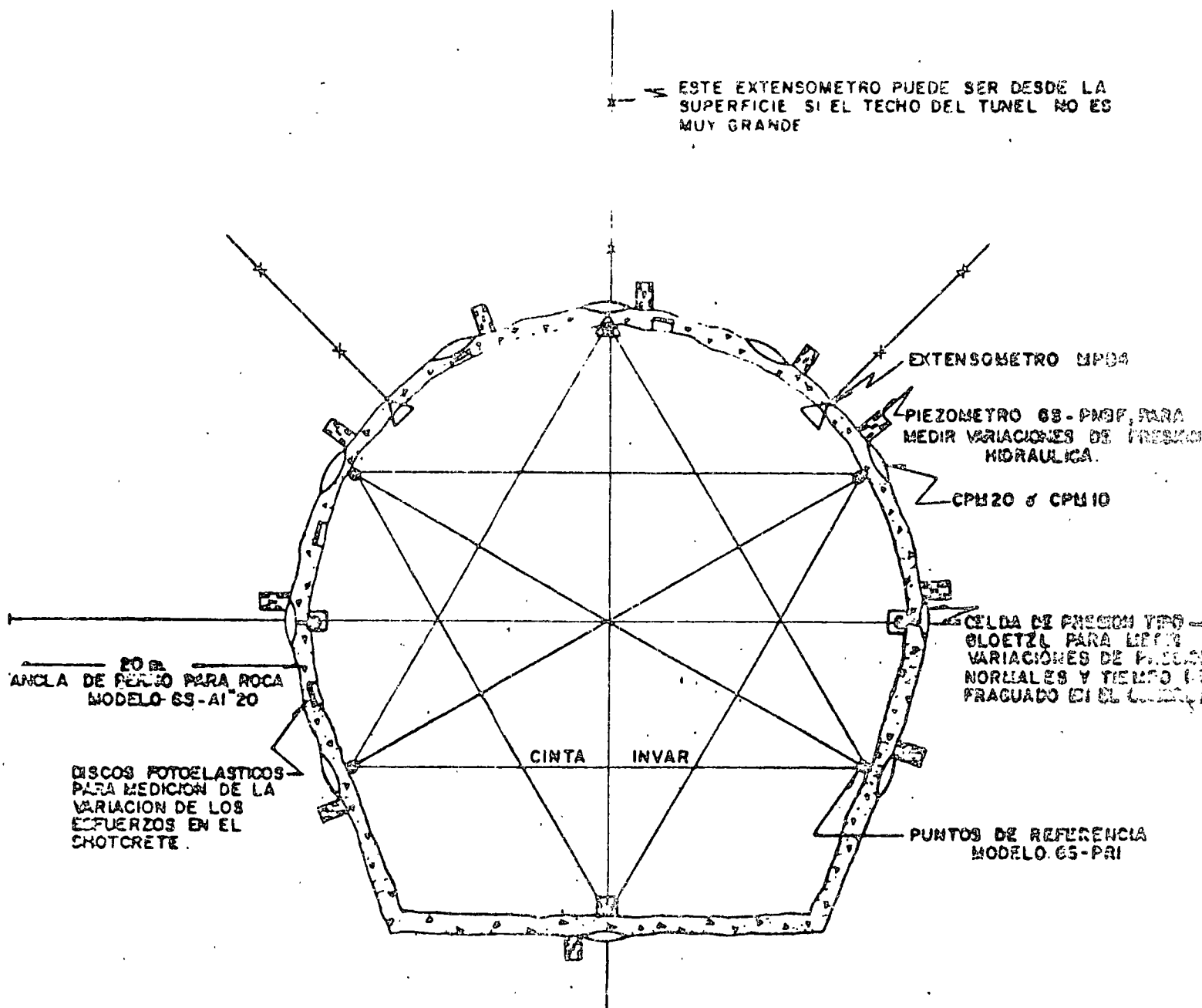
Sería deseable además que para que en el futuro se puedan elaborar criterios preliminares de diseño, se utilicen los estudios de mecánica de rocas necesarios que permitan correlacionar los resultados de campo con las pruebas de laboratorio.

Los objetivos principales de las estaciones de medición propuestas son los siguientes:

- 1.- Medición de la presión roca contra el shotcrete, elaborando la envolvente de presiones.
- 2.- Medición de la deformación sufrida por la roca por efectos de la excavación con objeto de definir cual es la zona de tensión.
- 3.- Analizar el comportamiento estructural del shotcrete, con objeto de definir los espesores adecuados, así como corregir los efectos de un mal lanzado del mismo.

- 4.- Estudiar el comportamiento de la sección formada por el shotcrete, con objeto de determinar cuales son las deformaciones internas provocadas por la roca circundante, relacionadas con puntos localizados fuera de la zona afectada por la excavación.
- 5.- Definir los valores de presión de agua actuando contra el shotcrete.
- 6.- Establecer el criterio de diseño que permita definir el espesor de concreto cuando la sección en que se está aplicando el shotcrete es irregular.
- 7.- Estudiar el comportamiento del shotcrete combinado con anclas de tensión o fricción.

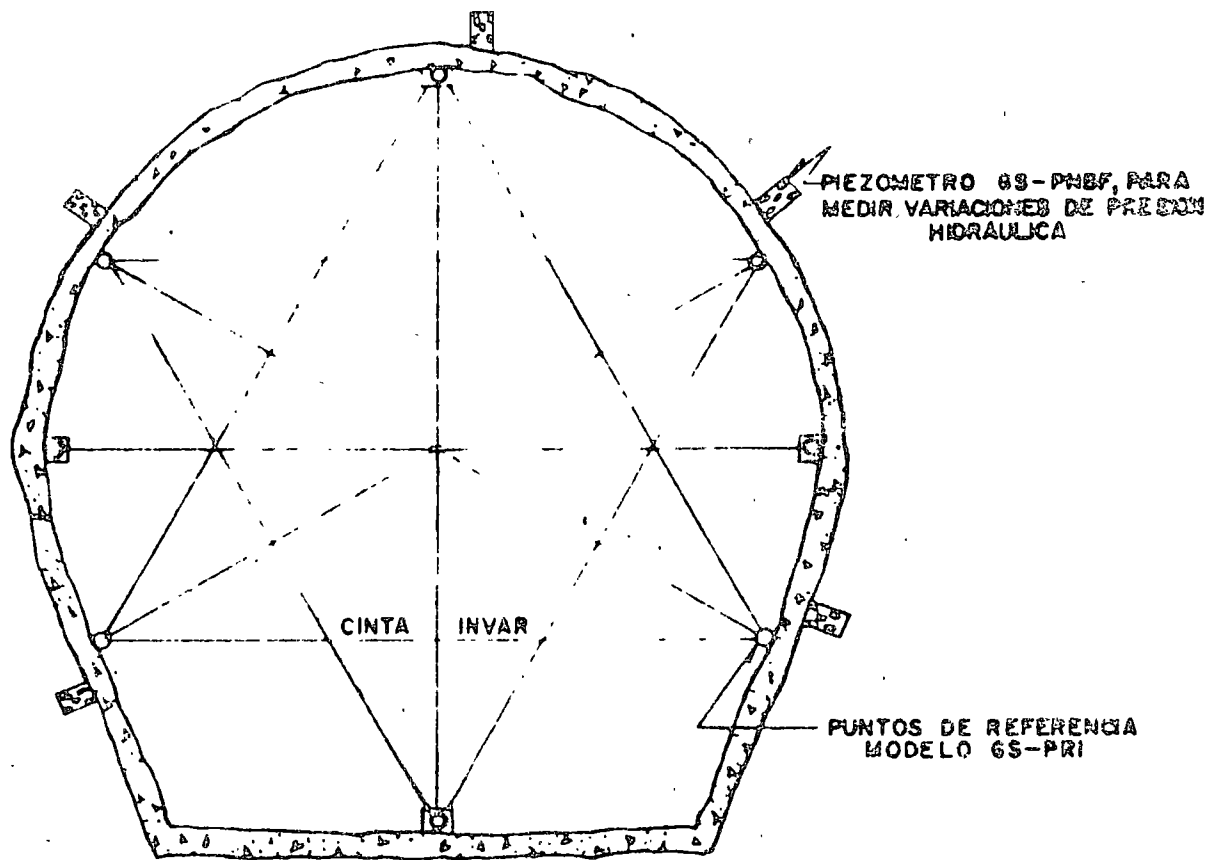
FIG 1.-ESTACION DE MEDICION PARA UTILIZARSE EN SHOTCRETE



RESUMEN DE APARATOS UTILIZADOS EN LA ESTACION

- 3 EXTENSOMETROS DE 8 PUNTOS GS - EEB
- 3 ANCLAS DE 20 MTS. DE LONGITUD GS - AI*20
- 3 CELDAS PARA ANCLAS GS - CPA10
- 15 CELDAS DE PRESION GS - CPM20
- 8 PIEZOMETROS GS - PN8F
- 10 CELDAS DE PRESION INTERNA GS - CPI
- 8 PUNTOS DE REFERENCIA CINTA INVARI
- 24 ANCLAS GS - AB2N
- 3 ANCLAS DE SALIDA GS - ACO
- 1 CAJA DE MEDICION
- 1 SELECTOR DE PUNTOS GS - 524
- 1 PUENTE DE MEDICION GS - PD

FIG 2.-ESTACION DE MEDICION PARA UTILIZARSE EN SHOTCRETE



RESUMEN DE APARATOS UTILIZADOS EN LA ESTACION

- 8 PIEZOMETROS GS-PNBF
- 8 PUNTOS DE REFERENCIA CINTA INVAR

MARCOS DE ADEME

En las zonas del túnel donde se utilizan los marcos de acero como sistema de soporte provisional, existen también multitud de dudas que se quisiera delinear de manera tal que se permita tanto un uso racional de los marcos, como efectuar las modificaciones necesarias para garantizar que dichos elementos trabajen en condiciones óptimas.

Las dudas principales que han surgido durante el uso de este sistema son las siguientes:

- 1.- ¿Cuál es la separación adecuada de los marcos dado que actualmente se están colocando apoyados en la experiencia de los ingenieros de frente?
- 2.- ¿Qué sección estructural resulta la adecuada para cada uno de los tipos de roca y problemas específicos? En virtud de que en algunos casos puede verse que resulta más práctico utilizar marcos de sección menor que por su peso puedan ser manejados más fácilmente que los marcos H-8 ó H-6, usados actualmente.
- 3.- ¿A que separación del frente pueden colocarse los marcos de manera que se garantice la estabilidad de la excavación?

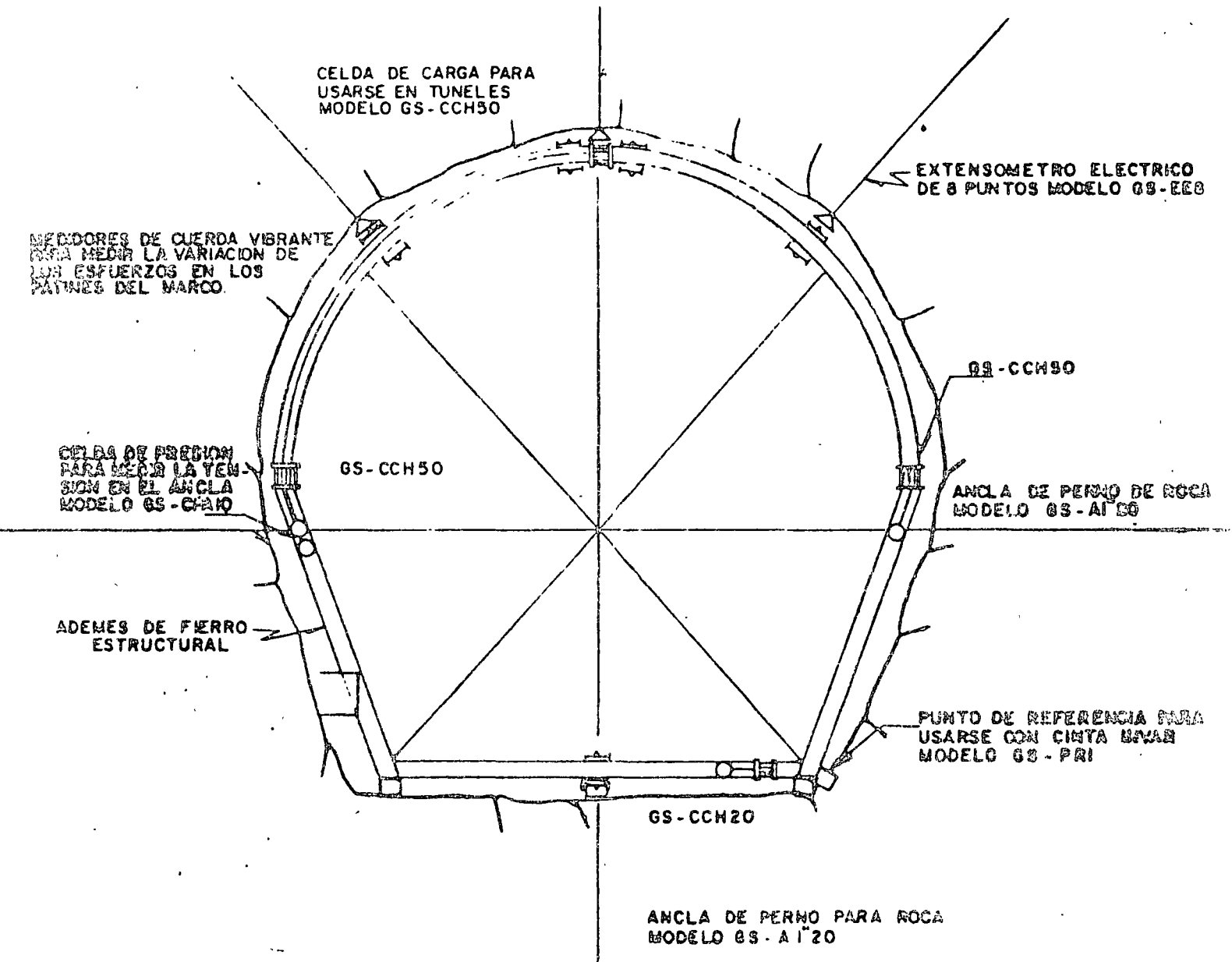
- 4.- ¿Puede combinarse este sistema de ademado con algunos otros de fácil colocación, tales como el shotcrete o las anclas para roca?
- 5.- ¿Cuál es el comportamiento estructural de estos elementos, cuando el soporte por efectos de la construcción se coloca primero a media sección y posteriormente al excavar el banco se colocan las patas del mismo.
- 6.- ¿Cuándo deberán colocarse otros elementos estructurales adicionales que garanticen la continuidad de la estructura como soporte provisional?
- 7.- ¿Es necesaria la colocación de rastras en las bases de los marcos utilizados como soporte provisional?

Estas y otras múltiples preguntas han surgido durante la construcción del túnel en las zonas donde se emplean los marcos de ademe como soporte provisional. La estación de medición propuesta para este tipo de problemas, puede verse en la Figura No. (3), la cual, como en el caso del "shotcrete", servirá como estación base de medición y permitirá correlacionarla con otras estaciones de medición testigos como la propuesta en la Figura No. (4), colocadas a la distancia que el ingeniero encargado del programa de instrumentación lo juzgue conveniente o las condiciones de la roca así lo requieran.

Los datos que pueden obtenerse con las estaciones de medición propuestas permitirán definir algunos criterios de construcción tales como:

- Separación adecuada de los marcos.
- Sección estructural recomendada.
- Tiempo mínimo en que deben ser colocados los marcos.
- Necesidad de colocar elementos estructurales adicionales.
- Efectividad de utilizar media sección como proceso constructivo o posibilidad de excavar a sección completa.
- Definir la zona de tensión actuante.
- Elaborar la envolvente de presiones.
- Tiempo que puede permanecer la excavación sin revestimiento.

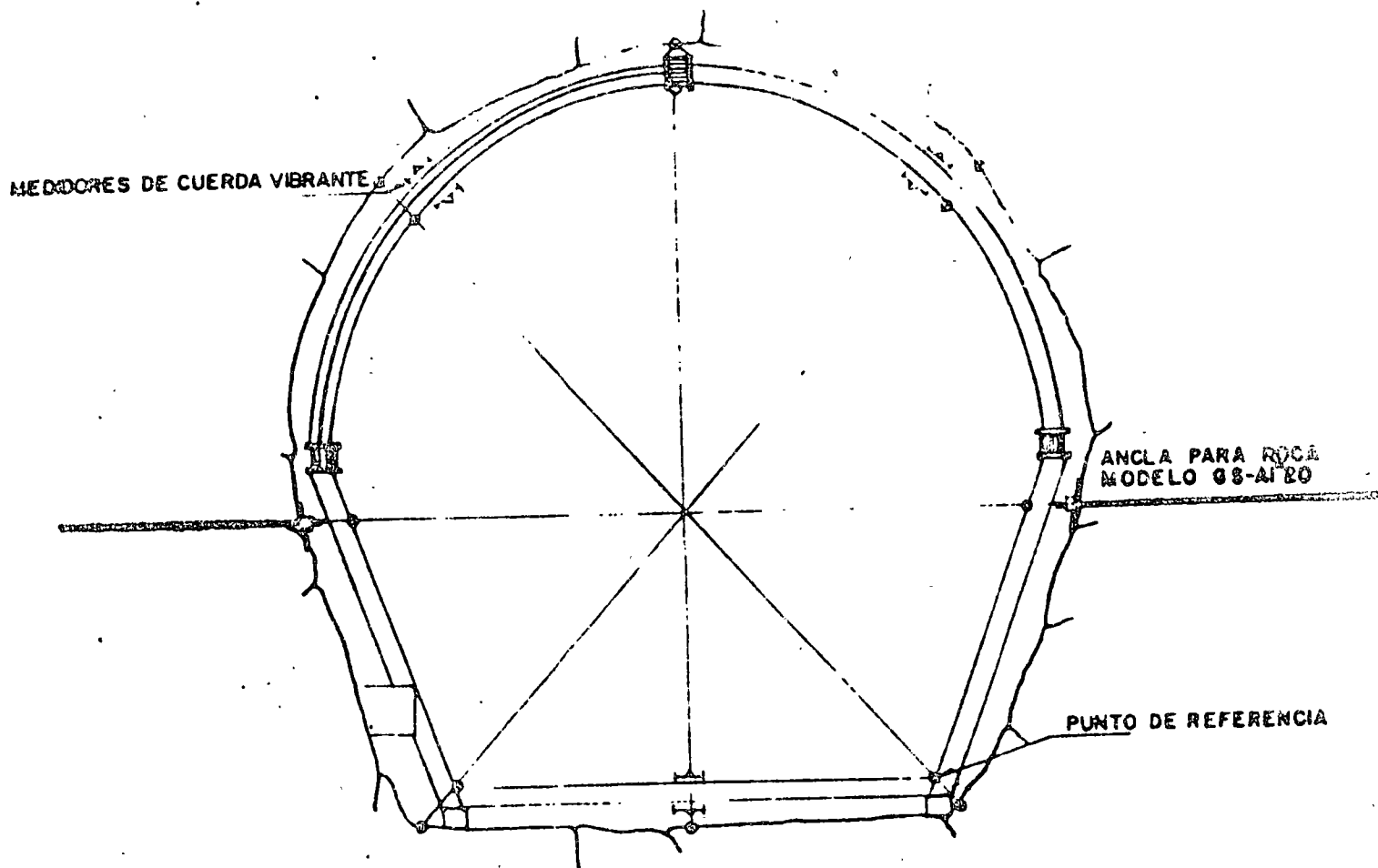
FIG 3-ESTACION BASE DE INSTRUMENTACION PARA USARSE EN LAS ZONAS DE REVESTIMIENTO PROVISIONAL A BASE DE MARCOS DE FIERRO



RESUMEN DE APARATOS UTILIZADOS EN LA ESTACION

- 6 CELDAS DE PRESION PARA TUNELES MODELO GS-CCH90
- 24 MEDIDORES DE CUERDA VIBRANTE GS-MCV
- 3 EXTENSOMETROS ELECTRICOS MODELO GS-EEB
- 6 PUNTOS DE REFERENCIA PARA CINTA INVAR GS-PRI
- 3 ANCLAS DE PERNO PARA ROCA MODELO GS-AI'20
- 3 CELDAS DE PRESION PARA MEDIR LAS VARIACIONES DE LA TENSION MODELO GS-GPA10
- 24 ANCLAS PARA ROCA O SUELO, MODELO GS-AS2N_x
- 3 ANCLAS DE SALIDA MODELO GS-ACUN_x
- 1 CAJA DE MEDICION
- 1 PUENTE DE LECTURAS GS-PD
- 1 PUENTE OSCILOSCOPICO DE LECTURAS GS-PCV

FIG 4.—ESTACION DE CORRELACION PARA USARSE
CON MARCOS DE FIERRO



6-

RESUMEN DE APARATOS UTILIZADOS EN LA ESTACION:

- 6 MEDIDORES DE CUERDA VIBRANTE GS-MCV
- 16 PUNTOS DE REFERENCIA PARA CINTA INVARI GS-PRI
- 2 ANCLAS PARA ROCA GS-A1"20

SOPORTE PROVISIONAL CON DOVELAS DE CONCRETO

En los interceptores Oriente y Poniente, se está utilizando y se planea realizar la excavación con escudo y soporte provisional con dovelas de concreto.

Este sistema que se basa en la colocación de un elemento estructural continuo capaz de soportar los efectos de la excavación, presenta durante su construcción multitud de problemas entre los cuales cabe destacar los siguientes:

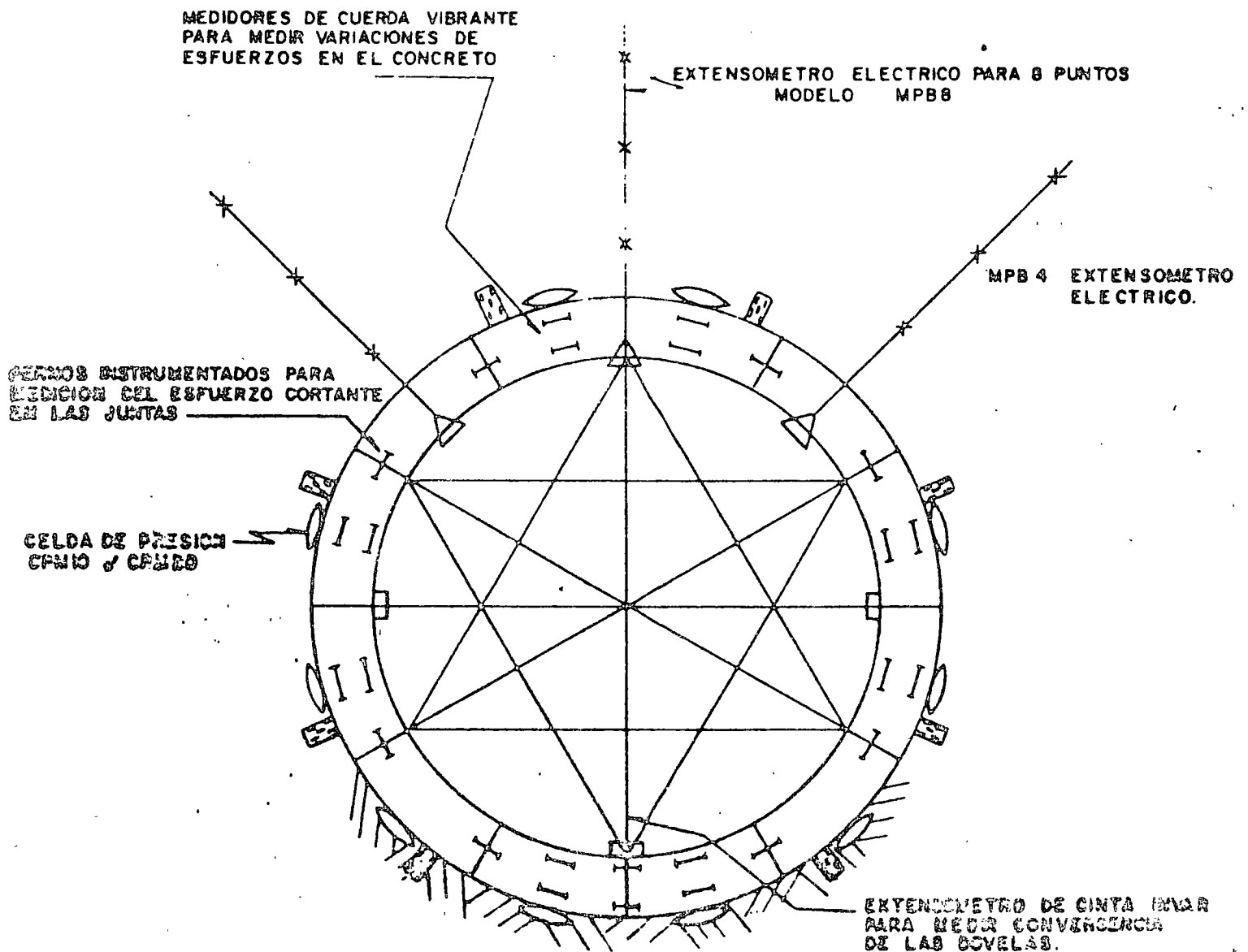
- 1.- ¿Cuáles son los valores de presión actuante del terreno contra las dovelas?
- 2.- ¿Qué deformación permiten las dovelas a la excavación?
- 3.- ¿Cuáles son los valores de esfuerzo cortante actuando en las juntas de dovelas?
- 4.- ¿Cuál es la respuesta estructural como conjunto del revestimiento de dovelas? Realmente se construyen como elemento continuo de refuerzo?
- 5.- ¿Cuánto tiempo pueden permanecer las dovelas sin efectuar la inyección de contacto que permita asegurar una presión uniforme en toda la estructura?
- 6.- ¿Cómo afecta al comportamiento estructural de un anillo a base de dovelas el cambiar la dirección de apoyo en las articulaciones del mismo?

7.- ¿Qué presión debe aplicarse a las dovelas de manera que se ga
rantee su apoyo contra el terreno sin efectuar las condiciones
estructurales del mismo?

En la Figura No. (5) se propone una estación de instrumentación en
focada a responder algunas de las preguntas antes mencionadas. Así mismo, en la
Figura No. (6) se presenta la estación de medición que servirá para correlacionar
al comportamiento de este sistema en diferentes longitudes tomando como base la
estación de la Figura (5).

Los resultados que se obtengan con esta instrumentación permitirán
valuar de una manera aproximada al comportamiento de este sistema, así como
también sugerir las modificaciones que resulten adecuadas para lograr un mejor
aprovechamiento del escudo.

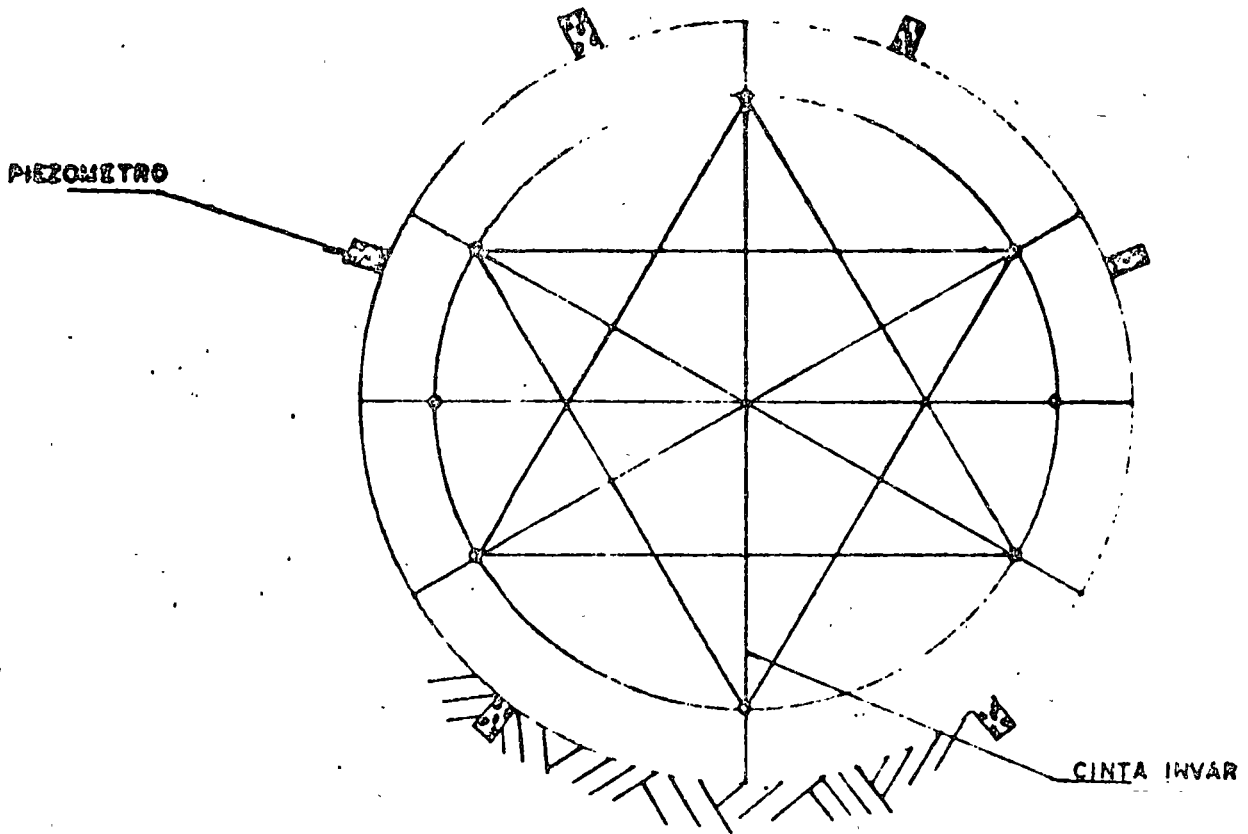
FIG. 5-ESTACION BASE DE INSTRUMENTACION PARA USARSE EN LAS ZONAS DE REVESTIMIENTO PROVISIONAL A BASE DE DOVELAS DE CONCRETO.



RESUMEN DE APARATOS UTILIZADOS EN LA ESTACION:

- 3 EXTENSOMETROS DE 8 PUNTOS GS - EE8
- 3 ANCLAS DE 20 MTS. DE LONGITUD GS - AI"20
- 3 CELDAS PARA ANCLAS GS - CPA10
- 10 CELDAS DE PRESION GS - CPM20
- 8 PIEZOMETROS GS - PHBF
- 10 CELDAS DE PRESION INTERNA GS - CPI
- 8 PUNTOS DE REFERENCIA CINTA INVAR
- 24 ANCLAS GS - AB2Nx
- 3 ANCLAS DE SALIDA GS - ACO
- 1 CAJA DE MEDICION
- 1 SELECTOR DE PUNTOS GS - 524
- 1 PUENTE DE MEDICION GS - PD
- 24 MEDIDORES DE CUERDA VIBRANTE GS - MCV.

FIG 6.—ESTACION DE CORRELACION PARA DOVELAS DE CONCRETO



RESUMEN DE APARATOS UTILIZADOS EN LA ESTACION

- 6** PIEZOMETROS GS-PNBF
- 6** PUNTOS DE REFERENCIA CINTA INVAR

APARATOS DE MEDICION PROPUESTOS

A continuación haremos una breve descripción de los aparatos que proponemos para las Estaciones de Medición, con objeto de clarificar las especificaciones que deben de cumplir.

EXTENSOMETROS ELECTRICOS MODELO GS-EE8

Los Extensómetros Eléctricos o Mecánicos son aparatos que permiten determinar con una aproximación de $\pm .001$ " cual es la deformación relativa de diferentes puntos colocados a lo largo de un barreno, en relación con un punto situado fuera de la zona afectada por la excavación, permitiendo determinar por tanto cual es la aceleración o desaceleración de la masa de roca hacia la excavación, así como definir la zona de tensión en el túnel que está afectando al revestimiento provisional definitivo.

Para definir la profundidad a la cual debe quedar colocado el punto fijo de referencia se utiliza el criterio de Terzaghi que establece un mínimo a tres veces el diámetro del túnel como zona no afectada por la excavación.

CELDAS DE PRESION HIDRAULICA MODELO GS-CPM20

Las Celdas de Presión Hidráulica están formadas por un diafragma hidráulico de 10, 20 o 40 cms. de diámetro, contra el cual actúa la presión. Este diafragma se encuentra conectado a un piezómetro neumático donde se registran

las variaciones de presión.

Junto con estas celdas y para poder determinar los valores de presión hidrostática se propone colocar piezómetros neumáticos modelo GS-PNBF que permitan la presión del agua con aproximaciones de 0.05 K/cm^2 .

Todas las mediciones de estos aparatos se efectúan usando el medidor modelo GS-MP que incluye 2 manómetros y un tanque recargable de aire a presión con válvula micrométrica de salida.

CELDAS PARA MEDIR PRESIONES INTERNAS MODELO GS-CPI

Las Celdas para medir variaciones de presión en shotcrete son elementos de concreto con las mismas características de resistencia. Estos elementos se instrumentan con extensómetros eléctricos (strain gages) y se calibran previamente en el laboratorio. El objeto de utilizar elementos de concreto con las mismas características de resistencia que el shotcrete es tratar de evitar en lo posible la creación de esfuerzos residuales alrededor del aparato, que nos indiquen presiones diferentes a las que queremos medir.

PUNTOS DE REFERENCIA PARA MEDIR VARIACIONES DEL DIAMETRO

Estos puntos están contenidos en una caja que se ancla en forma adecuada, tanto a los marcos de ademe como a la roca, permitiendo el paso de una cinta Invar sobre una polea fija, la cual lleva sobrepuesto un vernier, lo que da como resultado una mayor precisión en las lecturas (0.1 mm). Estos puntos se co-

locarán distribuidos simétricamente en cada marco y en la roca, correlacionando sus lecturas con una ancla de 16 m de longitud (Punto fijo) colocada en la base de los marcos.

ANCLAS DE TENSION Y CELDAS DE CARGA MODELO GS-CPA10

Las Anclas de Tensión modelo GS-A 1"20 propuestas en las Estaciones Base de Medición servirán para determinar el comportamiento de las paredes del túnel así como la posible existencia de movimientos en el fondo de la excavación, además permitirán analizar el comportamiento de la sección en relación a puntos situados fuera de la zona afectada por la excavación. Cada una de las anclas tendrá colocada una celda de presión modelo GS-CPA10 que permitirá determinar con aproximaciones de 50 Kg. la variación de la tensión en las anclas.

MEDIDORES DE CUERDA VIBRANTE MODELO GS-MCV

Estos elementos que se colocan en la superficie exterior de los marcos de acero sirven para determinar las variaciones de deformación unitaria en los patines del marco y están formadas por una cuerda de alambre tensada, a la cual se le envía un impulso eléctrico controlado que le produce un modo de vibración. El alejamiento o acercamiento de los extremos en los cuales está empotrada esta cuerda vibrante hacen cambiar el modo de vibración y utilizando un puente osciloscópico se puede determinar los valores de variación de esta vibración y por lo tanto la deformación sufrida por el elemento.

Estos elementos permiten determinar deformaciones unitarias del orden de una micra/cm de longitud, con lo cual se puede determinar la variación de los esfuerzos en los marcos con bastante aproximación, la ventaja de estos elementos es la de no ser afectados por la temperatura ni la humedad; además de estos elementos diseñados para utilizarse en superficies de acero, existen otros modelos de cuerdas vibrantes que pueden usarse embebidos en concreto, estos elementos se emplean en las dovelas de concreto, revestimiento, columnas, etc.

CELDA DE CARGA MODELO GS-CCH50

Las Celdas de Carga Modelo GS-CCH50, con capacidad hasta de 50 Ton. se colocarán en las articulaciones de los marcos de acero permitiendo determinar el comportamiento de dichos soportes. Cada una de las celdas está protegida totalmente contra los efectos de las explosiones de dinamita, por lo que pueden quedar colocadas en el juego de marcos próximos al frente de ataque. Las celdas son previamente calibradas y las variaciones de la presión se detectan en manómetros.

ESTACIONES DE CORRELACION

Las Estaciones de Correlación consideran la utilización de cualquiera de los aparatos propuestos para la Estación Base, de manera que con los datos obtenidos en cualquiera de estos elementos podamos comparar su comportamiento y por tanto el de diferentes secciones del túnel que utilicen el mismo tipo de soporte provisional.

En estas estaciones de correlación se podrán utilizar indistintamente las Celdas de Presión Interna, los Extensómetros de Cinta Invar, los Medidores de Cuerda Vibrante, etc, ya que su colocación puede hacerse rápidamente y no interfiere en los procedimientos de excavación del Túnel.

SISTEMA DE MARCOS DE ADEME

<u>Estación</u>	<u>Localización Kilometraje General</u>	<u>Soporte Provisional Empleado</u>	<u>Objetivos de la Estación</u>	<u>Formación Geológica</u>	<u>Datos que se obtendrán</u>
Emisor Central					
EAA5-EC4-3	7 + 500	Marcos de hierro estructural.	Analizar el comportamiento de los ademes en zonas de Andesita.	Andesita gris.	1.- Envolvente de presiones. 2.- Aceleración o desaceleración de la roca hacia la excavación.
EAA6-EC5-4	10 + 700	"	"	"	3.- Incrementos y tiempo de estabilización de las cargas en los marcos
EAA7-EC7-6	15 + 000	"	Analizar el comportamiento de los ademes en zonas de Formación Tarango.	Formación Tarango.	4.- Comportamiento estructural del ademe. 5.- Definición de la zona de tensión.
EAA6-EC6-5	12 + 500	"	"	"	6.- Efectos de la velocidad de excavación en el comportamiento de la roca.
EAA10-EC10-9	23 + 200	"	Analizar el comportamiento de los ademes en zonas de Riolita.	Riolita.	7.- Determinación de las propiedades índice y mecánicas de los materiales en la zona de estación.
EAA12-EC12-11	27 + 800	"	"	"	8.- Análisis estructural del macizo rocoso.
EAA13-EC13-12	32 + 000	"	Analizar el comportamiento de los ademes en Basalto Vesicular.	Basalto Vesicular.	9.- Determinación de las presiones de agua.
EAA14-EC14-13	33 + 300	"	"	"	
EAA14-EC16-15	38 + 100	"	Analizar el comportamiento de los ademes en Andesita Basáltica muy lajeada.	Andesita Basáltica.	
EAA16-EC11-10	26 + 500	"	"	"	
EAA2-EC4-3	7 + 320	"	Análisis del comportamiento de los marcos de ademe en la zona de falla.	Brecha	
EAA3-EC4-3	8 + 000	"	"	"	

SISTEMA DE CONCRETO LANZADO

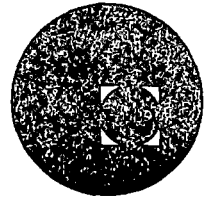
<u>Estación</u>	<u>Localización Kilometraje General</u>	<u>Soporte Provisional Empleado</u>	<u>Objetivos de la Instalación</u>	<u>Formación Geológica</u>	<u>Datos que se obtendrán</u>
EAA17-EC6-5	14 + 000	Shotcrete	Analizar el comportamiento del concreto lanzado en formación Tarango.	Formación Tarango.	1.- Envolvente de presiones. 2.- Incrementos y estabilización de las cargas actuantes. 3.- Definición de la zona de tensión. 4.- Determinación de la presión hidráulica. 5.- Análisis del comportamiento estructural del shotcrete. 6.- Revisión del comportamiento del sistema si se colocan anclas. 7.- Variaciones en la sección del túnel. 8.- Incremento de presión y tiempo de estabilización de las cargas. 9.- Determinación de las propiedades índice y mecánicas de la roca en estudio.
EAA18-EC6-5	13 + 000	"	"	"	
EAA19-EC4-3	8 + 300	"	Analizar el concreto lanzado en Tepetate estratificado.	Tepetate estratificado.	
EAA21-EC15-14	35 + 500	"	Analizar el comportamiento del shotcrete en conglomerado	Conglomerado Fluvial	
EAA22-EC14-13	34 + 700	"	"	"	
EAA24-EC19-18	44 + 100	"	Analizar el comportamiento del shotcrete en Areniscas y arcillas.	Areniscas Arcillosas	
EAA25-EC13-12	32 + 300	"	Analizar el comportamiento del shotcrete en Basalto Vesicular.	Basalto Vesicular.	
EAA26-EC14-13	33 + 800	"	"	"	

PROPOSICION DE LOCALIZACION DE ESTACIONES
SISTEMA DE DOVELAS Y ESCUDO

<u>Estación</u>	<u>Localización Kilometraje General</u>	<u>Soporte Provisional Empleado</u>	<u>Objetivos de la Estación</u>	<u>Formación Geológica</u>	<u>Datos que se obtendrán</u>
Interceptor Oriente					
EAA1-1010-11	6 + 300	Dovelas de Concre <u>to</u> .	Analizar el comporta- miento de las dovelas en la zona lacustre y estudiar la estabilidad de la excavación.	Arcilla con ca- pas lenticulares de arena y gra- va.	1.- Envoltente de presión de suelo. 2.- Variaciones del diámetro interno. 3.- Incremento y estabilidad de la presión de suelo actuando contra el revestimiento.
EAA2-100-13	1 + 000	"	"	"	4.- Aceleración o desaceleración del suelo hacia la excavación. 5.- Variaciones del esfuerzo cortan- te entre las juntas de dovelas.
Interceptor Central					6.- Variaciones de la presión de agua. 7.- Determinación de las propiedades mecánicas e Índice de los mate- riales excavados.
Dos Estaciones		"	"	"	8.- Variación de los esfuerzos inter- nos de las dovelas. 9.- Análisis del comportamiento es- tructural del revestimiento de dovelas. 10.- Análisis de las condiciones de estabilidad de la excavación.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

DISEÑO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO
DE CONCRETO EN EL SISTEMA DE DRENA
JE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL

ING. GUILLERMO BOTAS ESPINOSA

AGOSTO, 1978.

DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO DE CONCRETO EN EL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL

Guillermo Botas Espinosa *

Sinopsis

En el presente trabajo, se describen los lineamientos de cálculo y el programa de instrumentación enfocados a la investigación de los parámetros para diseño del revestimiento de concreto en el emisor central.

Se expone en forma condensada la geología y estratigrafía de las formaciones por las que cruzó el túnel, lo cual sirvió de base para realizar el programa de instrumentación y pruebas in situ.

El programa de instrumentación básicamente abarcó los siguientes aspectos:

- a) Medición de cargas en el terreno y en los elementos de ademe del túnel
- b) Medición de desplazamientos en el terreno alrededor de la excavación

Una vez conocidos los parámetros del suelo que intervienen en las fórmulas de diseño, y en base a los lineamientos de cálculo se procedió a diseñar el revestimiento de concreto.

* DIRAC, S.C.

INDICE

1. INTRODUCCION
2. GEOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA
3. PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DE LAS FORMACIONES
4. LINEAMIENTOS DE CALCULO
5. INSTRUMENTACION
6. DISEÑO ESTRUCTURAL

1. INTRODUCCION

El Sistema de Drenaje Profundo consta principalmente de un túnel emisor y dos túneles interceptores con 68 km de largo en total, a través de los cuales se cruzó una gran variedad de rocas y estructuras geológicas.

El emisor central mide 50 km de largo, está ubicado entre Tenayuca, Estado de México, y El Salto, Estado de Hidalgo; cruzando en su trayecto por Barrientos, Tepotzotlán y Coyotepec. Se excavó en sección de herradura con una dimensión máxima de 8m, el revestimiento definitivo dejó un tubo de 6.5m de diámetro.

Los interceptores se localizan dentro del área urbana de la Ciudad de México. El Interceptor Oriente está ubicado desde el Gran Canal hasta Tenayuca, pasando bajo los cerros de Guerrero y El Chiquihuite. El Interceptor Central se localiza desde el monumento a La Raza en la Avenida Insurgentes, hasta Tenayuca, pasando por la Avenida de Los Cien Metros. Ambos interceptores se excavaron en una sección de aproximadamente 6.5m de diámetro. El Interceptor Central se excavó por medio de un escudo circular y el Interceptor Oriente con sección de herradura. El revestimiento definitivo de ambos interceptores dejó una sección circular de 5m de diámetro.

El volumen de concreto empleado en el revestimiento definitivo del Sistema fue de 1'400,000 m³, utilizando para su fabricación 540,000 toneladas de cemento tipo V y 2'500,000 toneladas de agregados.

El concreto del revestimiento definitivo se dosificó para obtener resistencias a la compresión que variaran entre 220 y 320 kg/cm², siendo la resistencia media de 270 kg/cm²; la sección revestida presentaba espesores mínimos del orden de 45cm, excepto en zonas locales en donde fue necesario ajustar el espesor de diseño; y en los tramos excavados utilizando escudo y dovelas, en los que el espesor del revestimiento se redujo a 25cm.

El tamaño máximo del agregado estuvo condicionado por los espesores más pequeños, así como por el transporte del concreto, para lo cual se emplearon bombas de pistón o neumáticas y tubería

rígida de 15.2cm de diámetro interior; dicho tamaño se limitó a 38mm.

El revenimiento empleado en las mezclas varió dependiendo de la altura de caída en la lumbrera, distancias de acarreo en superficie y en túnel, y espesores de revestimiento; el revenimiento medido en la planta de concreto se especificó de: 14 ± 2 cm; ocasionalmente fue necesario diseñar mezclas con revenimientos hasta de 18cm.

Los agregados que se emplearon en el revestimiento, procedieron de bancos de roca sana para el caso de la grava, y de bancos de arena natural para la arena; en ambos casos se emplearon agregados procedentes de rocas ígneas, principalmente andesitas. La escasez de los bancos de arena obligó a transportarla de distancias considerables.

El diseño del revestimiento del concreto definitivo se llevó a cabo tratando de establecer los criterios de cálculo basados en toda la información disponible, tanto en la literatura, como en la experiencia propia obtenida durante la excavación de los túneles; en esta forma se propusieron hipótesis iniciales, las que posteriormente se ratificaron mediante mediciones insitu. La geología y la descripción detallada de cada una de las formaciones por las que el túnel cruzó, sirvieron de base para efectuar el diseño del revestimiento en cada uno de los tramos del túnel.

2. GEOLOGIA EN EL EMISOR CENTRAL

Una vez terminada la investigación de las formaciones por las que el túnel atravesaría, fue posible concluir que éste podría dividirse en seis diferentes tramos según las características geológicas de las formaciones, confirmándose así con precisión lo vaticinado por las exploraciones iniciales. Estos tramos son:

- a) Depósitos lacustres del Valle de México
 - b) Sierra de Guadalupe
 - c) Formación Tarango
 - d) Sierra de Tepotzotlán
 - e) Sierra del Sincoque
 - f) Arcillas Nochistongo
- a) Depósitos lacustres y aluviales del Cuaternario Superior; arcillas, limos y arenas típicos del Valle de México.
- b) Tramo Sierra de Guadalupe (lumbreras 0 a 4). En este tramo, se atraviesan primero las series volcánicas del Cerro de Santa Isabel y Guerrero, pertenecientes al Mioceno Medio (volcanes estratificados). Enseguida la serie volcánica de la Sierra de Guadalupe, correspondiente al Grupo de las Sierras Menores del Mioceno Superior (domos). Después la serie volcánica de Barrientos del Mioceno Medio a Superior (volcanes estratificados). Por último, serie volcánica de la Sierra de Guadalupe (domos).

Las rocas de los domos del Mioceno Superior consisten de dacitas sanas poco fracturadas. Los problemas de filtraciones de agua en este tramo fueron pequeños (5 lts/seg/100m de túnel).

Solamente en el complejo de Barrientos, constituido por una fosa en un volcán Miocénico estratificado (entre las lumbreras 2 y 3) se registraron algunos caídos y mayores aportaciones de agua. El problema de la lumbrera 3 causado por una gran falla geológica, constituyó un retraso en la excavación del túnel.

- c) Formación Tarango (lumbreras 5 a 8). Representa los abanicos volcánicos derivados de la Sierra de Monte Alto, perteneciente al grupo de las Sierras Mayores del Mio-Plioceno. Esta formación está compuesta por lahares, tobas, suelos, y escasos depósitos fluviales. Las filtraciones eran por lo general bajas, sumando unos 7 a 10 lts/seg en 100m. En ciertos tramos era necesario colocar marcos con retaque de madera para mantener estable la excavación del túnel. Los caídos eran un poco más frecuentes en esta formación que en las lavas de la Sierra de Guadalupe. De la lumbrera 5 en adelante, se agudizó el problema por caídos y exceso de agua, habiéndose bombeado a través de la lumbrera hasta 400 lts/seg.
- d) Tramo Sierra de Tepetzotlán (lumbreras 8 a 14). En este tramo se atraviesa la serie volcánica de Nochistongo del Mioceno Superior (tobas rosas al Sur de Tepetzotlán) y la serie volcánica de Huehuetoca del Oligo-Mioceno (forma las bases de la Sierra de Tepetzotlán; lavas, ignimbritas, conglomerados).
- Una secuencia de tobas, arenas, ignimbritas, lavas y conglomerados, formaban un conjunto formacional intensamente fracturado, abundando las fallas dirigidas al NE; se trata aquí de los depósitos pertenecientes al Oligoceno Medio y Mioceno Inferior, que constituyen el basamento fracturado de la Cuenca. Los volúmenes de agua infiltrados eran extraordinarios, de 40 a 100 lts/seg/100m y a veces más; llegándose a extraer por cada lumbrera hasta 1200 lts/seg. Con el tiempo, además se presentaron caídos en el frente.
- e) Tramo Sierra del Sincoque (lumbreras 14 a 18). Las formaciones se encuentran con contenidos litológicos variados (lavas, tobas, brechas, conglomerados) estaban intensamente fracturadas. Se presentaron eventuales caídos y filtraciones de 60 a 80 lts/seg/100m de túnel. Por las lumbreras se llegó a bombear volúmenes de 1200 y 900 lts/seg.
- f) Tramo Arcillas Nochistongo (lumbrera 18 al Portal de Salida). El túnel atravesó en este tramo la serie volcánica Nochistongo del Mioceno Superior, arcillas bentoníticas endurecidas probablemente lacustres.

3. PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS FORMACIONES

a) INTERCEPTOR CENTRAL

El Interceptor Central fue excavado dentro de los depósitos de origen lacustre que forman el subsuelo en la zona urbana de la Ciudad de México. El trazo intersecta la llamada zona de transición del subsuelo de la Ciudad, constituida por depósitos de arcilla compresible cuyo espesor del orden de 15m disminuye a medida que el túnel se aproxima hacia el Norte (Tenayuca); en tal forma, que en la lumbrera 0 prácticamente desaparecen.

Entre la lumbrera 9 y la lumbrera 11 predominan depósitos de arcilla y limos arcillosos hasta 30m de profundidad, en tanto que entre la lumbrera 11 y la lumbrera 0 predominan los depósitos de arena y limo. En todo el tramo se encuentra una capa superficial endurecida de rellenos, limos y arcillas cementados.

Entre las lumbreras 11 y 13 se encuentran depósitos de limo con lentes de arena y gravillas prácticamente sin cohesión; las lentes tienen presión hidrostática y durante la excavación del túnel dieron lugar a inestabilidad del frente de la propia excavación. Estos depósitos fueron cruzados por el túnel en los cadenamientos 3+690 y 3+600.

Las capas del subsuelo en general, presentan un buzamiento hacia el Sur con muy pequeña pendiente (0.005). Entre la lumbrera 13 y la lumbrera 0, la pendiente aumenta considerablemente hasta 0.015.

Fue posible detectar la presencia de un depósito de arcilla consolidada y compacta localizada entre 33 y 37m de profundidad en la lumbrera 9, y entre 23 y 25m de

profundidad en la lumbrera 11, de donde continúa prácticamente horizontal hasta la lumbrera 13. Este depósito aparentemente se formó en un ambiente seco y no lacustre; a ello se debe su diferencia en resistencia respecto a los depósitos de arcilla encontrados a otras elevaciones. En las figuras 1 a 4, se han dibujado los perfiles estratigráficos a lo largo del Interceptor Central entre lumbreras 9 y 0.

El depósito superficial de 4m de espesor en promedio, consiste en limos arenosos con bajo contenido de agua (50%) y resistencia a la penetración estándar del orden de 20 golpes. La primera formación arcillosa se presenta a lo largo del Interceptor Central, con un contenido de agua natural del orden de 300% y resistencias a la compresión simple del orden de 5 ton/m². Los depósitos inferiores de arenas limosas presentan contenidos de agua menores del 50%, en tanto que las capas de arcilla tienen contenidos de agua entre 100 y 200%. La resistencia a la compresión simple en las arenas limosas varía entre 8 y 20 ton/m²; en la vecindad de la lumbrera 0 este material presenta más compacidad (el número de golpes en prueba de penetración estándar es mayor de 40).

En las tablas 1 y 2, se muestra un resumen de las propiedades medias que presentan los depósitos del subsuelo, en algunos sondeos representativos de esta zona.

b) INTERCEPTOR ORIENTE

Entre el Gran Canal y la lumbrera 8C, se construyó el interceptor en la llamada zona del lago de la Cuenca del Valle de México, con depósitos de arcilla de alta plasticidad; en esta zona, el túnel va superficial entre 4 y 10m de profundidad, por lo que se excavó un cajón a cielo abierto con rellenos arriba de la losa superior. La capa superficial de rellenos, limos y arenas tiene un espesor comprendido entre 1 y 3m; el depósito de arcilla que la subyace tiene un espesor del orden de 30m, excepto en la vecindad de la lumbrera 8C, en donde se encuentran intercalados depósitos de limo y arena según se puede observar en la figura 5.

La llamada primera capa dura, según se aprecia en el perfil de suelos, tiene un espesor comprendido entre 3 y 6m; el contacto de esta capa con la roca en la lumbrera 8C, presenta una zona de alteración con gravas con fuerte pendiente.

En la vecindad del Gran Canal, la resistencia a la compresión simple de la arcilla disminuye notablemente hasta valores del orden de 1.4 ton/m². A partir de los 7m de profundidad la resistencia aumenta a 3.5 y 4ton/m².

Los contenidos de agua de la arcilla a través de la cual se construyó el cajón, son superiores en algunos sitios a 400%. Es notable la presencia de materia orgánica en el depósito comprendido entre 15 y 30m de profundidad.

En la vecindad de la lumbrera 8C, la resistencia a la compresión simple del suelo aumenta a valores del orden de 6 ton/m².

En la lumbrera 8C se encuentra un depósito de basalto a partir de 20m de profundidad aproximadamente; el contacto entre el basalto y las arcillas consiste en un depósito de gravas y roca alterada de 80cm de espesor aproximadamente.

Tramo comprendido entre lumbreras 8C y 8A. En esta zona, se encuentran superficialmente depósitos de relleno con un espesor que aumenta hacia la lumbrera 8A, hasta alcanzar valores del orden de 6m. En este tramo, los sondeos indicaron la presencia de un antiguo cauce según se puede apreciar en la figura 5.

Las características del depósito de arcilla entre 4 y 20m de profundidad son semejantes a las encontradas en la zona de transición de la Cuenca del Valle de México. El contacto entre la arcilla y la roca basáltica consiste en un depósito de gravas y arenas empacadas en arcilla de bajo contenido de agua natural, con espesor comprendido entre 0.5 y 3m. El basalto se encuentra fracturado con un espaciamento entre fracturas que varía de 5cm a 1m. Las fracturas se encontraron rellenas con arcilla al hacer la excavación del túnel. El basalto se localiza a 7m de profundidad en la vecindad de la lumbrera 8A. Cabe hacer notar la presencia de un depósito de toba localizado

abajo del basalto cercano a la lumbrera 8C, y además sobreyaciendo este depósito se encuentra una formación de andesita basáltica, según se puede observar en la figura 5.

Tramo comprendido entre las lumbreras 8A y 12. En este tramo, el túnel cruza por una serie de rocas de origen volcánico. En la lumbrera 8A y bajo el cerro de Guerrero, se encuentran lavas basálticas, escorias volcánicas (tezontle) y lapilli.

En la figura 6, se presenta el perfil estratigráfico en donde se han señalado las fallas y tipo de roca por las que el túnel cruza; se observan en este perfil, diferentes estratos de la corteza que dieron lugar a una serie de contactos entre basaltos y escorias volcánicas; en el tramo se encuentran zonas de alteración hidrotermal en donde la roca está convertida en material suave y expansivo, en estas zonas se presentaron pequeños caídos en el túnel, por la presencia de arcilla montmorillonítica ávida de agua.

La lumbrera 11 se excavó en una serie de depósitos alternados de andesitas basálticas y boleos empacados en limos arenosos cementados. A partir de este sitio hasta el cerro de Santa Isabel, continúan los basaltos y andesitas; a continuación entre este cerro y el llamado del Chiquihuite, se encuentra un pequeño valle donde cruza el río de Los Remedios, cuyo subsuelo está constituido por tobas arenosas del tipo tepetate, con resistencia a la compresión simple del orden de 8kg/cm^2 ; al nivel del túnel, en las zonas con alto contenido de arena y gravillas, la resistencia a la compresión simple es del orden de 1 kg/cm^2 . El contacto entre el tepetate y las andesitas no está bien definido, y por un tramo de más de 100m aparecen intercalaciones de tezontle con tobas compactas y cementadas. La andesita fracturada y sobre todo lajeada, dió lugar a pequeños caídos y sobre excavación.

Tramo comprendido entre las lumbreras 12 y 13. Entre estas lumbreras, el túnel cruza nuevamente por rocas volcánicas (andesitas y dacitas fracturadas); el espaciamiento de las fracturas en la roca a lo largo de este tramo, es muy variable y está comprendido entre 0.10 y 1m.

Cabe hacer la aclaración que se cruzó una zona de arcilla dura fisurada en el km 2+750, la cuál presentó fuertes movimientos en los marcos de ademe por su expansión al contacto con el agua y la humedad del túnel, su resistencia a la compresión simple es del orden de 10 kg/cm² y su contenido de agua natural es del orden del 20%.

Tramo entre lumbreras 13 y 0 del Interceptor Oriente. Entre estas lumbreras, el túnel se excavó nuevamente en depósitos de suelos areno-limosos pertenecientes a la formación Tarango; en este tramo predominan los limos arenosos compactos; superficialmente se encuentra un relleno reciente compacto de 5m de espesor en promedio. A continuación, se localiza una serie de capas horizontales con espesor variable de arenas limosas y arcillas, con resistencia a la compresión simple comprendida entre 0.8 y 4 kg/cm² y contenido de agua natural menor de 100%, excepto en las lentes de arcilla, cuyo contenido de agua es del orden de 175%. En la figura 8, se muestra el perfil de suelos a lo largo del eje del Interceptor, y en la tabla 3 se muestra un resumen de las propiedades medias de cada uno de los depósitos por los que cruzó el túnel.

c) EMISOR CENTRAL

Tramo comprendido entre las lumbreras 0 y 1. A partir de la lumbrera 0 y en la vecindad de ésta, el túnel se excavó en depósitos de limo arenosos compactos del tipo tepetates; en esta zona, la dureza del material obligó a emplear dinamita para su excavación; aproximadamente en el cadenamiento 0+330 el material cambió a una roca masiva, color morado; en esta zona, se presentó una falla a la altura del cadenamiento 0+550. En el contacto entre la riolita y el tepetate arenoso localizado en el cadenamiento 1+150 se presentaron fuertes aportaciones de agua; el material en este sitio consiste en una toba arenosa compacta excavada con dinamita. Nuevamente el contacto entre la toba y la dacita presentó problemas de inestabilidad por la presencia de una falla.

En la zona entre el cerro de Tenayo y el cerro de Santa Cecilia, se encuentran depósitos superficiales de limo arenoso compacto de origen volcánico (toba) café claro con intercalaciones de gravas y arenas cementadas; subyaciendo a la toba se localiza una roca tipo dacita

morado oscuro muy fracturada, con arcilla relleno de las fracturas; la arcilla es del tipo bentonítico. En esta zona se localiza una serie de fallas marcadas en el plano de la figura 9.

Tramo comprendido entre lumbreras 1 y 2. Entre las lumbreras 1 y 2 del Emisor Central, el túnel cruzó bajo los cerros de Santa Cecilia y Tlayapa; en este tramo se presentó una alternancia de depósitos de lavas, aglomerados y tobas. Entre los cadenamientos 2+700 al 3+200 el túnel atravesó depósitos de tobas (tepetates) conteniendo gravas y arenas. Entre el cerro de Tlayapa y el cerro de Santa Cecilia se cruzó una falla que dió origen a un pequeño caído con aportación de agua.

Cabe hacer notar que las tobas andesíticas color rojo por las cuáles cruzó el túnel, se encuentran fracturadas y saturadas, lo que dió lugar a aportaciones de agua al túnel.

Entre el cerro de Tlayapa y la lumbrera 2, superficialmente se encuentra un depósito de limo arenoso (tepetate) con capas alternadas de arenas y gravas; esta zona se encuentra muy fallada según se puede observar en la figura 9. Entre cada una de las fallas aparecen materiales de origen volcánico con diversos grados de fracturamiento.

La mayoría de las fallas atravesadas dió lugar a aportaciones de agua, en algunas de ellas se encontró arcilla que ocasionó caídos en el túnel y obligó a utilizar procedimientos de construcción especiales.

Tramo comprendido entre lumbreras 2 y 3. Este tramo se excavó en andesitas grises, las cuáles afloran en la superficie y se localizan hasta el nivel del túnel. En la superficie están cubiertas de rellenos con espesor del orden de 1 a 2m. En la zona donde se encontraron las fallas indicadas en la figura 9 se presentaron caídos, fundamentalmente en el km 6+050, en donde hubo necesidad de emplear inyecciones y colados para sostener el terreno; asimismo a la altura del cadenamiento 6+350 se presentó una zona de fallas con roca muy fracturada.

En la excavación de la lumbrera 3, se encontró una falla muy importante que dió lugar a zonas atacadas por alteración hidrotermal en la andesita.

La lumbrera 3 se excavó desde la superficie en tobas arenosas compactas con poca aportación de agua. A partir de 50m de profundidad, el material se encuentra muy fracturado, y las fracturas rellenas en su mayor parte con arcillas bentoníticas. A partir de los 70m de profundidad la alteración de la roca es muy importante, al grado de haberla convertido en una arcilla arenosa; el agua en esta zona se encuentra a una temperatura del orden de 30° C.

Al iniciar la excavación del túnel hacia la lumbrera 4 se presentó un caído de gran magnitud en este material, que hizo necesario efectuar un tratamiento a base de inyección. En la figura 9, se muestra el perfil de suelos a lo largo del eje del túnel entre las lumbreras 2 y 3.

Tramo comprendido entre lumbreras 3 y 4. A partir de la lumbrera 3 y hasta el cadenamamiento 7+830, se encuentra andesita gris rojizo muy fracturada. Dentro de este tramo se localizan zonas atacadas por alteración hidrotermal y zonas con la roca desintegrada con intercalaciones de toba arenosa; por las fracturas hay aportación de agua con temperatura del orden de 23° C. Una de las fallas más importantes localizadas en el túnel aparece hasta la superficie, en los cortes de la supercarretera México-Querétaro entre los kilómetros 27 y 28.

A partir del cadenamamiento 7+830 y hasta el 9+300 el túnel cruza por una formación de andesita gris rojizo sana en su mayoría, y en algunas zonas muy fracturada.

En la figura 9, se presenta el perfil estratigráfico de este tramo, en donde es posible apreciar las zonas de falla por las que el túnel se excavó. Entre las zonas de falla, la roca presenta fracturas importantes rellenas con arcilla de tipo bentonítico.

En el tramo entre el cadenamamiento 9+300 y la lumbrera 4, el túnel se excavó en una dacita sana fracturada. En el contacto entre la dacita y la andesita se presentaron aportaciones de agua importantes.

La lumbrera 4 se excavó prácticamente en su totalidad en depósitos de tobas limo-arenosas compactas.

La clasificación petrográfica de la andesita por la cual el túnel fue excavado en este tramo es: andesita porfídica rojo pálido de lamprobolita con cuarzo; presenta estructura fluidal y textura porfídica con matriz afanítica.

Tramo comprendido entre las lumbreras 4 y 5. Entre la lumbrera 4 y el cadenamiento 10+150 aproximadamente, continúan los depósitos de arena limosa y limos arenosos compactos formando tepetates; a partir de este cadenamiento y hasta el 10+800 aproximadamente, se encuentra una formación de andesita muy fracturada que dió lugar a aportaciones de agua importantes (0.2 lts/seg/m de túnel); el agua fundamentalmente está en las fracturas del material. El contacto entre la andesita y los depósitos de tobas arenosas por los que el túnel continúa hacia la lumbrera 5, se localiza en el cadenamiento 10+750. En este sitio se presentó durante la excavación una fuerte aportación de agua. El contacto está bien definido y el material en el mismo se encuentra compacto.

A partir de este sitio y hasta la lumbrera 5, el túnel cruza por depósitos de la formación Tarango; estos depósitos estaban saturados. En algunos tramos el material consiste fundamentalmente en arenas compactas sin cohesión, en tanto que en otras zonas se encuentra bien cementado, al grado que podrían considerarse zonas como areniscas.

Entre el cadenamiento 11+175 y la lumbrera 5, las tobas arenosas se encuentran fracturadas, y en el cadenamiento 11+250 se localiza una serie de fallas que al momento de la excavación dieron lugar a fuertes aportaciones de agua hacia el túnel. Cabe mencionar que la presión hidrostática existente en esta zona fue superior a 5 kg/cm², según se observó en algunos barrenos perforados horizontalmente, esta presión disminuyó conforme transcurrió el tiempo.

La formación Tarango por la que se excavó el túnel en esta zona, esta constituida por limos y arenas cementadas con boleos de tamaño máximo de 50cm aproximadamente. En la figura 10, se ha dibujado el perfil geológico de este tramo.

Tramo comprendido entre lumbreras 5 y 6. El túnel continúa por depósitos de la formación Tarango; el subsuelo en este tramo está constituido por capas de limos, arenas, conglomerados y la combinación del conglomerado con brechas andesíticas; el conglomerado se encuentra con matriz tobácea. Durante la excavación del túnel el terreno presentó bolsas de materiales brechoides de conglomerado de arenas limosas y limos arenosos, cuya compacidad y cementación variaron notablemente; en algunas zonas el material se presentaba fracturado, provocando desprendimientos o desconchamientos de las paredes.

En todo el tramo se presentaron aportaciones de agua por las fracturas del material; la zona de mayor aportación fue como se ha señalado, la zona vecina a la lumbrera 5.

El perfil geológico de este tramo, se presenta en la figura 10.

Tramo comprendido entre lumbreras 6 y 7. Este tramo atraviesa por depósitos de la formación Tarango, constituida por arenas sueltas, limos arenosos, pómez, cenizas volcánicas y depósitos de lahar. Los sondeos efectuados en este tramo señalan una secuencia formada en la superficie por suelos fundamentalmente arcillosos; a continuación aparecen depósitos de lahar fundamentalmente, dentro de los cuáles se encuentran limos y limos arenosos formando bolsas de material con diferentes grados de cementación. Una capa de pómez se encontró en el túnel a partir del cadenamamiento 14+800 hasta el 15+400 aproximadamente. Las aportaciones de agua en el tramo fueron relativamente pequeñas, del orden de 0,1 lts/seg/m de túnel.

En la figura 10, se muestra el perfil geológico de este tramo.

Tramo comprendido entre lumbreras 7 y 8. En este tramo el túnel cruzó por depósitos de la formación Tarango, y la estratigrafía descrita para el tramo entre lumbreras 6 y 7 sigue siendo la misma que para este tramo; el agua fundamentalmente aparece en las fracturas de la toba. No se presentaron arrastres de material hacia el túnel por efecto del agua; en general, la resistencia de la toba es superior a 5 kg/cm², medida en prueba de compresión simple.

En la figura 10, se muestra el perfil geológico de suelos y la estratigrafía del subsuelo en este tramo.

Tramo comprendido entre lumbreras 8 y 9A. El túnel continúa por depósitos de la formación Tarango (tobas limo-arenosas) hasta 2 kilómetros aguas abajo de la lumbrera 8. A partir de este punto, las tobas disminuyen en resistencia hasta valores cercanos a 1 kg/cm² en prueba de compresión simple; predominan en esta zona, las arenas con poca cohesión y los limos de color café rojizo claro, ambos materiales se presentan con relación de vacíos cercana a la unidad. En algunos sitios aparecen lentes de arena limpia de origen volcánico, tipo andesita con pómez. Los granos de la arena son redondeados y en algunos sitios durante la excavación del túnel fue posible distinguir antiguos cauces de arroyos, esto permite concluir que los depósitos son en parte de origen fluvial.

El tipo de depósitos (arena con muy baja cohesión) aunado a la presión hidrostática que en esta zona es mayor de 4 kg/cm², produjo en este tramo un caído de magnitud importante, cuyo croquis se presenta en la figura 11; por otra parte, el drenaje desde el interior del túnel propició la formación de cavernas por el fenómeno de tubificación en estos depósitos. La magnitud de estas cavernas fue muy variable; la mayor tenía 12m de longitud por 3m de diámetro aproximadamente; se formaron en pocas horas y la forma caprichosa que tomaron se debe a las diferencias en cuanto a resistencia de los depósitos del subsuelo. La permeabilidad de estos depósitos varía de 10⁻³ hasta 10⁻⁶ m/seg, según se puede apreciar en el perfil de suelos que se presenta en la figura 12.

Los depósitos del subsuelo continúan en la misma forma hasta el cadenamamiento 22+300, en donde se entra en contacto con la ignimbrita; este material presentó en algunas zonas bolsas de arena gruesa limpia de color obscuro; dichas bolsas tienen un diámetro del orden de 2m. En la figura 12, se muestra una falla que cruzó el túnel en el cadenamamiento 21+620, la cuál a su vez es el contacto entre la ignimbrita y los depósitos de tobas limo arenosas. Cabe mencionar que en la vecindad de los contactos con la roca, la resistencia de las tobas aumer y su relación de vacíos disminuye, presentándose más compactas. Aproximadamente 70m hacia aguas abajo, el


túnel entra en la andesita, la cuál se encuentra fracturada y las fracturas rellenas con arcilla blanca bentonítica. Finalmente, 150m antes de llegar a la lumbrera 9A, el túnel nuevamente cruza por la formación de ignimbrita descrita en el párrafo anterior.

Tramo comprendido entre lumbreras 9A y 10. La lumbrera 9A se excavó superficialmente en depósitos de limo hasta 46m de profundidad, a continuación se encuentra un conglomerado arenoso de 10m de espesor, por este conglomerado se tuvieron aportaciones de agua durante la excavación, subyaciendo al conglomerado se encuentran depósitos de andesita fracturada. Finalmente entre 95 y 115m de profundidad, se encuentra un formación de ignimbrita por la cuál se inició la construcción del túnel.

A 200m aguas abajo de la lumbrera 9A, se encuentra el contacto entre el vitrófiro riolítico fracturado, color rojo, con la ignimbrita; el túnel continúa dentro de esta formación hasta el contacto con la riolita alterada a 700m aguas abajo de la lumbrera 9A, sobreyaciendo las formaciones mencionadas, se encuentran tobas superficiales con espesor de 70m aproximadamente.

El túnel se excavó dentro de la riolita alterada en una longitud aproximada de 800m; el grado de alteración es muy variable en el material; se encuentran zonas en las cuáles la roca se ha convertido en arcilla arenosa, siendo la arcilla del tipo montmorillonita con mucha avidez por el agua y por lo tanto expansiva. En algunos tramos de esta zona, los marcos fueron desplazados por el empuje del material al contacto con el agua y la humedad del túnel, la roca presenta una microfracturación muy importante, lo que provoca una mayor facilidad para su expansión. En las zonas de menor alteración, la riolita se encuentra compacta algo estratificada, con estructura fluidal y fracturas prácticamente verticales.

En el cadenamiento 23+627 se localiza el contacto coincidiendo con una falla entre la riolita alterada microfisurada y el vitrófiro riolítico, en donde se produjo un desprendimiento y sobreexcavación en el túnel. El vitrófiro riolítico tiene las características señaladas en el párrafo anterior.



Finalmente, 200m aguas arriba de la lumbrera 10 el túnel se excavó en una brecha volcánica compacta y cementada. En la figura 13, se presenta el perfil estratigráfico entre las lumbreras 9A y 10.

Tramo comprendido entre las lumbreras 10 y 11. A partir de la lumbrera 10, el túnel se excavó en el depósito de brecha limo-arenosa compacta y cementada hasta el cadenamiento 25+150, en donde aparece el contacto con la riolita alterada descrita en el párrafo anterior; en esta zona se cruzaron fallas importantes, una de las cuáles provocó un caído en el túnel de magnitud considerable (2,500 m³ de material). En las zonas de mayor alteración de la riolita, el desplazamiento de los marcos metálicos que forman el ademe provisional del túnel fue mayor de 30cm; el agua en esta roca fluye a través de las fracturas en las zonas de menor alteración.

Entre los cadenamientos 26+000 y 26+350 se detectó una zona de falla con desplazamiento del orden de 70m. A partir del cadenamiento 26+800 el túnel se excavó en un conglomerado compacto y cementado donde se cruzaron las fallas de pequeña magnitud, por las cuáles hubo aportación de agua hacia el interior del túnel. Finalmente, a 80m aguas arriba de la lumbrera 11, el túnel se excavó en rocas de tipo basalto fracturado.

En la figura 13 se muestra el perfil estratigráfico a lo largo del eje del túnel, en el cuál es posible definir la siguiente secuencia estratigráfica: superficialmente se encuentra un depósito de tobas compactas bien cementadas; a continuación aparece un conglomerado de matriz areno-limosa y de tipo andesítico; a partir del cadenamiento 26+500, entre las tobas y el conglomerado, se localiza un estrato de rocas de tipo basalto y riolita.

Tramo comprendido entre las lumbreras 11 y 12. A partir de la lumbrera 11 el túnel se excavó en una formación de basalto fracturado hasta 800m aguas abajo, en donde se cruzó una falla y se pasó a una formación de conglomerado con boleos hasta de 30cm de diámetro con una matriz areno-limosa. El conglomerado se encuentra bien cementado y dió lugar a fuertes aportaciones de agua, principalmente por las grietas y por las fallas que cruzó el túnel.

En algunas zonas dentro del conglomerado se encuentran areniscas estratificadas y depósitos de toba limosa; en todo el tramo el material se excavó sin problemas de estabilidad, excepto en las zonas de falla; sin embargo, la cantidad de agua que salía del conglomerado alcanzó valores en algunos tramos hasta de 20 lts/seg/m de túnel y en algunas fallas o grietas se midieron aportaciones de 200 lts/seg. En el capítulo 4.4.1 b) se describen en detalle las aportaciones y el manejo del agua en este tramo.

En la figura 14 se presenta el perfil geológico entre lumbreras 11 y 12.

Tramo comprendido entre lumbreras 12 y 13. La lumbrera 12 se excavó en los primeros 30m de profundidad en un tepetate (toba arenosa compacta); a continuación y hasta 160m de profundidad se excavó en tobas y arenas semejantes a los de la formación Tarango. El inicio del túnel fue excavado en depósitos del mismo tipo hasta 100m aguas abajo de la lumbrera. Enseguida se atravesó una capa de brechas basálticas con las fracturas rellenas de caolín hasta el cadenamiento 31+330, en donde se encuentra el contacto con una formación de basalto y brechas basálticas muy compactas.

En este tramo el túnel se excavó en una formación de roca, escorias y brechas basálticas bien soldadas. En el cadenamiento 32+450 se encuentra una grieta sin material de relleno con calcedonia en sus paredes; a pocos metros de distancia se presenta una zona agrietada con aportación de agua (120 lts/seg).

En la figura 14 se muestra el perfil geológico sobre el eje del túnel entre las lumbreras 12 y 13.

Tramo comprendido entre las lumbreras 13 y 14A. La lumbrera 13 se excavó hasta 30m de profundidad en depósitos de tobas limo-arenosas compactas; a continuación y hasta 90m de profundidad, se excavó en depósitos de tobas pumíticas con poca aportación de agua. A partir de 90m y hasta la profundidad de 150m, la lumbrera atraviesa la formación de basaltos, escorias y brechas descritas en el párrafo anterior; sin embargo, a la profundidad del túnel, las aportaciones de agua y la presión hidrostática que tenía la roca hicieron necesario efectuar

un tratamiento a base de inyección, debido a la presencia de una zona de falla en la cuál se encontró la escoria volcánica (tezontle) empacada en limos y arcillas arenosas. El túnel en este tramo se excavó prácticamente en un basalto vesicular amigdaloides compacto. En dos zonas del túnel localizadas en los cadenamientos 33+050 y 33+250, el túnel atravesó una brecha con matriz carbonatada que dió lugar a importantes filtraciones al excavar. En la figura 14 se muestra el perfil geológico sobre el eje del túnel entre las lumbreras 13 y 14A.

Tramo comprendido entre las lumbreras 14A y 14. La lumbrera 14A a partir de los 130m de profundidad en donde se localiza el contacto entre la brecha de matriz carbonatada y el basalto vesicular amigdaloides, hasta los 160m de profundidad, se excavó en un material de alta permeabilidad, y por lo tanto, con fuertes aportaciones de agua (300 lts/seg). El túnel atravesó por la formación del basalto vesicular hasta 800m aguas abajo de la lumbrera 14A en donde se presentó una falla, el túnel se excavó a partir de este punto en dos materiales distintos; en la media sección superior, dentro del conglomerado bien soldado, permeable con matriz arcillo-arenosa y en la media sección inferior en el basalto compacto fracturado con zonas de escoria volcánica. Cabe mencionar que en el cadenamiento 34+960 el conglomerado se encuentra con una matriz arcillosa blanda, lo cuál dió lugar a un caído del orden de 800 m³. A partir del cadenamiento 35+000 hasta la lumbrera 14, se excavó dentro del conglomerado con aportaciones de agua del orden de .3 lts/seg/m de túnel.

El perfil geológico entre las lumbreras 14A y 14, se muestra en la figura 14.

Tramo comprendido entre las lumbreras 14 y 15. A partir de la lumbrera 14 y hasta 600m aguas abajo, el emisor central atravesó el conglomerado permeable que ha sido descrito en el párrafo anterior. A partir de este cadenamiento y hasta 900m aguas abajo, el túnel cruzó por depósitos de basalto, brechas y arcillas tobáceas, en una secuencia estratigráfica hasta la zona de falla en donde se estableció el contacto con una formación de arcilla roja tobácea, rígida y fisurada, la cuál cruzó el túnel en 150m de longitud aproximadamente, hasta una siguiente zona de falla, en donde se presentaron planos de deslizamiento con

materiales típicos de fallas, tales como cericita y caolín; en esta zona se produjeron pequeños caídos y sobreexcavación en el túnel.

Finalmente, los 400m restantes del tramo fueron excavados dentro de una formación de basalto fracturado.

En la figura 14, se muestra el perfil geológico entre las lumbreras 14 y 15.

Tramo comprendido entre las lumbreras 15 y 16. La lumbrera 15, la más profunda del emisor central, se excavó hasta 225m atravesando formaciones de tepetate, basalto y brechas volcánicas. A la profundidad del túnel se localiza el contacto entre el basalto y una brecha con matriz arcillosa y piedras de basalto; en este material, el túnel se excavó hasta 400m aguas abajo, interrumpidos a 300m por un material arcilloso conteniendo materiales afallados y algunos planos de deslizamiento; el túnel se excavó nuevamente en el basalto fracturado y permeable a partir del cadenamiento 37+680 hasta la lumbrera 16. Cabe mencionar la presencia de un dique que produjo fuertes aportaciones de agua al túnel, localizado 200m aguas arriba de la lumbrera 16.

En la figura 15, se muestra el perfil geológico de este tramo.

Tramo comprendido entre las lumbreras 16 y 17. A partir de la lumbrera 16 y hasta 150m aguas abajo, el emisor central se excavó en una roca basáltica muy fracturada, con las fracturas rellenas de caolín hasta una zona de falla. A partir de este punto y hasta la lumbrera 17 se atravesaron tres zonas de falla de características similares. Las fracturas generalmente se encuentran rellenas de caolín, principalmente en la lumbrera 16; estas zonas son muy permeables y presentaron durante la excavación del túnel, fuertes aportaciones de agua. El material por el que se excavó el túnel en este tramo, puede clasificarse en tres tipos:

1. Un basalto fracturado en tonos gris oscuro y rojo, con pequeñas zonas de alteración
2. Arcilla roja rígida y quebradiza poco permeable

3. Brecha volcánica con fracturamiento muy intenso y matriz limo-arenosa bien cementada

Cabe mencionar la presencia de un dique localizado a 1,600m aguas abajo de la lumbrera 16. La roca volcánica encontrada en esta zona se presentó sana y con poco fracturamiento.

El perfil geológico de este tramo se muestra en la figura 15.

Tramo comprendido entre las lumbreras 17 y 18. A partir de la lumbrera 17 hacia aguas abajo, aparece un basalto fracturado permeable. En la vecindad del cadenamiento 41+320 se encuentra el contacto basalto-toba, continuándose esta última hasta el cadenamiento 41+700, en donde nuevamente se localiza el basalto continuando hasta el cadenamiento 42+200; en este sitio se localiza una falla de rumbo sensiblemente Oriente Poniente, apareciendo hacia aguas abajo una arenisca conglomerada compacta muy cambiante. La toba aunque se presentó fracturada no dió lugar a sobreexcavación ya que el túnel en este sitio se excavó en una sección sumamente limpia. El contacto de las areniscas y conglomerados con el basalto se presentó vertical de rumbo Oriente Poniente; se presentaron fuertes aportaciones de agua durante la excavación en este tramo, y el basalto en el contacto se encontró lajeado, razón por la que se reforzó la protección de marcos metálicos en esta zona. La arenisca se presentó fracturada apareciendo abundante agua a lo largo de las fracturas. El conglomerado se presentó con clásticos gruesos, muy permeable y con abundantes filtraciones. 200m aguas arriba de la lumbrera 18 la arenisca se presentó muy fracturada con pequeñas fallas; a partir del cadenamiento 43+420 hasta el 43+570 se atravesó una zona de falla en donde el material consiste en una arena arcillosa gris claro, suave y con abundante agua. En esta zona, el ademe provisional del túnel se colocó muy reforzado, poniendo los marcos uno junto a otro y colando cubeta de concreto. Finalmente, en la vecindad de la lumbrera 18, se encontró el basalto fracturado y permeable.

En la figura 15 se ha dibujado el perfil a lo largo del eje del túnel, para el tramo comprendido entre las lumbreras 17 y 18.

Tramo comprendido entre la lumbrera 18 y el Portal de Salida del emisor central. En la lumbrera 18 se presentó el contacto entre el basalto fracturado y las margas calcáreas de la formación Requena; en la vecindad de la lumbrera 18 las margas calcáreas se presentaron en color café rojizo claro. En esta zona a 160m aproximadamente, aguas arriba de la lumbrera 18, hubo un caído en el túnel de magnitud considerable. Para cruzar esta zona hubo necesidad de utilizar un procedimiento de excavación especial, descrito en el siguiente capítulo.

Las margas calcáreas se pueden clasificar como un limo arcilloso de color gris verdoso de consistencia muy dura; el material queda comprendido dentro del grupo MH, que corresponde a limos de alta plasticidad, el peso volumétrico varía entre 1.6 y 1.8 ton/m³, la resistencia a la compresión simple está comprendida entre 8 y 25 kg/cm², el contenido de agua natural varía de 35 a 45%, su densidad relativa de sólidos está comprendida entre 2.4 y 2.6 con relación de vacíos desde .8 hasta 1.3, se encuentra 100% saturado y no presentó expansibilidad bajo saturación; sin embargo, al aliviar la presión a la cual se encuentra sometido, el material se deforma. En el frente del túnel, el material presentó una consistencia de Lutita, con bajo contenido de humedad, que al perderla se alteró fácilmente y se desintegró en forma de partículas pequeñas, razón por la cual se empleó una capa de concreto lanzado para evitar su intemperización. Las pequeñas aportaciones de agua hacia el túnel en este tramo, ocurrieron por las fisuras del material y por algunos barrenos que comunicaron el estrato de basalto que sobreyace a estos materiales,

Salvo el caído que se presentó cercano a la lumbrera 18 y un caído ocurrido posterior a la excavación, entre las lumbreras 19 y 20, el material no presentó problemas de inestabilidad.

En la figura 16, se muestra el perfil geológico entre la lumbrera 18 y el Portal de Salida del emisor central.

VALORES DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO PARA LOS
TRAMOS DEL INTERCEPTOR CENTRAL

zona	f	Ka	ϕ	sat (ton/m ³)	s (m/s)	elevación
<u>Tramo lumbrera 0-13</u>						
L-0 a 0+360	1.5	0.5	20°	1.90	250	0
0+350 a 0+480	0.8	0.6	20°	1.90	250	0
0+480 a L-13	0.6	0.4	25°	1.83	200	0
<u>Tramo lumbrera 13-11</u>						
	0.6	0.4	25°	1.83	200	0
<u>Tramo lumbrera 11-10</u>						
<u>I. Central</u>						
L-10 356.25 a -374.25	0.5	0.4	20°	1.35	Er 1000	0
L-11 + 54 a 104.25	0.5	0.4	20°	1.35	1000	0
<u>Tramo lumbrera 10-9</u>						
	0.3	0.4	10°	1.37	800	0

zona	f	Ka	Ø	sat (ton/m ³)	s (m/seg)	elevación NAF s/base m	
<u>Tramo lumbrera 11-12</u>							
Lumbrera 12 a 0+480	1.5	0.4	25	1.6	300	0*	
0+480 a 0+800	1.0	0.5	0	2.3	250	0	
0+800 a 1+125	1.4	0.3	40	2.5	500	0	
1+125 a L-11	1.0	0.5	0	2.15	400	0	
<u>Tramo lumbrera 12-13</u>							
Lumbrera 12 a 0+280	1.5	0.4	25	1.6	300	0*	
<u>Tramo L-8A-8B</u>							
	3.0	0.5	30	2.1		E=70000	40m
<u>Tramo L-8B-11</u>							
L-11 a 0+550	1.0	0.5	0	1.6	400	0*	
0+550 a 0+830	2.0	0.4	25	2.30	500	30	
0+830 a 1+000	1.0	0.5	0	1.6	250	40	
1+000 a 1+500	1.5	0.4	25	2.30	500	30	
1+500 a L-8B	1.0	0.5	0	2.15	400	20	
<u>Tramo L-13-0</u>							
L-0 a 0+300	1.5	0.5	20	1.9	250	0*	
0+300 a 0+400	1.0	0.6	20	1.9	200	0	
0+400 a 1+000	0.6	0.5	20	1.7	200	0	
1+000 a 1+700	0.8	0.5	20	1.8	200	0	
1+700 a L-13	1.5	0.5	20	1.8	300	0	

* Considerar para el diseño de todo el I. Oriente el nivel freático abatido hasta el nivel del túnel (el nivel freático actual se encuentra entre 20m (L-8A) y 35m (L-0))

VALORES DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO PARA LOS
TRAMOS DEL EMISOR CENTRAL

zona	f	Ka	ϕ	sat (ton/m ³)	s (m/s) ²	elevación N. F. piso
<u>Tramo entre L-0 y L-1</u>						
L-0 a 0+325	1.5	0.5	20°	1.90	250	0
0+325 a 1+340	7.0	*	30°	2.80	1000	10
1+340 a 1+760	5.0	0.5	15°	2.70	1000	20
1+760 a 2+020	4.0	0.5	15°	2.70	1000	30
2+020 a L-1	5.0	0.5	15°	2.70	1000	45
<u>Tramo entre L-1 y L-2</u>						
L-1 a 2+600	3.0	0.5	15°	2.3	500	45
2+600 a 3+250	1.5	0.5	20°	1.70	250	45
3+250 a 4+800	3.0	0.5	15°	2.3	500	55
4+800 a L-2	2.0	0.5	20°	2.0	500	55
<u>Tramo entre L-2 y L-3</u>						
L-2 km 5+445.58 a L-3 km 7+216.78	5.0	0.5	20°	2.42	1380	60m
<u>Tramo entre L-3 y L-4</u>						
L-3 7+216.78 a 7+316.78	0.8	0.6	20°	1.7	E= 5000	70
7+316.78 a 7+866.00	1.5	0.6	25°	2.0	E= 50000	80
7+866.00 a 9+216.00	4.0	0.5	30°	2.4	E=200000	90
9+216.00 a 9+745.00	3.0	0.5	20°	2.2	E=100000	80

zona	f	Ka	ϕ	sat (ton/m ³)	s (m/s)	elevación N.A. F. promedio
<u>Tramo entre L-4 y L-5</u>						
L-4 a 0+450	3.0	0.5	30°	1.9	E= 70000	90m
0+450 a 1+100	5.0	0.5	30°	2.4	E=200000	100 "
1+100 a 1+800	3.0	0.5	30°	1.9	E= 70000	90 "
1+800 a L-6	2.0	0.5	20°	1.8	E= 50000	90 "
<u>Tramo entre L-5 y L-6</u>						
L-5 a 0+950	2.5	0.5	30°	1.8	E= 70000	80m
0+950 a 1+050	3.0	0.5	30°	2.0	E=120000	90 "
1+050 a 2+350	2.5	0.5	30°	1.8	E= 70000	80 "
2+350 a L-6	2.0	0.5	25°	1.7	E= 50000	80 "
<u>Tramo entre L-6 y L-7</u>	2.0	0.5	25°	1.7	E= 50000	80m
<u>Tramo entre L-7 y L-8</u>						
L-7 km 16+585 a L-8 km 19+422	3.0	0.5	30°	2.0	E= 70000	80m
<u>Tramo entre L-8 y L-9</u>						
L-8 a 0+800	3.0	0.5	30°	2.0	E= 70000	80m
0+800 a 1+220	1.5	0.6	30°	2.0	E= 30000	90 "
1+220 a 2+050	0.8	0.6	25°	1.8	E= 7000	90 "
2+050 a 2+372	1.0	0.6	30°	1.8	E= 20000	90 "
2+372 a L-9A	3.0	0.5	30°	2.0	E=100000	90 "

zona	f	Ka	ϕ	sat (ton/m ³)	s (m/seg)	elevación N. ^o promedio	
<u>Tramo entre L-9A y L-10</u>							
L-10 a -0+320	3	0.5	30	2.2		E=150000	kg/cm ²
-0+320 a -1+630	1.5	0.4	25	2.0		E=100000	"
-1+630 a -2+000	1.4	0.3	25	1.9		E= 50000	"
-2+000 a -2+220	4	0.4	25	2.30		E=200000	"
-2+220 a L-9A	3	0.5	30	2.0		E=100000	"
<u>Tramo entre L-10 y L-11</u>							
L-11 km 24+576 al 25+000	3.0	0.5	30°	1.7		E=200000	" 90m
km 25+000 al 26+750	presión uniforme de 2 kg/cm ²						
26+750 a L-11 km 27+451	4.0	0.5	20°	1.7		E=200000	"
<u>Tramo entre L-11 y L-12</u>							
L-11 a 0+800	4.0	0.5	30°	2.0		E=100000	"100m
0+800 a L-12	5.0	0.5	20°	2.5		E=200000	"110m
<u>Tramo entre L-12 y L-13</u>							
L-12 a km 31+073.96 a km 31+333	5.0	0.5	20°	2.5		E=200000	"110m
31+333 a L-13 (32+584.079)	3.0	0.5	20°	1.9		E=100000	"110m
<u>Tramo entre L-13 y L-14A</u>							
L-13 a 0+100	3	0.5	20°	1.9		E=100000	"110m
0+100 a 0+400	5	0.5	30°	2.2		E=100000	"110m
0+400 a L-14A	3	0.5	20°	1.8		E= 70000	"110m

zona	f	Ka	ϕ	sat (ton/m ³)	s (m/seg)	elev. NAD promedio
<u>Tramo entre L-14A y L-14</u>						
L-14A (33+699.097) a 34+250.00	3.0	0.5	20°	1.8		E= 70000 kg/cm ² 90m
34+250.0 a 35+031.447(L-14)	2.0	0.5	30°	2.0		E=110000 " 100 "
<u>Tramo entre L-14 y L-15</u>						
L-14 35+016.04 a 35+810	3.0	0.5	30°	2.0	434	100 "
35+810 a 36+350	2.0	0.5	15°	2.0		E= 80000 " 100 "
36+350 a 36+640	5.0	0.5	30°	2.45	433	115 "
<u>Tramo entre L-15 y L-16</u>						
L-15 36+644 a 37+244	3.0	0.5	20°	2.3	1060	100 "
37+244 a 38+374.9	4.0	0.5	30°	2.7	1060	115 "
<u>Tramo entre L-16 y L-17</u>						
L-16 38+374.9 a 39+250	5.0	0.5	35°	2.4	1220	115 "
39+250 a 40+000	4.0	0.5	35°	2.19	690	90 "
40+000 a 40+250	4.0	0.5	30°	2.19	690	80 "
40+250 a 40+600	1.5	0.5	25°	1.87	300	70 "
40+600 a L-17	4.0	0.5	30°	2.19	1220	60 "
<u>Tramo entre L-17 y L-18</u>						
L-17 40+786 a 42+000	5.0	0.5	35°	2.47	1200	60 "
42+000 a 42+500	2.0	0.5	25°	1.70	690	80 "
42+500 a 43+050	3.0	0.5	25°	1.80	1150	80 "
43+050 a 43+200	0.8	0.4	20°	1.65		E= 10000 " 90 "
43+200 a 43+282 (L-18)	2.0	0.5	25°	1.80	1500	90 "

	f	Ka	ϕ	sat (ton/m ³)	s (m/s)	elevación NA promedio
<u>Tramo entre L-19 y L-20</u>						
44+780.82 a 46+289.98	1.7	0.4	20°	1.75	550	60m
<u>Tramo entre L-20 y L-21</u>						
46+289.98 a 47+855.37	1.7	0.4	20°	1.75	550	60 "
<u>Tramo entre L-21 y Portal de Salida</u>						
47+855.366 al 49+375.409	1.7		20°	1.75	550	(L -21) 50 " (Portal) 0 "

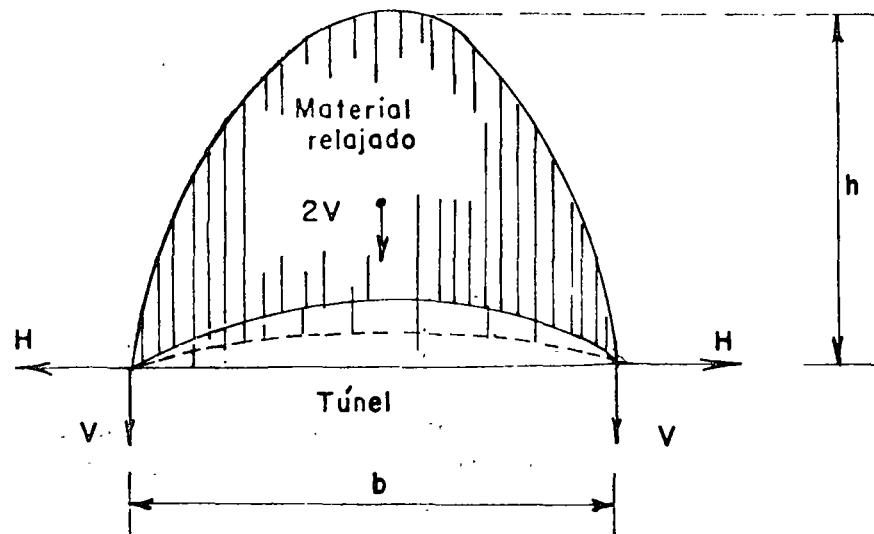
4. LINEAMIENTOS DE CALCULO

El diseño estructural del revestimiento definitivo de los túneles que forman los interceptores Central y Oriente, se efectuó en base a las siguientes hipótesis:

- a) El material que gravita sobre la clave del túnel, es el comprendido bajo un arco parabólico cuyas dimensiones dependen:
 1. del tipo de material que atraviesa el túnel
 2. de las dimensiones del túnel

- b) Las cargas que actúan en el revestimiento del túnel, son:
 1. peso propio del revestimiento
 2. material que gravita sobre la clave
 3. presión hidrostática del agua al nivel del eje del túnel
 4. presión interior radial uniforme cuando el túnel trabaja como tubo forzado (en los interceptores)
 5. flexión por ondas sísmicas de cortante que inducen en el túnel una curvatura longitudinal

- c) Al actuar la presión vertical provocada por el peso del suelo, el anillo de concreto del revestimiento se deforma, disminuyendo su diámetro vertical y aumentando su diámetro horizontal; en esta forma, se genera una fuerza de reacción horizontal contra el propio revestimiento. Para obtener el valor de la presión horizontal de la roca, se procede a igualar las deformaciones del revestimiento y del suelo. Por un lado se considera el módulo de elasticidad y el momento de inercia constantes (EI) para el revestimiento definitivo, y por el otro, se considera el suelo como un medio elástico uniforme de módulo de elasticidad constante



MATERIAL RELAJADO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TUNEL

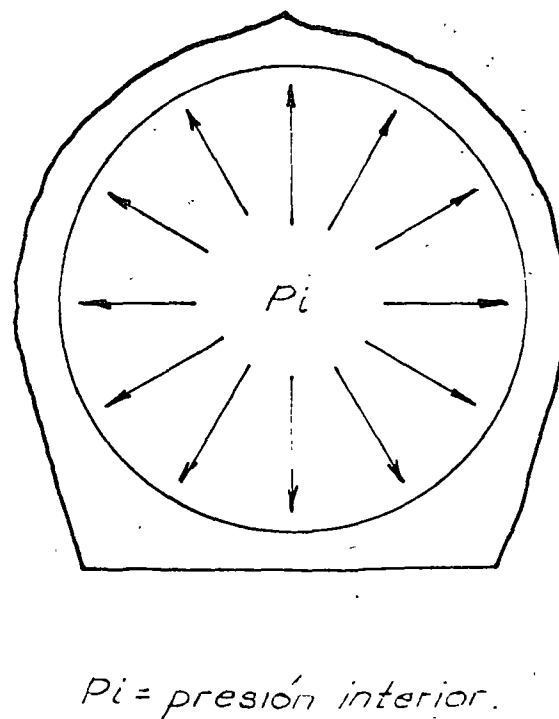
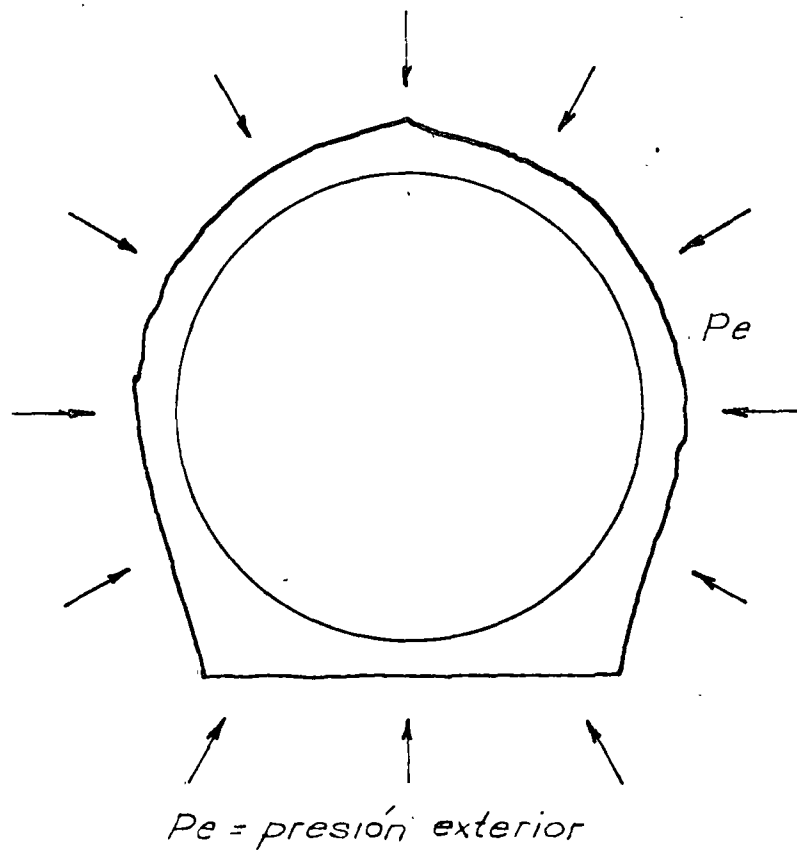
CRITERIO DE DISEÑO

El revestimiento final del túnel se diseñó plásticamente, utilizando las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal en su capítulo relativo a diseño plástico. Las curvas utilizadas se presentan en la figura 20.

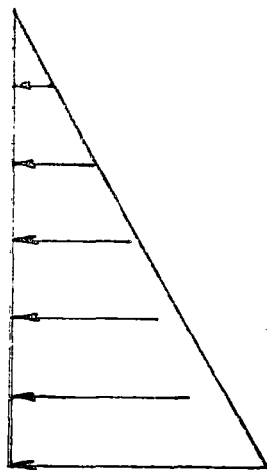
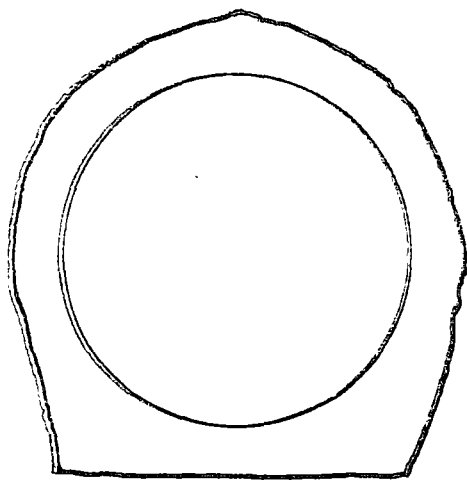
Se consideró la combinación más desfavorable de los sistemas de cargas actuando en el revestimiento. Los tres sistemas de cargas que se consideraron son:

- a) Sistema formado por la presión exterior radial uniforme de agua y presión interior radial uniforme.
- b) Sistema constituido por:
 - 1. presión radial exterior de agua creciente linealmente con la profundidad, con valor nulo en la clave del túnel y máximo en la plantilla (si el nivel freático está sobre la clave del túnel)
 - 2. presión radial interior de agua creciente linealmente con la profundidad, con valor nulo en la clave y máximo en la plantilla
 - 3. peso propio del revestimiento incluyendo el peso del mortero de inyección
 - 4. reacción de la roca en la plantilla del revestimiento, uniformemente distribuida
- c) Sistema formado por:
 - 1. presión vertical uniforme en la clave y en la base del revestimiento
 - 2. presión horizontal uniforme a ambos lados del revestimiento

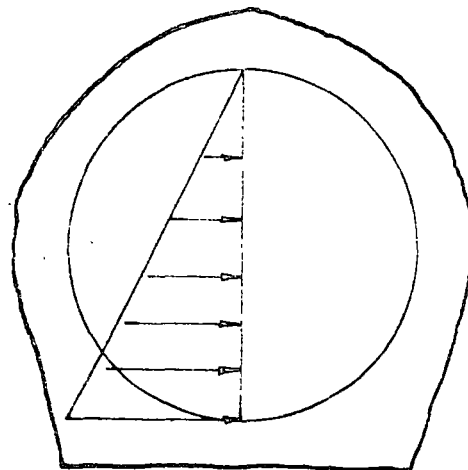
PRIMER SISTEMA DE CARGAS



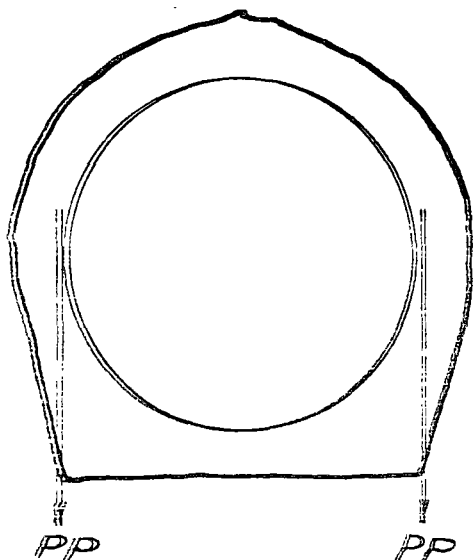
SEGUNDO SISTEMA DE CARGAS



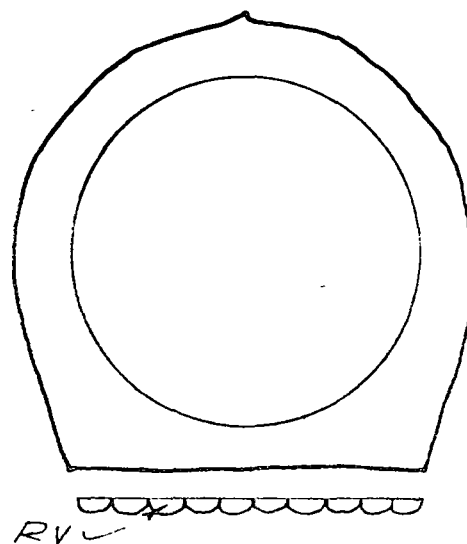
Presión exterior.



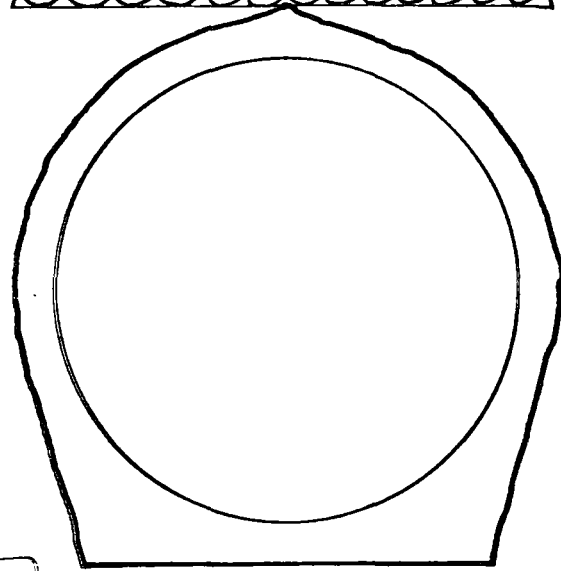
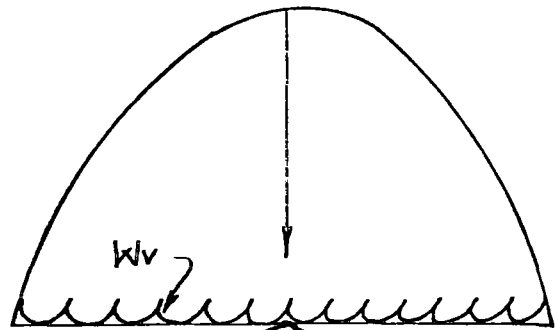
Presión interior.



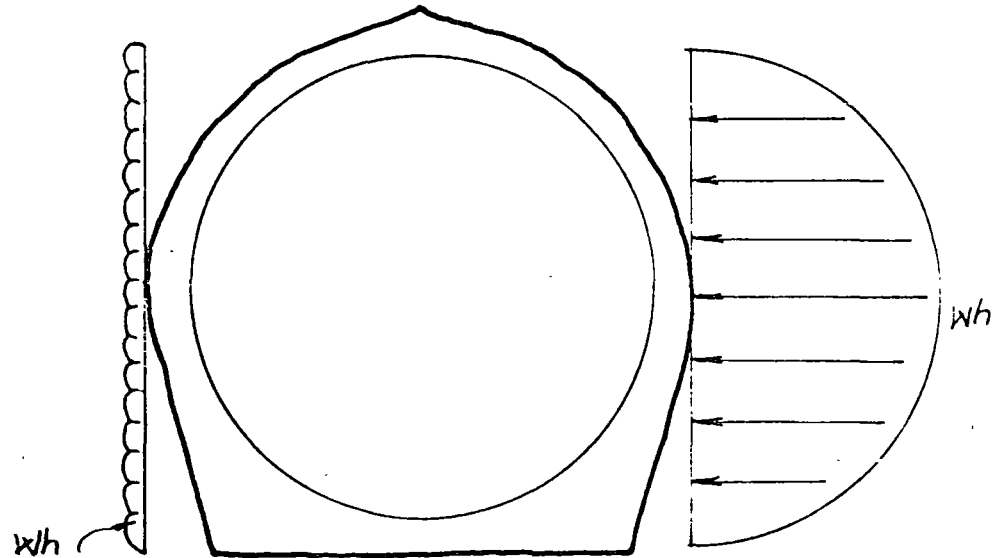
PP = peso propio



RV = Reacción de la roca en la plantilla



Presión vertical en la clave y en la base del revestimiento.



Presión horizontal uniforme a ambos lados del revestimiento.

TERCER SISTEMA DE CARGAS

Las hipótesis de cargas sobre el revestimiento se tomaron de la teoría de Protodyakonov, y las fórmulas para determinar la presión horizontal fueron deducidas por D. Reséndiz, tomando en cuenta la interacción roca-revestimiento.

PROGRAMA PARA COMPUTADORA UTILIZANDO EL METODO DEL ELEMENTO FINITO

Para calibrar el procedimiento de diseño descrito, se usó el método del elemento finito para condición de deformación plana, mediante un programa de computadora elaborado ex profeso.

El método del elemento finito es un procedimiento numérico por medio del cual un medio continuo elástico es idealizado como una red de elementos interconectados en un número finito de puntos o nudos. La forma de los elementos que se emplea en este trabajo, es triangular.

Se usaron redes idealizando una sección compuesta revestimiento-roca. A cada elemento se le asignaron las propiedades elásticas del material correspondiente (concreto o roca), y se calcularon los esfuerzos principales correspondientes en cada elemento de la red.

El estado de esfuerzos así calculado, se corrigió para tener en cuenta la incapacidad de la roca de tomar tensión.

El programa lee los datos generales como son: número de nudos de la malla, número de condiciones de carga, propiedades mecánicas de los materiales, condiciones de frontera y el sistema de cargas. Imprime los datos anteriores y la solución del problema, o sea, los desplazamientos, los esfuerzos y las fuerzas equivalentes señaladas en el párrafo anterior.

PARAMETROS DE DISEÑO

Para cada tramo de túnel, la posición del nivel freático y la presión piezométrica al nivel del túnel, se determinaron por mediciones directas entre dos lumbreras consecutivas.

Los valores del peso volumétrico, del módulo de elasticidad y del factor de resistencia del suelo o roca que interviene en la fórmula de Protodyakonov, se establecieron para cada formación en base a los siguientes factores:

1. Experiencia en otros sitios publicada en literatura
2. Experiencia local propia en el túnel, de diseños previos
3. Mediciones directas mediante pruebas de resistencia en el laboratorio, pruebas de placa en el túnel, y mediciones geosísmicas por refracción
4. Información sobre el comportamiento del material durante el proceso de excavación
5. Información geológica recopilada de recorridos por el interior del túnel y por la superficie, así como análisis petrográficos

Las propiedades mecánicas de las formaciones de roca por las que el túnel cruza, que se tomaron como punto de partida para el diseño del revestimiento definitivo, varían entre los siguientes límites:

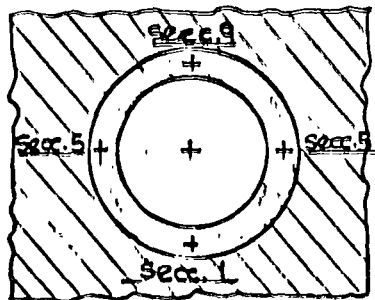
1. Peso volumétrico natural. De 2.4 ton/m³ en rocas sanas, hasta 1.4 ton/m³ en suelos arcillosos; este valor se determinó por pruebas en el laboratorio.
2. Módulo de elasticidad de la roca. De 200,000 kg/cm² en las rocas más competentes, hasta 1100 kg/cm² en suelos arcillo-limosos; estos valores se determinaron principalmente por pruebas de placa, mediciones geosísmicas de refracción y reconocimientos geológicos.
3. Factor de resistencia. De 5 en roca sana, hasta 0.3 en la arcilla con contenidos de agua mayores a 200%; los valores de este parámetro se fijaron en base a los cinco factores mencionados al principio de este inciso.
4. Velocidad de ondas de cortante. De 1500 m/seg en rocas, a 180 m/seg en arcillas; estos valores se fijaron en base a mediciones geosísmicas por refracción efectuadas en el túnel principalmente.
5. Angulo de fricción interna. Entre 40° y 15°; estos valores se fijaron para cada tramo en base a los cinco factores mencionados al principio de este inciso.

Con los parámetros así determinados, se efectuaron análisis de tres tramos típicos del emisor central y del Interceptor Oriente. En base a estos análisis preliminares, se llevó a cabo un programa de instrumentación para medir cargas y deformaciones en la excavación. Los resultados obtenidos se señalan en el inciso 5. A partir de estos valores, se calibró el método de análisis descrito previamente.

Una vez calibrado el proceso de análisis, se aceptaron las hipótesis iniciales y se procedió a diseñar el revestimiento en el resto del túnel.

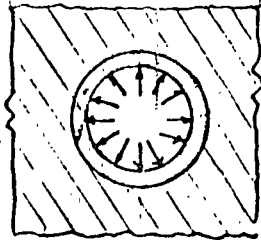
- a) PESO PROPIO
- | | |
|----------------------------|--------------------------|
| $M_1 = + 0.445 w_{PP} R^2$ | $T_1 = - 0.167 w_{PP} R$ |
| $M_5 = - 0.390 w_{PP} R^2$ | $T_5 = - 1.570 w_{PP} R$ |
| $M_9 = + 0.350 w_{PP} R^2$ | $T_9 = 0.167 w_{PP} R$ |
- b) PRESION RADIAL INTERIOR DEL AGUA
- | | |
|-------------------------|-----------------------|
| $M_1 = 0.219 k R_i^3$ | $T_1 = 1.417 k R_i^2$ |
| $M_5 = - 0.194 k R_i^3$ | $T_5 = 0.215 k R_i^2$ |
| $M_9 = 0.176 k R_i^3$ | $T_9 = 0.584 k R_i^2$ |
- c) PRESION VERTICAL
- | | |
|------------------------|-----------------|
| $M_1 = 0.25 w_v R^2$ | $T_1 = 0.000$ |
| $M_5 = - 0.25 w_v R^2$ | $T_5 = - w_v R$ |
| $M_9 = 0.25 w_v R^2$ | $T_9 = 0.000$ |
- d) PRESION HORIZONTAL (DISTRIBUCION UNIFORME)
- | | |
|------------------------|-----------------|
| $M_1 = - 0.25 w_h R^2$ | $T_1 = - w_h R$ |
| $M_5 = 0.25 w_h R^2$ | $T_5 = 0.000$ |
| $M_9 = - 0.25 w_h R^2$ | $T_9 = - w_h R$ |
- e) PRESION RADIAL EXTERIOR DEL AGUA
- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| $M_1 = - 0.219 k R^3$ | $T_1 = - 1.417 k R^2$ |
| $M_5 = 0.194 k R^3$ | $T_5 = - 0.215 k R^2$ |
| $M_9 = - 0.176 k R^3$ | $T_9 = - 0.584 k R^2$ |

Los momentos indicados anteriormente corresponden a los puntos que se indican en la siguiente figura.



Además de las normales indicadas anteriormente, debemos tomar en cuenta las que se presentan debido a la presión hidrostática interior y exterior.

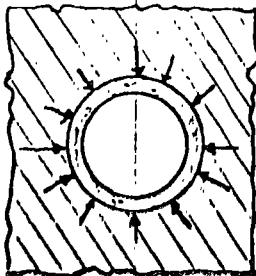
f) PRESION HIDROSTATICA INTERIOR



$$T = P_i R_i$$

P_i = Presión hidrostática interior

g) PRESION HIDROSTATICA EXTERIOR



$$T = - P_e R$$

P_e = Presión hidrostática exterior

Dr. Daniel Reséndiz

Enero, 1972.

5. INSTRUMENTACION Y ENSAYES INSITU

1. PROGRAMA Y OBJETIVOS

El programa de instrumentación y ensayos insitu en los túneles del emisor central e interceptores, tuvo como objetivo recabar la información que permitiera calibrar los procedimientos adoptados en el diseño del soporte definitivo.

Los sitios escogidos para las estaciones de instrumentación y pruebas de carga fueron representativos de unidades litológicas que aparecían en grandes extensiones del túnel. Las pruebas de geosísmica aportaron información de casi todas las formaciones litológicas que atravesó la obra.

Mediante las estaciones de instrumentación, se registró la evolución de las cargas y desplazamientos inducidos por la excavación. Los ensayos de carga y las pruebas de geosísmica se realizaron con la finalidad de obtener los parámetros de deformabilidad del terreno.

2. PROCEDIMIENTOS DE MEDICION Y RESULTADOS

2.1 Estaciones de Instrumentación

Las mediciones en las estaciones de instrumentación se efectuaron en dos períodos: del 26 de Julio de 1968 al 30 de Abril de 1969, y del 24 de Diciembre de 1971 al 15 de Enero de 1973.

En el primer período las estaciones estuvieron integradas por los aparatos siguientes:

- a) extensómetros longitudinales instalados desde el interceptor de los túneles, para la observación de los desplazamientos del terreno normales al eje del túnel, en un cierto número de puntos fijos en la zona de influencia de la excavación.

- b) celdas de carga instaladas entre los tramos de los marcos de acero para medir las cargas soportadas por éstos.

En el segundo período, además de los aparatos descritos, se emplearon los siguientes:

- c) extensómetros longitudinales instalados desde la superficie del terreno natural para medir desplazamientos desde antes del paso de la excavación por la estación.
- d) extensómetros portátiles para la medición de la distancia entre puntos fijos en la superficie interior del túnel, en una sección transversal para observar la variación de su geometría.
- e) anclas de tensión instrumentadas con celdas de carga para registrar las tensiones que se producen paralelamente a los desplazamientos hacia la excavación.
- f) celdas de presión instaladas en cada punto de contacto entre el terreno y los marcos de acero para la medición de la magnitud y distribución de las cargas transmitidas (debido al gran número de celdas necesarias para este propósito, se emplearon solamente en una estación).

En las figuras 1' a 5', se muestra el detalle de instalación de los aparatos descritos.

Se emplearon preferentemente, aparatos de medición con dispositivos mecánicos e hidráulicos, evitando el uso de aparatos electrónicos, que por lo general, en ambientes húmedos dan lugar a fallas frecuentes o mediciones poco confiables.

A continuación, se presenta un resumen de los resultados de las mediciones (tabla I).

Con base en la teoría de Protodyakonov*, se supone que la zona de material que se relaja o se "suelta" en la parte superior del túnel, tiene la forma de una parábola (figuras 6 y 7) de ancho b igual al ancho de la excavación y altura h dada por la ecuación:

$$h = \frac{b}{2f}$$

donde

f = que se denomina factor de resistencia, tiene los valores siguientes:

$$\begin{aligned} f &= \tan \phi \text{ en suelos friccionantes,} \\ f &= \tan \phi + \frac{c}{\sigma_c} \text{ en suelos cohesivos,} \\ f &= \frac{\sigma_k}{100} \text{ en rocas,} \end{aligned}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna,}$$

$$c = \text{cohesión}$$

$$\sigma_c = \text{resistencia a la compresión uniaxial}$$

$$\sigma_k = \text{resistencia a la compresión en especímenes cúbicos}$$

como el área de la parábola es:

$$A = \frac{2}{3} bh$$

la carga vertical $2V$ que gravita sobre los soportes del túnel en un metro de longitud, en el sentido vertical en el sentido del eje del túnel es:

$$2V = \frac{b^2}{3f}$$

o despejando f :

$$f = \frac{b^2}{6V}$$

* K. Szechy, "The art of tunnelling". Akademiai Kiado, Budapest, 1966, pp 213-217

donde

γ = peso volumétrico del material relajado

V = puede considerarse como la carga de un lado del soporte

Por lo tanto, el factor de resistencia f , que es un factor para el diseño del revestimiento, puede evaluarse conociendo la altura de la parábola de relajación o la carga V sobre las celdas de cada pata en los marcos.

3. PRUEBAS INSITU

3.1 Pruebas de carga

Por medio de placas rígidas de un tercio de metro cuadrado de área de contacto, se aplicaron cargas al techo, al piso y a las paredes laterales de los túneles, en seis ciclos de carga, con una velocidad de aplicación de 2.5 kg/cm²/minuto.

El dispositivo para la aplicación de las cargas, consistió en una estructura de acero de 6.5 toneladas de peso y tres gatos hidráulicos activados en forma simultánea.

Los desplazamientos producidos en el terreno, se observaron mediante cuatro micrómetros sujetos a una estructura rígida y liviana, empotrada en sitios fuera de la influencia de las cargas.

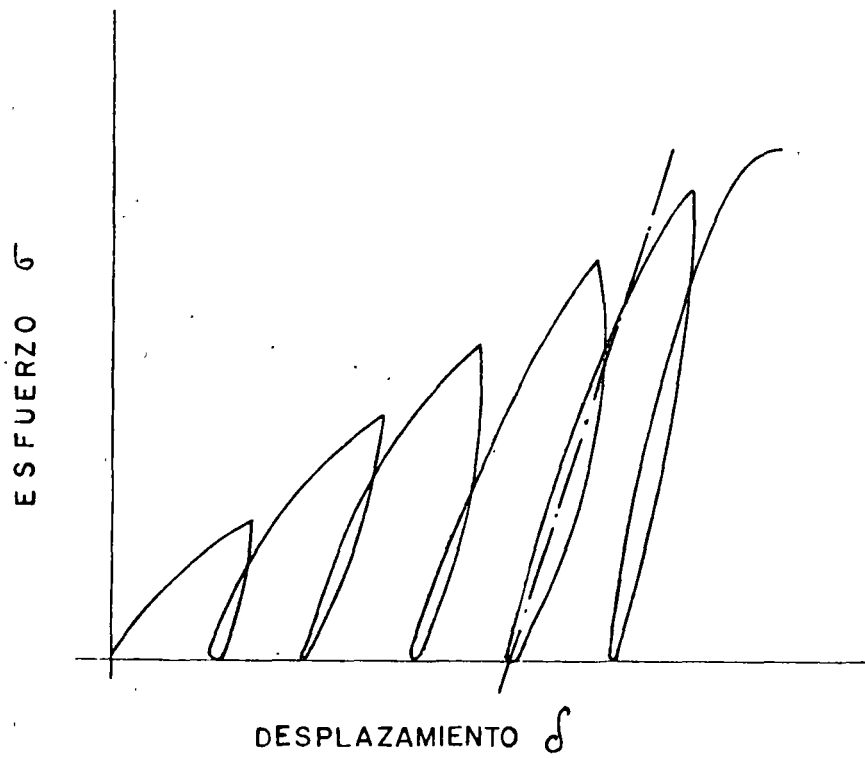
Con los valores de las cargas aplicadas y los desplazamientos correspondientes, se dibujó para cada prueba, una gráfica esfuerzo-desplazamiento como la que se muestra en la figura 8.

En el cálculo de los módulos elásticos, se emplearon las fórmulas siguientes:

$$E = \frac{1-V^2}{2 \Delta S} \pi R A \sigma$$

cuando las mediciones de desplazamientos se ejecutaron sobre las placas,

$$y \quad E = \frac{1-V^2}{2 \Delta S} R \cdot \text{sen}^{-1} \frac{R}{r} \cdot \Delta \sigma \quad \text{-----} \quad 2$$



GRAFICA ESFUERZO - DESPLAZAMIENTO ($\sigma - \delta$)

cuando las mediciones de desplazamientos se efectuaron directamente sobre el terreno a una distancia $(r-R)$ de las placas.

en las fórmulas anteriores:

E = módulo de elasticidad

V = relación de Poisson

R = radio de la placa

r = distancia del punto de medición de desplazamiento al centro de la placa

σ = esfuerzo aplicado cuya magnitud se obtiene dividiendo la carga aplicada entre el área de contacto de las placas y el terreno

δ = desplazamiento vertical inducido por la carga aplicada

$\Delta\sigma$ = intervalo de esfuerzos seleccionado en la gráfica esfuerzo-desplazamiento (σ, δ)

$\Delta\delta$ = intervalo de desplazamientos seleccionado en la gráfica esfuerzo-desplazamiento $(\sigma - \delta)$

En la tabla 2 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos de carga.

3.2 Estudios geofísicos

Los estudios geofísicos fueron en su mayor parte geosísmicos de refracción, también se efectuaron sondeos eléctricos de resistividad combinados con los geosísmicos, en el tramo comprendido entre el km 37+450 y el km 39+447 del kilometraje general.

Los estudios geosísmicos de refracción se efectuaron principalmente con un equipo sísmico portátil BISON con canales separados para geófono horizontal y vertical. Este equipo

permite detectar la onda S* con el geófono horizontal, y la onda P** con el vertical. Mediante este procedimiento, se obtuvieron resultados altamente confiables, a pesar de las condiciones de humedad del ambiente, del alto nivel de ruido, y de la presencia de revestimientos de concreto lanzado en algunos tramos.

En menor escala, fueron utilizados otros equipos sísmicos como el de 12 canales con registro en papel fotográfico, marca SIEDRESSER, y el de lectura, a través de osciloscopio marca SOILTEST.

En la tabla 3 , se presenta un resumen de los resultados de las mediciones geosísmicas.

* Onda transversal o cortante
** Onda longitudinal o de compresión

TABLA 1

Estación	Tramo y localización	Aparatos instalados	Período de mediciones	Soporte temporal	Litología	Resultados
1	L0-L1 km 0+035	6C en 3M	26-VII_68 a 9-IX_68	M	Tobas soldadas	Estabilización de las cargas en los marcos en 700 hs. La magnitud de las cargas en cada pata fue de 2 a 6 tons.
2	L1_L2 km 5+380	6C en 3M 3 Ex	3-III_69 a 29-IV_69	M	Toba andesítica de color café	Estabilización de las cargas de 10 a 20 tons en cada pata de los marcos. Los extensómetros no detectaron desplazamientos apreciables.
3	L2_L3 km 6+452	4C en 2M	7-VIII-68 a 30-XI-68 y 31-I_69 a 31-III-69	M	Andesita compacta, fracturada color café.	Estabilización de las cargas a 12 ton en cada pata de los marcos, variando 4 ton por efecto del banqueo.
4	L2-L3 km 5+490	6C en 2M 3 Ex	10-X-68 a 29-IV_69	M	Andesita compacta fracturada, color café. Fracturas bien empacadas con materiales arcillosos.	Las cargas en las patas derechas fue de 25 tons y en las izquierdas y en la clave fue de 8ton. En los extensómetros los desplazamientos fueron muy pequeños.
5	L14_L15 km 36+574	6C en 2M 3 Ex	4-XII-68 a 30-IV-69	M	Contacto entre arcilla roja, tobáceo y basalto.	Pronta estabilización de las cargas entre 5 y 10 ton en cada pata de los marcos. Se aprecia una zona pequeña de material suelto sobre la excavación.

(CONTINUACION TABLA 1)

Estación	Tramo y localización	Aparatos instalados	Período de mediciones	Soporte temporal	Litología	Resultados
6	L16-L17 km 40+743	6C en 2M 3 Ex	3-VIII-68 a 5-IX-68 y 26-IX-68 a 30-IV-69	M	Andesita compacta, fracturada, color café	Después de 700 hs de observación las cargas en los marcos son de 28 ton en cada pata y no se alcanza la estabilización.
7	L13-L0 I.O. a 565m aguas abajo de la L13	1 Exs 2 Ex 7 P	18-X-72 a 15-I-73	DV	Sedimentos arenarcillosos de origen volcánico (tepetate)	Desplazamientos de 1cm hacia el túnel que afectan una zona de 30 m en la parte superior.
8	L6-L7 km 14+760	1 Exs 3 Ex 7p	8-V-72 a 10-X-72	CL	Conglomerado pluvial de la formación Tarango.	Se evalúa el espesor del material relajado en la parte superior del túnel se calcula el factor de resistencia $t = 4m$ y $f = 67$
9	L8-L9 km 20+713	3C 8cp	8-XI-72 a 7-XII-72	M	Conglomerado pluvial de la formación Tarango.	Se evalúa $\theta = 30^\circ - 45^\circ$ y $k = .66$ a partir de las cargas que soportan los marcos
10	L10-L11 km 26+540	2 Ex 3A 7p	29-VII-72 a 5-I-73	M	Riolita alterada	Se determina $t = 3 m$ y $f = 0.89$
11	L11-L12 km 27+600	3 Ex 3A	16-VII-72 a 5-I-73	AM	Roca andesita fracturada	Se determinan $t = 4 m$ y $f = 1.65$
12	L14-L15 km 32+970	3 Ex 2A 7p	17-IV-72 a 12-VII-72	CL	Conglomerado pluvial de la formación Tarango	Se determinan $t = 5 m$ y $f = .53$

CONTINUACION TABLA 1)

45

Estación	Tramo y localización	Aparatos instalados	Período de mediciones	Soporte temporal	Litología	Resultados
13	L20-L21 km 46+650	1 Ex 2A 3 Ex 7p	24-XII-71 25-IV-72	M	Margas lucustres color verdoso	Con base en las cargas que soportan los marcos instrumentados se estima $f = 1.7$

Simbología:

- L- Lumbrera
- C- Celda de carga
- CP- Celda de presión
- Exs- Extensómetro longitudinal desde la superficie del terreno
- Ex- Extensómetro longitudinal desde el interior del túnel
- A- Ancla de tensión instrumentada
- P- Puntos fijos
- I.O- Interceptor Oriente
- DV- Dovelas
- M- Marcos de acero
- CL- Concreto lanzado
- AM- Anclaje y malla de alambre
- ϕ - Angulo de fricción interna
- f- Factor de resistencia
- k- Relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical

TABLA 2

Prueba	Localización	Tramo	E (kg/cm ²)	Litología
1	km 4+200 T y Piso	L11-L12 I.O.	3950_2210	Sedimentos arenosos lacustres de origen volcánico (tepetate)
2	km 4+200 Paredes L3	L11-L12 I.O.	6030_1700	Sedimentos arenosos lacustres de origen volcánico (tepetate)
3	km 4+365 T y P	L1-L2	120_000-250_000	Toba andesítica de color café
4	km 4+365 pds	L1-L2	260_000_200_000	Toba andesítica de color café
5	km T y P	L2-L3	20_400- 56_000	Andesita gris compacta fracturada
6	km pds	L2-L3	69_000_110_000	Andesita gris compacta fracturada
7	km 30+070 T y P	L11_L12	49_000- 99_000	Toba areno arcilla compacta (conglomerado)
8	km 30+070 pds	L11=L12	170_000=114_000	Toba areno arenillosa compacta (conglomerado)
9	km 31+120 pds	L12_L13	4400=7200	Aglomerado de basalto empaquetado en material tobáceo
10	km 35+168 T y P	L14=L15	103_000=154_000	Conglomerado pluvial - til de la formación tarango
11	km 35+168 pds	L14-L15	131_000- 67_000	Conglomerado pluvial - til de la formación tarango
12	km 40+606 T	L15-L17	64_000	Andesita basáltica con intercalaciones de toba y arenisca. Alto grado de fisuración.

(CONTINUACION TABLA 2)

Prueba	Localización	Tramo	E (kg/cm ²)	Litología
13	km 40+606 pds	L15-L17	50,000-53,000	Andesita basáltica con intercalaciones de toba y arenisca. Alto grado de fisuración
14		L15-L17		
15	km 40+846 pds	L17-L18	51,800_96,000	Andesita basáltica fracturada y arcilla tobácea

Simbología:

T- Techo.

P- Piso.

pds- Paredes en el orden oriente poniente en el emisor central y norte, sur en el interceptor oriente

L_ Lumbrera

I.O_ Interceptor Oriente

E_ Módulo elástico tomado de los ciclos de carga_descarga

TABLA 3

Tramo	Localización (kilometraje general)	Profundidad ** (m)	Velocidades (m/seg)		G (kg/cm ²)	Litología
			Onda P	Onda S		
L11-L12 1.0. L11-L12 1.0. L11-L12 1.0		0.0-5.0 * 5-26 >26	305 550 1370-1770	180 380 730-915	560 2,500 9250-14,500	Sedimentos arenosos de origen volcánicos (tepetate)
L15-L16 L15-L16	36+839 27+344	2-3 2-3	2140 1800	1160 1160	34,000 29,600	Andesita basáltica con intercalaciones de toba y arenisca. Alto grado de fracturamiento.
L16-L17 L16-L17 L17-L18 L17-L18 L17-L18 L17-L18	39+951 39+163 41+136 41+536 43+182 42+482	2.5 2.0 4.0 3.2 1.0 3.0		690 1220 690 1200 1500 1150	12,000 36,700 12,000 36,100 56,200 33,200	Andesita medianamente fracturada, con algunas tobas soldadas, arenas conglomeráticas
L14-L15	En todo el tramo	4.0		434	4,800	Conglomerado pluviátil de la formación Tarango
L1-L2	3+698			500	6,400	Andesita
L1-L2	3+894			406	3,500	Conglomerado
L1-L2	4+299			340	2,200	Tepetate
L1-L2	4+893			760	12,300	Toba
L1-L2	5+283			510	6,500	Andesita
L2-L3	5+470			1380	48,200	Andesita masiva
L11-L13	En todo el tramo		2,200	1200	35,200	Riolitas
L7-L8	En todo el tramo	10.0	2,400	1400	54,900	Conglomerado pluviátil de la formación Tarango

* Desde superficie

** S/p del túnel

(CONTINUACION TABLA 3)

Tramo	Localización (kilometraje general)	Profundidad (m)	Velocidades (m/seg)		G (kg/cm ²)	Litología
			Onda P	Onda S		
L20-L19	46+002	< 2.0	1085	715	13,000	Margas lacustres de color verde
L20-L19	46+002	> 2.0	1850	1150	33,600	
L19-L20	46+558		1160	540	6,200	
L19_L20	46+478		1250	685	10,100	

Simbología:

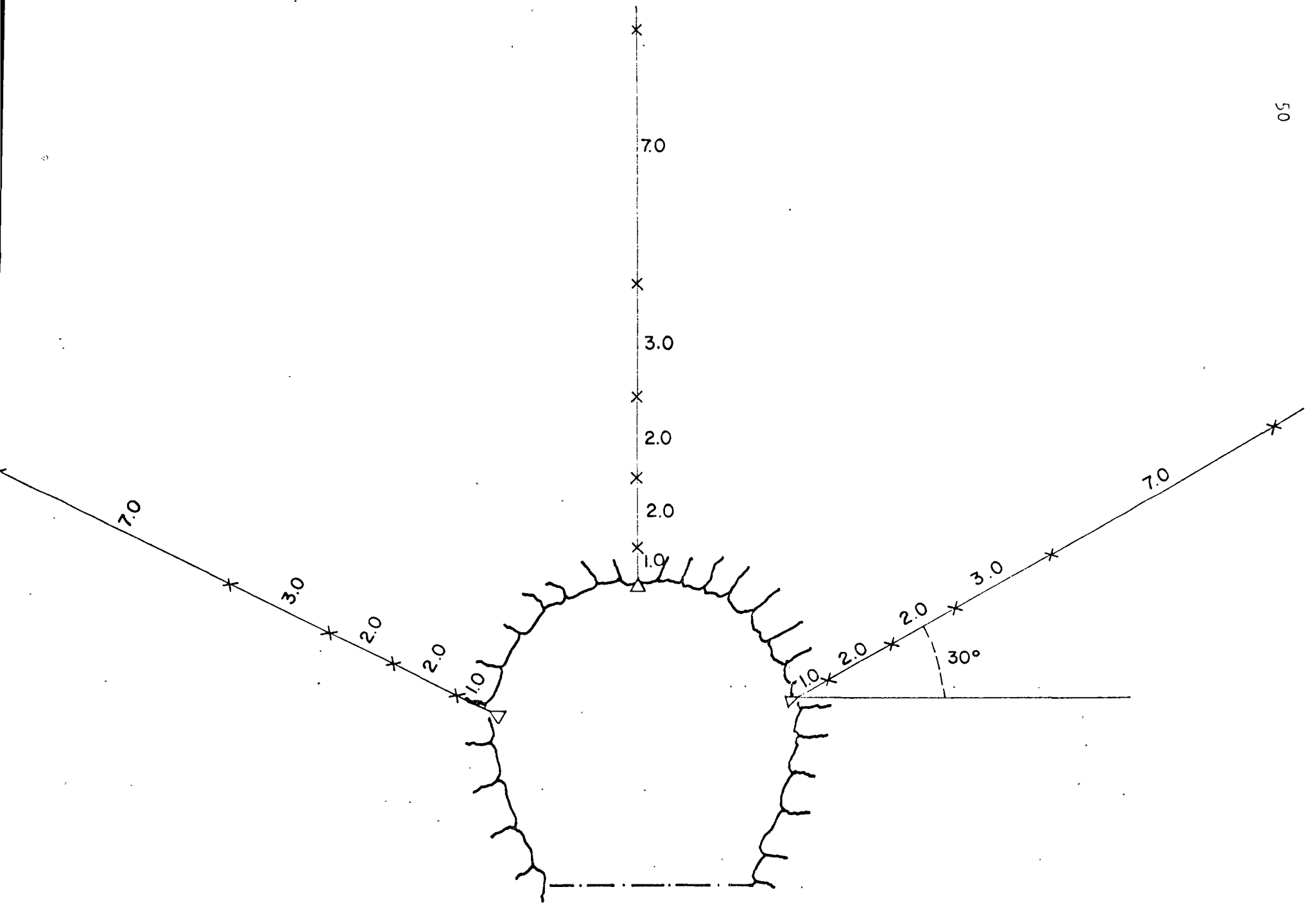
L_ Lumbrera

I.O.-Interceptor Oriente

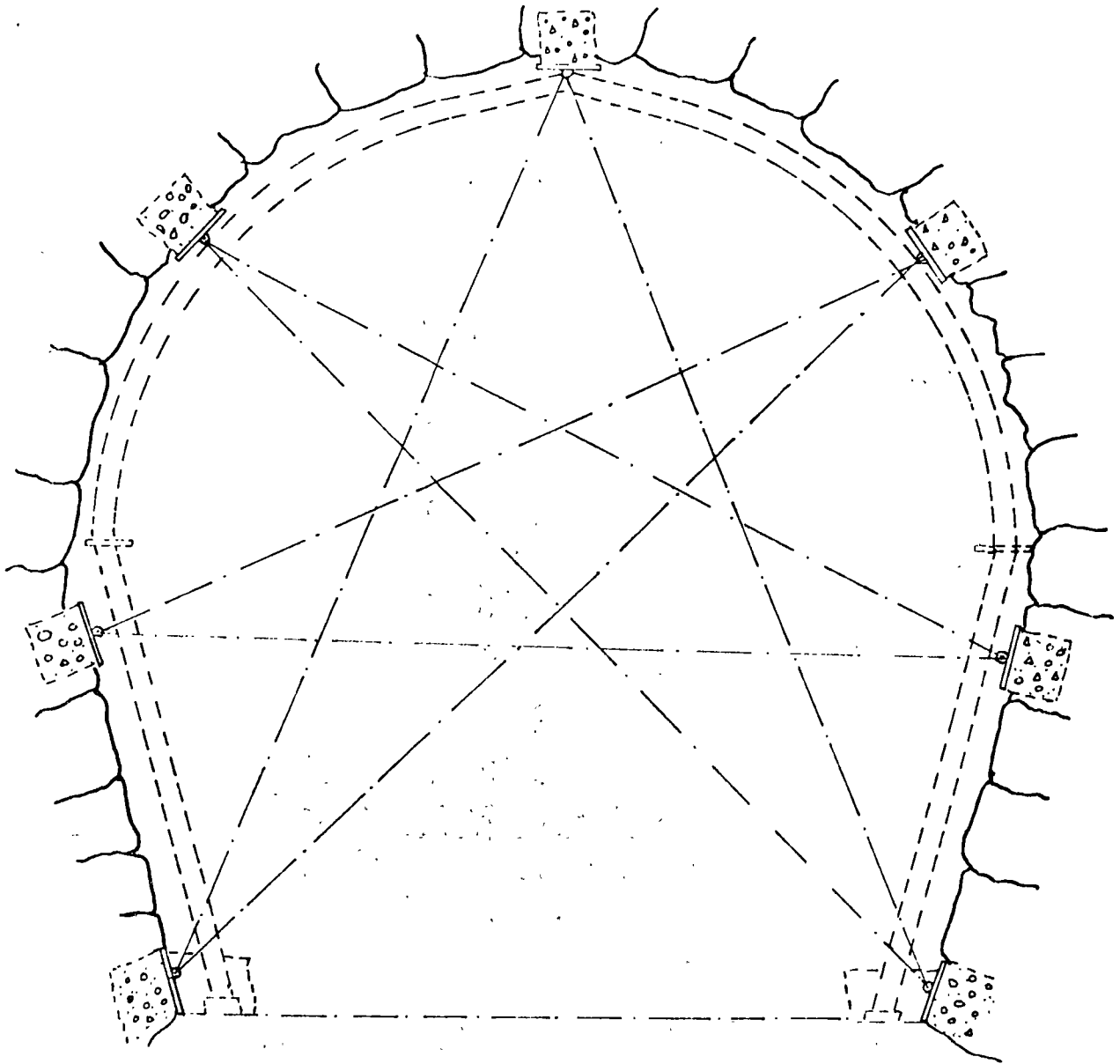
Onda P_Onda longitudinal o de compresión

Onda S_Onda transversal o de corte

G_ Módulo de rigidez



EXTENSOMETROS MPBX DE 5 PUNTOS SENSORES Y 15m. DE LONGITUD.



PUNTOS FIJOS PARA LA MEDICION DE LA VARIACION DE LA GEOMETRIA DE LA SECCION TRANSVERSAL INSTRUMENTADA

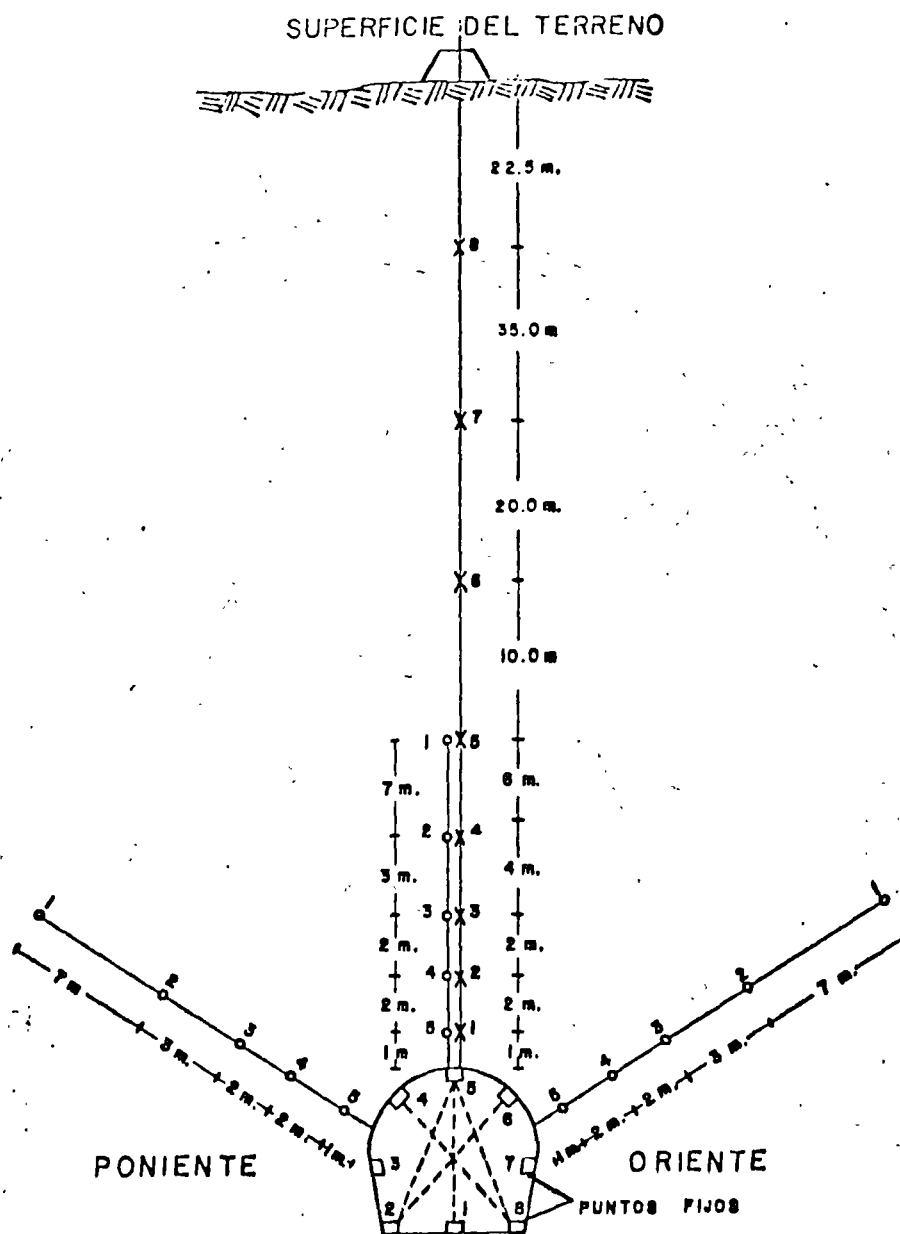
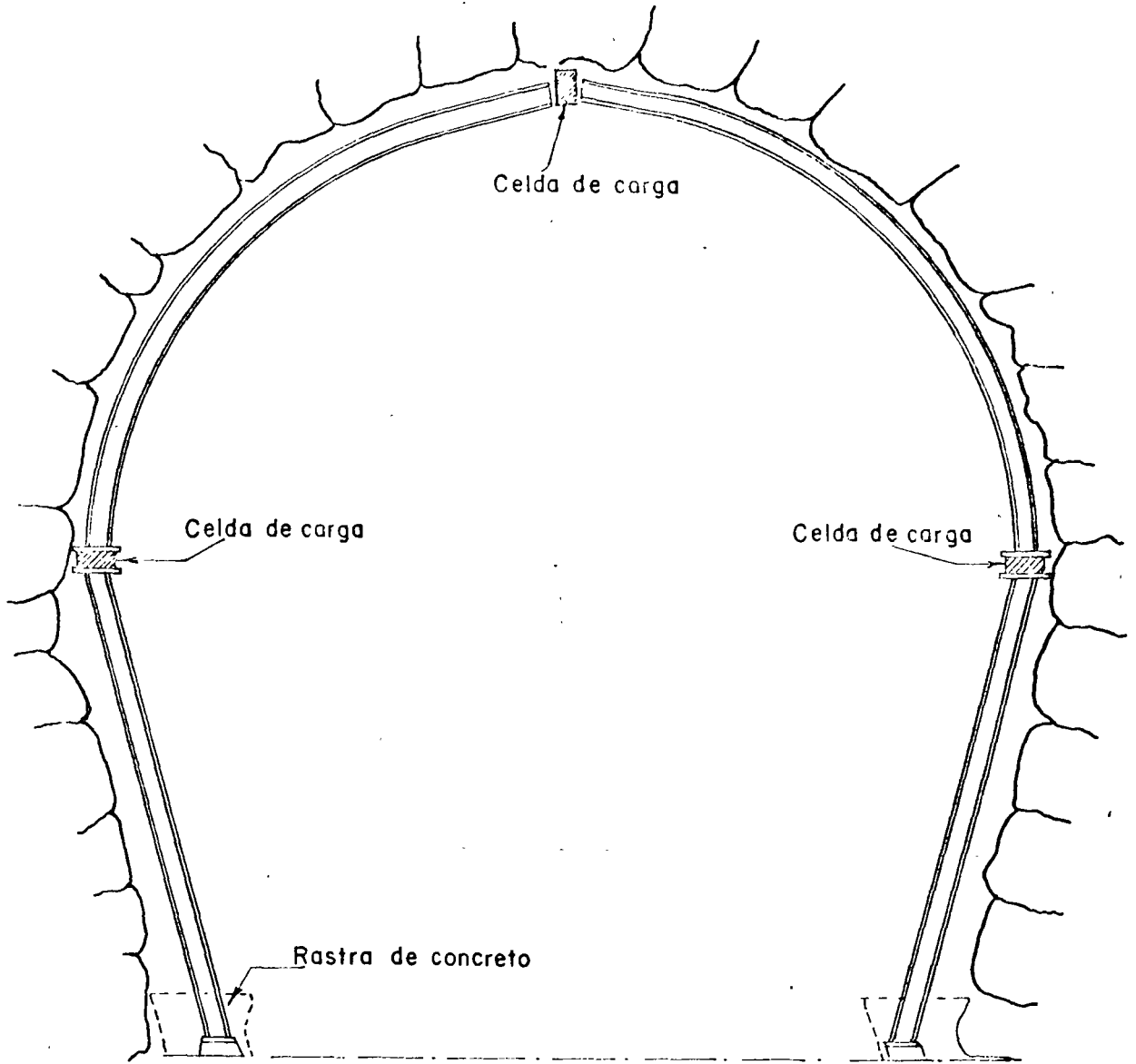
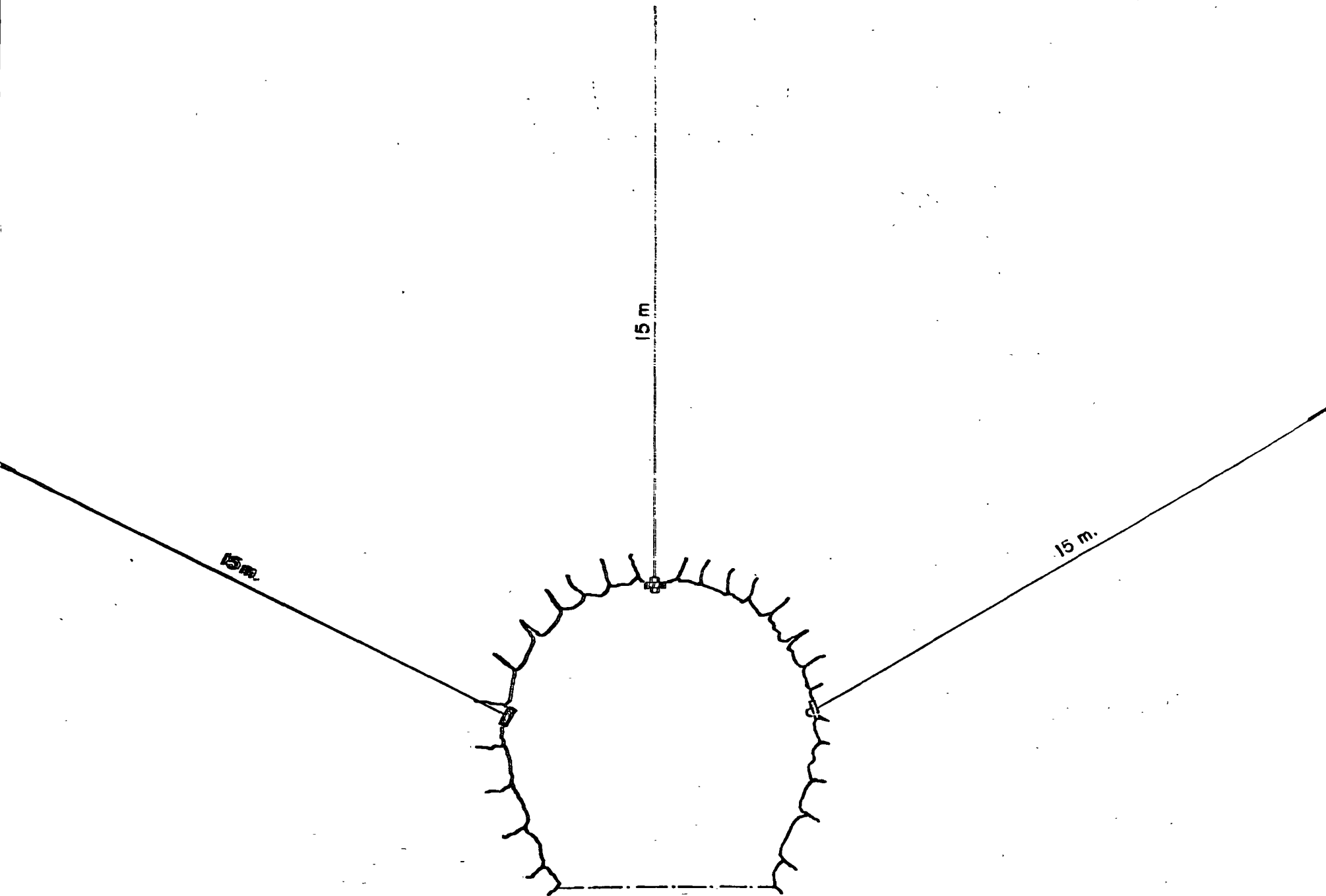


FIG. 6.3'. Distribución de los instrumentos que integran una estación.

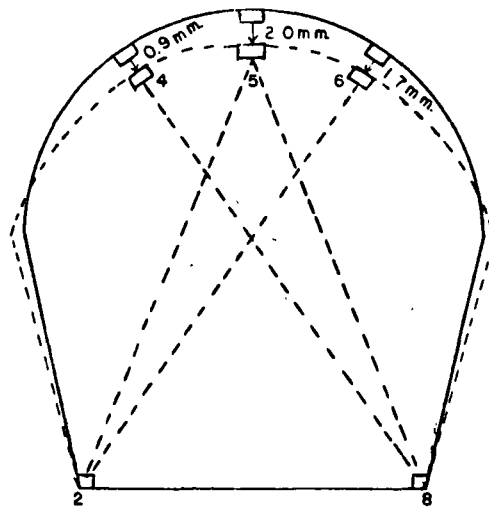


CELDAS PARA LA MEDICION DE LA CARGA EN LOS MARCOS



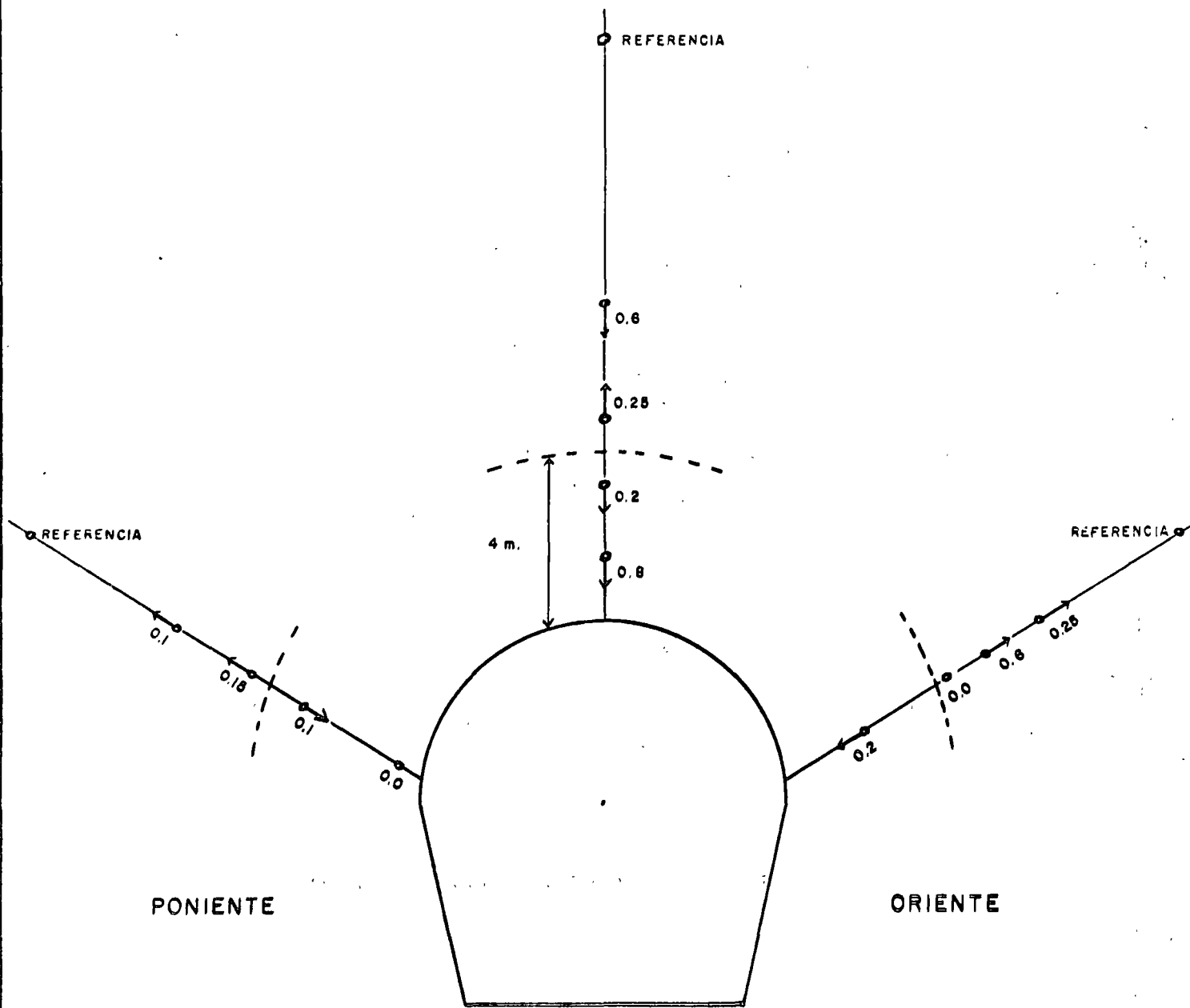
ANCLAS DE TENSION

Fig. 2.



Variación de la geometría de la sección instrumentada.

Fig. 12



Desplazamientos registrados con los extensómetros interiores después de la estabilización.

BIBLIOGRAFIA

HIDRAULICA

- D.D.F. Secretaría de Obras y Servicios. Dirección General de Obras Hidráulicas. Memoria de las obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal. Tomo III (por publicarse).
- D.D.F. Secretaría de Obras y Servicios. Nuevo Sistema de Drenaje Profundo. 1973.
- DIRAC, S.C. Memoria de cálculos de la obra derivadora del Gran Canal. 1973.
- DIRAC, S.C. Memoria de cálculos de la obra derivadora en la descarga del Emisor Central. 1973.
- GHI, S.C. Informe del modelo de la lumbrera 8C. 1973.
- UNAM Instituto de Ingeniería. Un criterio para el diseño hidráulico de una cámara en espiral sobre una lumbrera. 1971.
- UNAM Instituto de Ingeniería. Estudio de la obra derivadora en la descarga del Emisor Central. 1971.
- C.F.E. Manual de diseño de Obras Civiles. Sección Hidráulica. 1970.
- Sotelo A.G. Hidráulica General, Volumen 1. 1974.

BIBLIOGRAFIA

DISEÑO ESTRUCTURAL

- D.D.F. Secretaría de Obras y Servicios. Dirección General de Obras Hidráulicas. Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal. Tomo III (por publicarse).
- DIRAC, S.C. Lineamientos generales de cálculo de túneles. 1972.
- DIRAC, S.C. Memoria de cálculos del diseño del revestimiento definitivo de Interceptores y Emisor. 1972, 1973, 1974 y 1975.
- DIRAC, S.C. Memoria de cálculos del diseño de obras complementarias del Sistema de Drenaje Profundo. 1973, 1974 y 1975.
- UNAM Centro de Educación Continua.
Guerrero V.G. Curso de túneles. 1975.
- Stagg K.G.
Zienkiewicz O.C. Rock mechanics in engineering practice.
- Roark R. J. Formulas for Stress and Strain
- Szechy K. The art of tunnelling. 1967.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

LA PETROLOGIA DE LA INGENIERIA (PETROGRAFIA INGENIERIL
O PETROGRAFIA APLICADA A LA INGENIERIA)

ING. ARMANDO G. QUEZADAS FLORES

AGOSTO, 1978.

LISTA DE ILUSTRACIONES

	PAGINA
Tabla No. 1.- Clasificación General de las Rocas Igneas	2
Tabla No. 2.- Clasificación General de las Rocas Sedimentarias . .	2 - 3
Tabla No. 3.- Clasificación General de las Rocas Metamórficas . .	3
Fig. No. 1.- Rocas en lámina delgada	4 - 5
Tabla No. 4.- Porosidad y Densidad de las Rocas.	7
Tabla No. 5.- Resistencia en Compresión Uniaxial y Tensión	8

C O N T E N I D O

	PAGINA
INGENIERIA PETROGRAFICA	1
I.- COMPOSICION	1
II.- TEXTURA	4
III.- FABRICA	6
IV.- EL PESO VOLUMETRICO DE LA ROCA	6
V.- POROSIDAD	7
VI.- RESISTENCIA EN TENSION	8
VII.- RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL	9
VIII.- ELASTICIDAD	9
IX.- SOLUBILIDAD	9
X.- CORROSIÓN	9
XI.- RESISTENCIA A LA EROSION	10
XII.- RESISTENCIA AL INTEMPERISMO	10
XIII.- OTRAS PROPIEDADES	10
CONCLUSIONES	11

R E S U M E N

En este artículo se analiza el concepto de Petrografía de la Ingeniería - Ingeniería Petrográfica. Evidentemente que los requisitos ingenieriles que se establecen para que las rocas puedan ser utilizadas como material de construcción están relacionadas con sus propiedades mecánicas y químicas. La Petrografía de Ingeniería es la rama de la Petrología la que haciendo uso de los métodos petrográficos estudia estas características y demuestra la íntima relación que existe entre la textura y composición mineralógica de las rocas con sus propiedades ingenieriles.

PETROGRAFIA DE LA INGENIERIA

Esta rama de la petrografía es conocida en otras partes del mundo como INGENIERIA PETROGRAFICA, lo cual lleva a tener una falsa idea de lo que realmente es la especialidad. Esta ciencia es de carácter interdisciplinario pues utiliza los principios y métodos de la petrografía en la solución de problemas específicos de ingeniería civil.

Las propiedades básicas ingenieriles de las rocas, son su composición, textura, fábrica, propiedades físicas, índice de alteración, solubilidad, corrosión, resistencia a la erosión y al intemperismo, etc. La composición, textura y fábrica corresponden al campo de la petrografía, por lo que se analizará como se relacionan estos parámetros con las otras propiedades.

Krynine y Judd resumen la importancia de las propiedades ingenieriles de las rocas señalando que "Los efectos posibles de las cargas en las rocas dependen de las propiedades físicas de estos materiales y debían ser conocidas por el proyectista de la estructura".

Las propiedades físicas más importantes de las rocas desde el punto de vista de la construcción son:

Peso volumétrico seco, porosidad, absorción, alterabilidad, solubilidad, permeabilidad, resistencia en compresión uniaxial, resistencia en tensión y su módulo de elasticidad, analicemos brevemente estos parámetros.

I.- COMPOSICION

Por definición roca es un agregado de minerales, las diferen-

tes proporciones en que intervienen estos en la roca, así como su textura y origen permiten clasificar a las rocas de la corteza terrestre en tres grandes grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Las rocas ígneas se forman por el enfriamiento del magma, ya sea en la superficie, rocas volcánicas ó en el interior de la corteza terrestre, rocas plutónicas.

TABLA No. 1. CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS IGNEAS.

COMPOSICION MINERAL TEXTURA	CUARZO FELDESPATO POTASIO	FELDESPATO POTASIO	PLAGIOCLASA SODICA	PLAGIOCLASA CALCICA	PIROXENAS OLIVINO
Volcánica (afanítica)	Riolita	Traquita	Andesita	Basalto	- - -
Plutónica (fanerítica)	Granito	Sienita	Diorita	Gabro	Peridotita.
Contenido de SiO ₂ %	ácida 66		intermedia 66-52		básica 52

Con escasas excepciones, la mayoría de las rocas ígneas básicas tienden a deteriorarse física y químicamente más rápidamente que las de tipo ácido.

Las rocas sedimentarias se forman a partir del depósito de sedimentos generalmente en ambientes marinos.

Las rocas sedimentarias tienden a ser más débiles que las ígneas, debido a la hidratación de los feldespatos a caolinita y la -

CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS



CLASTICAS (DETRITICAS)		
TEXTURA	Tamaño del grano en mm	FAMILIA
SEFITICA	y 2	CONGLOMERADO
		BRECCIA
		CALCIRUDITA
SAMITICA	2 - 1/16	ARENISCAS; ORTOCUARCITA
		ARCOSA
		GRAUVACA
		CALCARENITA
PELITICA	1/16 - 1/256	LIMOLITA LUTITA LODOLITA
	< 1/256	CALCILUTITAS

NO CLASTICAS (ORGANICAS Y QUIMICAS)		
TEXTURA	COMPOSICION	FAMILIA
V A R I A C I O N	CALCAREA	CALIZAS (Calizas de foraminíferos, Creta, etc.)
		DOLOMIAS
	SALES	EVAPORITAS
	SILICEA	PEDERNAL TRIPOLI
	CARBONOSA	CARBON
	FERRUGINOSA	GLAUCONITA SIDERITA

formación de minerales "orgánicos" tales como la calcita y la dolomita. De acuerdo a su modo de formación las rocas sedimentarias se dividen en: clásticas, orgánicas y químicas. (vease la tabla No. 2).

Los sedimentos clásticos arenosos y rudáceos compactados y bien cementados resisten el intemperismo en varios grados. Mineralógicamente estas rocas son muy simples. Los clásticos de grano fino (lutitas y arcillas) compuestos por minerales arcillosos, ofrecen poca resistencia a los procesos de desintegración (mecánica) y descomposición (química). Para establecer la composición de la roca y su alteración se requiere del uso de láminas delgadas y de la identificación por rayos "X" de los minerales que pueden tener una influencia directa en la estabilidad de la roca.

Las rocas metamórficas se forman a partir de rocas preexistentes por los efectos de temperatura, presión y fluidos químicamente activos. De acuerdo con su estructura se clasifican en masivas y foliadas. (vease tabla No. 3).

TABLA No. 3, CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS METAMORFICAS

ESTRUCTURA		R O C A	METAMORFISMO	ROCA ORIGINAL
Foliada	Fina	pizarra filita	regional	lutitas, tobas, etc.
	Media	esquisto		lutitas, tobas, areniscas, etc.
	Gruesa	Gneiss		granitos, esquistos
No foliada		Hornfels	contacto	lutitas, areniscas, andesitas
		Cuarcita		ortocuarcitas
		Mármol		calizas y dolomías

Las rocas metamórficas muestran un considerable rango de variación en su estabilidad, algunas se desintegran rápidamente, mientras otros son extremadamente resistentes a los procesos de intemperismo y erosión.

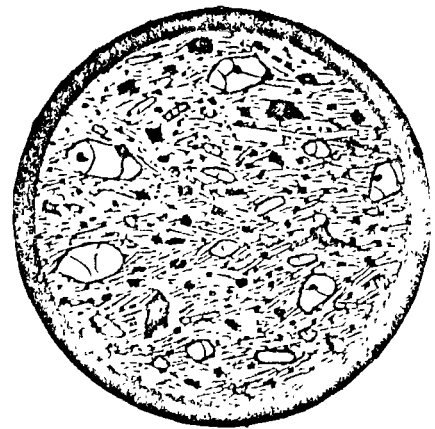
II.- TEXTURA

La textura se define como el tamaño, forma y arreglo de los componentes de una roca, es de gran interés en el análisis de las rocas, afecta su porosidad, permeabilidad, fracturamiento, saturación y movimiento del agua subterránea, alteración física, química y durabilidad, los estudios de láminas delgadas se necesitan para determinar detalladamente las variaciones texturales y sus relaciones. En la roca los minerales están unidos por una matriz o por un cementante químico, por lo que la resistencia de la roca dependerá en primer lugar de la resistencia de la matriz y del área de contacto entre los granos. El comportamiento de la roca estará afectado por las imperfecciones en la textura, tales como vacíos (poros), fisuras, inclusiones, límites de granos y partículas débiles. En la figura No. 1, se ilustran la textura de cuatro rocas comunes.



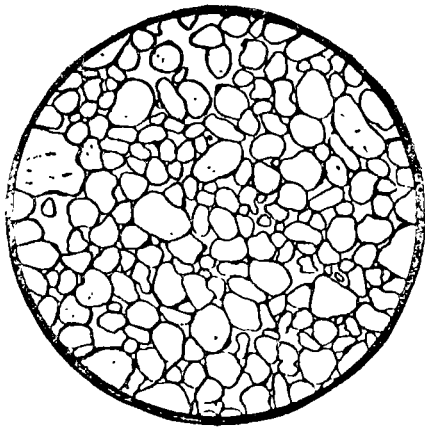
GRANITO DE BIOTITA

Diám. 3 mm



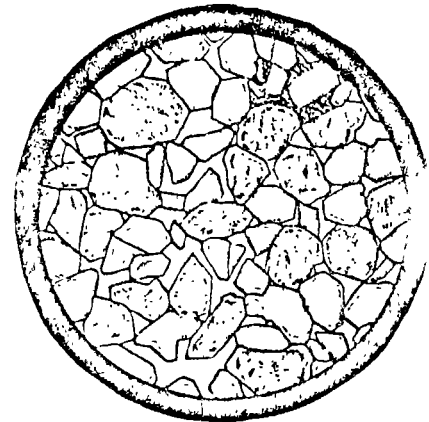
OLIVINO
BASALTO DE ~~BIOTITA~~

Diám. 3 mm



A R E N I S C A

Diám. 2.5 mm



A R E N I S C A

Diám. 2 mm

FIG. 1 ROCAS EN LAMINA DELGADA

El basalto es una roca de gran resistencia mecánica, por lo que se considera competente, su textura es de grano fino, microcristalina y consiste de pequeños cristales de augita y plagioclasa cálcica entrelazados fuertemente.

Una característica del basalto y de otras rocas volcánicas, es que su resistencia se reduce por la presencia de **poros** (vesículas), formados por los gases que escapan durante su enfriamiento.

El granito también es fuerte, pero su textura gruesa y en particular la presencia de grandes cristales de ortoclasa-fenocristales-- tienden al hacerlo sustancialmente más débil que las rocas ígneas de grano fino y es más comparable en sus propiedades físicas con las areniscas duras y no porosas, que con las rocas volcánicas.

La ortocuarcita es una roca sedimentaria típica compuesta por granos de cuarzo cementados por calcita, sílice o hematita. La resistencia depende principalmente de la resistencia del cementante y el tipo y cantidad de poros, una ortocuarcita puede ser más resistente que un granito. Una arenisca de grano grueso, poco cementada con una alta proporción de poros, será extremadamente débil. El tamaño del grano afecta la porosidad.

La lutita es una arcilla comprimida, está compuesta por partículas de grano fino de minerales arcillosos, cuarzo feldespato y mica.

Una lutita cementada puede tener un comportamiento mecánico parecido al del concreto o de una arenisca débil. Difieren las lutitas de las arcillas en que la compactación proporciona a la arcilla una cierta cohesión molecular, la cual no se pierde totalmente bajo condiciones de humedad. Cuando una arcilla es mojada pierde toda -

su resistencia. La falla depende solamente de la densidad y de la carga, efectos similares pueden ocurrir en las lutitas en donde por esfuerzos mecánicos fallan por la estructura laminar y la presencia de minerales expansivos. La debilidad de las lutitas se deben principalmente a la relativa carencia de compactación por lo que tienen alta porosidad, si las lutitas quedan sujetas a altas presiones, la porosidad se reducirá y en consecuencia su resistencia aumenta.

III.- FABRICA

Algunas rocas exhiben orientación preferencial de sus componentes, otras carecen de tal orientación, las rocas foliadas como la pizarra, filita, esquisto y gneiss, muestran fuerte tendencia al alineamiento lo cual contribuye a la falla de la roca en cortes tanto naturales como artificiales, o como un agregado para el concreto. La fábrica de la roca debería determinarse en todos los trabajos de excavación, así como sus relaciones con los pliegues, fallas y juntas.

IV.- EL PESO VOLUMETRICO DE LA ROCA

Es expresado en toneladas por m^3 , y depende de su densidad, porosidad, permeabilidad, alteración y cantidad de agua contenida. El peso volumétrico seco varia de 2000 a 3000 kg/m^3 . Las rocas ígneas y metamórficas, no alteradas tienen mayor peso, baja porosidad y permeabilidad que las rocas clásticas de grano grueso. El factor peso de la roca es extremadamente importante en la construc-

ción de cortinas de materiales granulares y de concreto, terraplenes y en la estimación de los costos de transporte.

V.- POROSIDAD Y PERMEABILIDAD

Estos parámetros son muy importantes, particularmente relacionados con problemas de hidrología, peso volumétrico y propiedades mecánicas la cantidad de porosidad depende del tipo de textura de la roca, la cual depende del modo de formación de la roca. (vease tabla 4).

TABLA No. 4. POROSIDAD Y DENSIDAD DE LAS ROCAS

R O C A	DENSIDAD ρ g/cm ³	POROSIDAD n(%)
Granito	2.6 - 2.7	0.5 - 1.5
Riolita	2.4 - 2.6	4 - 6
Basalto	2.8 - 2.9	0.1 - 1.0
Gabro	3.0 - 3.1	0.1 - 0.2
Andesita	2.2 - 2.3	10 - 15
Arenisca	2.0 - 2.6	5 - 25
Lutita	2.0 - 2.4	10 - 30
Caliza	1.2 - 2.8	5 - 20
Dolomía	2.5 - 2.6	0 - 55
Gneiss	2.9 - 3.0	0.5 - 1.5
Mármol	2.6 - 2.7	0.5 - 2
Metacuarcita	2.65	0.1 - 0.5
Pizarra	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5

Porosidad $n = \frac{(ws - wo)}{V} \cdot \rho_w$

Densidad $\rho = \frac{wo}{V}$

en donde wo , V , son peso y volumen de la roca seca y ws es el peso saturado (agua) de la roca.

La permeabilidad es muy importante, controla el movimiento y - distribución de fluidos y gases en los macizos rocosos. La composición, la textura, la fábrica, la estratigrafía, la mineralización autigénica por aguas subterráneas, la compactación y la recristalización tienen gran influencia en los valores de la porosidad y la permeabilidad.

VI.- RESISTENCIA EN TENSION.

Los valores de resistencia en tensión de las rocas varía de 20 a 300 kg/cm², son considerablemente menores que los valores de la resistencia en compresión uniaxial, vease tabla No. 5. Los ingenieros de construcción raramente están relacionados con éste parametro.

TABLA No. 5. RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAxIAL Y TENSION.

R O C A	Rc (Kg/cm ²)	Rt (Kg/cm ²)
Granito	1,000-2,500	70-250
Diorita	1,800-3,000	150-300
Gabro	1,800-3,000	150-300
Basalto	1,500-3,000	100-300
Arenisca	200-1,700	40-250
Lutita	100-1,000	20-100
Caliza	300-2,500	50-250
Dolomía	800-2,500	150-250
Carbón	50-500	20-50
Metacuarcita	1,500-3,000	100-300
Gneiss	500-2,000	50-200
Mármol	1,000-2,500	70-200
Pizarra	1,000-2,000	70-200

VII.- RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAxIAL.

Este parámetro tiende a reducir el volumen de las rocas muy porosas y fracturadas. Los valores de compresión varían de 50 a 3,000 kg/cm², dependiendo de la composición, textura, fractura, tipo y cantidad de cementante, fábrica, alteración, porosidad y permeabilidad y contenido de agua.

VIII.- ELASTICIDAD

Esta propiedad es crítica en el diseño y construcción de estructuras pesadas, los valores de la elasticidad y su distribución tienen un significado importante en el diseño y deben ser determinados por especialistas en mecánica de rocas.

IX.- SOLUBILIDAD

Las rocas solubles (nitratos, sulfatos, cloruros, carbonatos, etc.), presentan muchos problemas a los ingenieros de construcción y pueden incrementar grandemente los costos de proyectos por cavidades, canales, etc.

X.- CORROSION

Las aguas superficiales y del subsuelo reaccionan químicamente con los constituyentes de las rocas, reduciendo su estabilidad. -- Los fluidos altamente alcalinos y ácidos, descomponen las rocas en diferentes grados y velocidades. Las rocas ígneas contienen altos porcentajes de feldespatos cálcicos y minerales ferromagnesianos son

muy susceptibles a la descomposición lo que modifica la composición, textura, porosidad, permeabilidad, resistencia en tensión, compresión y su utilización como agregado.

XI.- RESISTENCIA A LA EROSION.

Ciertas rocas se erosionan fácilmente otras son resistentes a los procesos erosionales dependiendo esto de su composición, textura, fábrica, grado y tipo de cementación y compactación, ángulo de talud, régimen hidrológico y condiciones climáticas. La resistencia de la roca a la erosión es de especial interés en la evaluación del vaso, azolve, mantenimiento de caminos, etc.

XII.- RESISTENCIA DE INTEMPERISMO.

Existe una constante interrelación entre intemperismo, erosión y variaciones climáticas. En general las rocas se intemperizan más rápidamente en regiones tropicales que en regiones articas. La resistencia de la roca al intemperismo debe ser determinada cuidadosamente en todos los programas de construcción debido a su control directo e indirecto de los procedimientos de excavación, estabilidad de taludes, cimentaciones y diseño estructural.

XIII.- OTRAS PROPIEDADES.

En adición a las propiedades de las rocas mencionadas anteriormente el geólogo y el ingeniero estan interesados en propiedades de como responderá la roca a las voladuras, rotura, perforación, fragmentación, etc.

CONCLUSIONES

En el desarrollo del trabajo geológico de ingeniería, el petrografo coopera estrechamente con el geólogo en sus tres etapas a saber: proyecto, construcción y mantenimiento, en la primera fase, -- clasifica el material permitiendo correlacionar las formaciones y -- establecer la estructura geológica y así mismo proporcionar una -- idea de los problemas que presentaran los materiales si son utiliza-- dos tanto como material estructural ó agregado, es decir ayuda al -- conocimiento de las propiedades ingenieriles de las rocas en el si-- tío y de los materiales que se utilizarán en la construcción. El -- geólogo de construcción se asesora de la petrografía para obtener la mayor información posible y válida de escasos afloramientos o pocos núcleos de roca, por ejemplo le puede interesar conocer si la alte-- ración que se observa es producida por intemperismo ó por procesos-- hidrotermales.

En la etapa de construcción el petrografo coopera con el geólo-- go de construcción y con el ingeniero civil en la selección del me-- jor material de construcción, agregados, canteras, etc., así como -- en la solución de problemas que presente la roca como material es-- tructural y estudios petrográficos del concreto y del clinker del -- cemento portland.

En la conservación de obras hidroeléctricas por ejemplo en el-- problema de los azolves, es valiosa la ayuda de la petrografía, en-- la determinación de sus componentes del azolve y por lo tanto su -- abrasividad, así como su procedencia (roca madre, distancia, etc.).

La petrografía es una valiosa herramienta en la determinación de las propiedades ingenieriles de las rocas ya sea utilizada independientemente o para dar recomendaciones de ensayos que determinan propiedades específicas de las rocas.

La petrografía de ingeniería y la geología en combinación integran las propiedades de los especímenes individuales sujetos a ensayos de laboratorio con las propiedades de la roca "insitu".

Por ejemplo, el petrografo y el geólogo deben ser consultados para decidir el efecto que tienen las fracturas, las juntas y los planos de debilidad de la roca, en la resistencia del macizo rocoso. La heterogeneidad de los macizos rocoso es el resultado de la variación de muchos factores geológicos en diversas escalas, desde el -- cristalográfico hasta el geológico regional.

En México son varias las dependencias del gobierno e instituciones de investigación que ya cuentan con un cuerpo de ingenieros geólogos especializados en petrografía ingenieril y con un laboratorio de esta especialidad. Cabe mencionar especialmente a la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

La Comisión Federal de Electricidad fué, probablemente, la primera en preocuparse seriamente por desarrollar la petrografía de ingeniería, ya que debió enfrentarse desde la década de los 50, a muy serios problemas de excavación subterráneas, de cimentaciones y construcción de presas.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Cailleux A. "Les Roches" Press Universitaires de France, 1952.
- 2.- Farmer, I.W. "Engineering Properties of Rocks" Spon, 1968.
- 3.- Le Roy, L. W. "Subsurface Geology", Colorado School of Mines, 1977.
- 4.- Quezadas, F. A. "Agregados para Concreto, Geología y Petrología" -- I.M.C.Y.C.
- 5.- Zalesskii, B. V. "Physical and Mechanical Properties of Rocks" Academy of Sciences of the U.S.S.R.S. Monson, 1967.
- 6.- Zubkov, V. "General Petrography" MIR Publishers, Moscow, 1972.

Geología y Petrología

El material del cual se obtienen la mayoría de los agregados para el concreto es la roca natural, pudiendo ser arena, grava o roca triturada.

Por definición una roca es un agregado de minerales y mineral es una sustancia natural con cierta estructura interna característica determinada por una disposición regular de los átomos o de los iones en su seno y cuya composición química y propiedades físicas son fijas o varían entre límites definidos.

De los dos mil minerales reconocidos y descritos, sólo unos veinte son constituyentes abundantes de la corteza terrestre.

Los métodos que se siguen para identificar los minerales son varios y las técnicas más comunes empleadas en el laboratorio son las siguientes:

1) El análisis al microscopio petrográfico. Se analiza una sección delgada del material a estudiar con 30μ de espesor, colocada sobre un portaobjetos y protegida por un cubreobjetos.

2) Rayos X. Por medio de los rayos "X" es posible deducir la estructura interna.

3) Análisis Químico. En general el análisis químico constituye una buena ayuda para reconocer un mineral.

4) Propiedades físicas u organolépticas.

Crucero: Son los planos que se obtienen al partir un mineral.

Fractura: Son las superficies, que se obtienen al romperse un mineral no son planos

Forma: Está regida por la estructura interna, existen seis sistemas de cristalización:

cúbico
tetragonal
Hexagonal
Ortorómbico
Monoclínico
Triclínico

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Cailleux A. "Les Roches" Press Universitaires de France, 1952.
- 2.- Farmer, I.W. "Engineering Properties of Rocks" Spon, 1968.
- 3.- Le Roy, L. W. "Subsurface Geology", Colorado School of Mines, 1977.
- 4.- Quezadas, F. A. "Agregados para Concreto, Geología y Petrología" - - I.M.C.Y.C.
- 5.- Zaleskii, B. V. "Physical and Mechanical Properties of Rocks" Academy of Sciences of the U.S.S.R.S. Monson, 1967.
- 6.- Zubkov, V. "General Petrography" MIR Publishers, Moscow, 1972.

Está compuesta por una mezcla submicroscópica de cuarzo fibrosa con una pequeña pero variable cantidad de ópalo. Frecuentemente se presenta como constituyente principal del pedernal y es reactiva con los álcalis del cemento portland.

- (d) Opalo - El ópalo es sílice hidratada la cual tiene un contenido variable de agua de 2 a 10 por ciento. La densidad y dureza son siempre menores aquellas del cuarzo. El color es variable y su lustre es de resinoso y vitreo. Es frecuente sobre todo en las rocas sedimentarias y es el principal constituyente de la diatomita y también se encuentra rellenando fisuras y cavidades en las rocas ígneas. Es de particular importancia como con un constituyente de los áridos por su reactividad con los álcalis del cemento portland.

Feldespatos

El grupo de los feldespatos es muy importante por su abundancia en las rocas ígneas, en cambio en las sedimentarias desempeña un papel subordinado al cuarzo. Los feldespatos tienen buen crucero en dos direcciones, por lo que las partículas de feldespato muestran superficies pulidas. Los miembros del grupo son diferenciados por sus propiedades cristalográficas y composición química. Los feldespatos alcalinos o potásicos son: ortoclasa, sanidino, adularia, microclina y anortoclasa, son tectosilicatos de aluminio y potasio. Las plagioclasas o feldespatos calcosódicos son tectosilicatos de aluminio y sodio, aluminio y calcio o aluminio, sodio y calcio la composición química de los plagioclasas se halla comprendida entre la de la albita ($6 \text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Na}_2\text{O}$) y la anortita ($2 \text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO}$) con los miembros intermedios oligoclasa, andesina, labradorita y bitounita. La ortoclasa tiene una dureza de 6 y densidad de 2.56. Las plagioclasas su dureza es 6 y la densidad varía de 2.62 a 2.76.

Los feldespatos alcalinos se presentan en rocas riolíticas y graníticas, mientras que las plagioclasas con alto contenido de calcio se encuentran en rocas tales como las dioritas, gabro, andesita y basalto.

Micas

Los minerales micáceos o micas son aluminosilicatos hidratados de K, Na y a veces Li y para la mica negra Mg. Fe. Son filosilicatos a menudo se presentan en láminas hexagonales que se separan fácilmente en laminillas elásticas más finas. Dureza: alrededor de 2.5. Densidad 2.7 a 3.1. La mica blanca recibe el nombre de moscovita y la mica negra el de biotita.

Minerales Ferromagnesianos

Los minerales ferromagnesianos o máficos son silicatos de hierro o magnesio o ambos, e incluyen los grupos de las anfíbulas, las piroxenas, que son inosilicatos y el grupo de los olivinos que son nesosilicatos. Las anfíbulas tienen una densidad alrededor de 3; dureza de 5 a 6, el más frecuente es la hornblenda, verde muy oscura casi negra. Se presenta generalmente bajo la forma de cristales alargados de sección exagonal. Las piroxenas tienen la misma composición cualitativa que las anfíbulas pero la cal es en ellas relativamente más abundante. Su densidad es 3.3, dureza: 5 a 6. Uno de los más frecuentes, la augita se presenta en forma de cristales muy cortos (granos) de sección octogonal.

La biotita puede considerarse un mineral ferromagnesiano.

El olivino tiene una dureza de 5.6, una densidad de 3.3. Coloración verde oliva o amarillenta, el olivino es sintomático de las rocas ígneas de bajo contenido de sílice.

Minerales Arcillosos

Cuando los silicatos de las rocas cristalinas primarias se descomponen por intemperismo, dan entre otras cosas un grupo de minerales conocidos como los "minerales arcillosos", son filosilicatos hidratados de alumina con algunos reemplazamientos de hierro y magnesio, son de grano fino. Se encuentran en arcillas residuales y algunos son transportados y depositados como sedimentos. Constituyen una parte muy importante de las arcillas y de las lutitas.

Por lo fino de su grano, los minerales arcillosos son difíciles de identificar al estudio microscópico. El análisis químico y térmico diferencial y los

diagramas de difracción a los rayos X permiten distinguir los siguientes grupos:

Caolinita, Montmorillonita, illita, halloysita y alofana.

Carbonatos

Los carbonatos más abundantes son la calcita y la dolomita.

La calcita o carbonato de calcio CO_3Ca , tiene crucero romboedral, incolora cuando pura, a menudo es amarillenta. Fácilmente hace efervescencia en frío con los ácidos diluidos y aún con el vinagre. Densidad 2.6, dureza: 3 (rayable con la navaja) muy poco soluble en agua pura, pero ligeramente soluble en presencia de CO_2 .

La dolomita: carbonato doble de calcio y magnesio de fórmula $(\text{CO}_3)_2 \text{CaMg}$, es romboedral, densidad 2.9, dureza 3.5 incolora o amarillenta cuando es pura. No es atacada por el HCl diluido en frío, la dolomita es soluble con efervescencia sólo si el ácido o la muestra es calentada o si la muestra es pulverizada.

Sulfuros

Muchos sulfuros son importantes menas de metales pero sólo la PIRITA y la MARCASITA ambos sulfuros de hierro, son frecuentemente encontrados en los áridos. La pirita se encuentra en rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas; la marcasita es mucho menos común y se encuentra fundamentalmente en rocas sedimentarias. La pirita se presenta en cristales cúbicos de color amarillo metálico, la marcasita es de color más claro. La marcasita es muy inestable y sujeta a oxidación, va acompañada por hinchazón y eflorescencias, al oxidarse libera ácido sulfúrico y se forman óxidos de hierro e hidróxidos y en ocasiones en menor proporción sulfatos. La pirita es más estable. Ambos minerales se les conoce como "oro de los tontos".

Oxidos de Hierro

Los óxidos de hierro importantes son:

1) Limonita 2) Goetita 3) Hematita y Magnetita

La limonita es un material amorfo, mal definido producto del endurecimiento de masas de gel de óxido férrico.

La goethita es una sustancia cristalina, con hábito fibroso radial.

La magnetita es un mineral accesorio importante en muchas rocas ígneas oscuras. La hematita varía en carácter y puede ser de hábito especular, columnar compacto u ocráceo.

Zeolitas

Las zeolitas forman una familia de silicatos hidratados bien definidos, son suaves, generalmente blancos o de colores claros, formados como rellenos secundarios en cavidades o fisuras de las rocas. Algunas zeolitas, particularmente LAUMONTITA, NATROLITA y HEULANDITA, se dice que producen efectos deletéreos en el concreto, las últimas dos han sido reportadas como reactivas con los álcalis del cemento.

TIPOS DE ROCAS

Las rocas pueden dividirse de acuerdo con su origen en tres grandes grupos:

1. Rocas Igneas
2. Rocas Sedimentarias
3. Rocas Metamórficas

1. Rocas Igneas.- Las rocas eruptivas se forman por la solidificación del magma, si esta se realiza en el seno de la corteza forma las rocas intrusivas o plutónicas y si la solidificación es sobre la superficie de la corteza forma las rocas volcánicas o efusivas.
2. Rocas Sedimentarias.- Este grupo incluye tanto a las rocas detríticas como a las químicas y organogénicas, las primeras son formadas por la acumulación de productos detríticos como la grava, arena y arcilla derivados del intemperismo y erosión de rocas pre-existentes. El segundo grupo de rocas sedi-

mentarias incluye rocas como las calizas y el yeso que se han formado por la cristalización de sustancias disueltas en el agua o depósitos de sustancias orgánicas.

3. Rocas Metamórficas.- Estas rocas se forman a gran profundidad, bajo la influencia de elevada presión, temperatura y fluidos químicamente activos.

En el campo de las rocas se clasifican megascópicamente ya sea en el afloramiento o en ejemplar de mano, en el laboratorio se hacen clasificaciones más elaboradas con láminas delgadas que se examinan con el microscopio petrográfico.

ROCAS IGNEAS

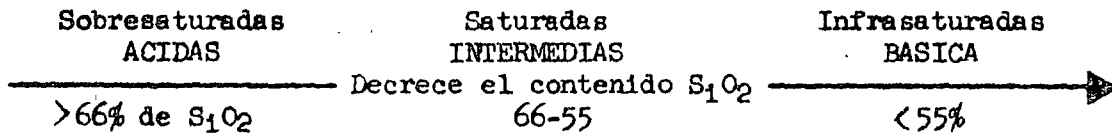
Las rocas ígneas se pueden clasificar por su textura y composición mineralógica. Por textura se entiende el tamaño, forma y modo de agruparse de los minerales. Existen fundamentalmente tres tipos de textura de acuerdo con la granulometría de los constituyentes.

1. Fanerítica. Los minerales se observan a simple vista.
2. Afanítica. "No visible" en griego, no se observan a simple vista.
3. Porfídica. Está compuesta por granos grandes (fenocristales) en una matriz o pasta de grano más fino.

CLASIFICACION MINERALOGICA Y TEXTURAL DE LAS ROCAS IGNEAS

POR A. G. Quezadas.

TEXTURA	I. CUARZO + FELDESPATOS			II FELDESPATOS				III MAFICOS
	FK>PS	FK<PS	PS	FK>PS	FK<PS	PS	PC	
Piroclástica (Fragmental)	'Aglomerado (Bombas) 'Breccia volcánica (Frag > 4 mm) 'Toba 'Ceniza			Se clasifican con res- pecto al contenido de fragmentos líticos, cristales y vidrio.				'No se co- 'nocen ro- 'cas cuya 'composi- 'ción co- 'rresponda 'a este lu- 'gar de la 'tabla.
Vítrea (Puede ser Porfídica)	'Obsidiana (lustre vítreo) 'Piedra pómez (porosa) 'Perlita (lustre perlado) 'Retinita (lustre brea)			'Taqui- 'lita. 'Escoria '(Est. 'celular)				
Afanítica (A menudo Porfídica)	'Riolita	'Latita *de Cuar- 'zo *	'Dacita *ta *	'Traqui- *ta *	'Latita *ta *	'Andesi- *ta *	'Basalto +'	
Fanerítica	'Granito 'diorita	'Grano- 'ta	'Tonali- 'ta	'Sienita 'ta	'Monzoni 'ta	'Diorita 'ta	'lerita '(grano 'fino). 'Gabro	'Peridotita 'Piroxenita 'Hornblendi 'ta 'Dunita



- * Las rocas ígneas volcánicas de colores claros son colectivamente conocidas con el nombre de Felsita.
- + El término "trap" es un nombre colectivo para las rocas ígneas de grano fino o medio de color oscuro tal como el basalto y la diabasa.

ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias se clasifican de acuerdo con su composición, textura y origen. Los principales grupos de rocas sedimentarias son:

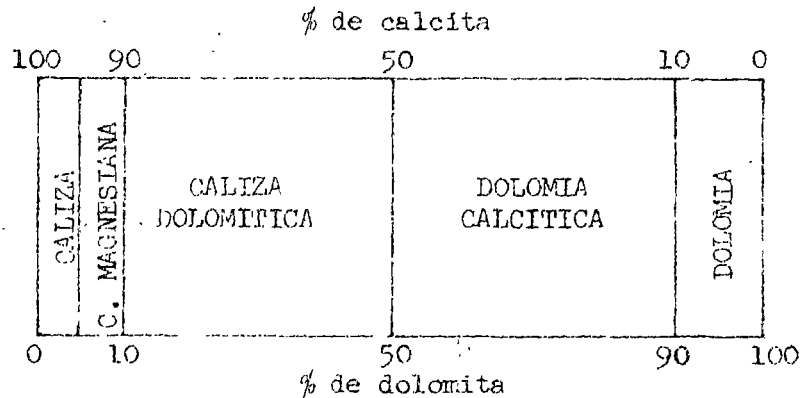
ROCAS CARBONATICAS

Calizas. Las calizas están compuestas fundamentalmente por el mineral calcita CaCO₃, pueden ser de origen químico u orgánico, rara vez son puras, pues contienen una apreciable cantidad de arcilla, arena, materia carbonosa u óxido de hierro.

Las variedades de calizas orgánicas son:

1. caliza coralina
2. caliza de algas
3. caliza de foraminíferos
4. Lamequelas
5. La creta

Dolomías. Se componen principalmente del mineral dolomita, se asemejan a las calizas y pasan gradualmente a ellas al variar la cantidad de calcita contenida en la roca.



Clasificación de la mezcla dolomita - calcita

CONGLOMERADOS Y ARENICAS

Los conglomerados son gravas cementadas, las gravas son depósitos no consolidados formados principalmente por cantos rodados, que pueden ser de cualquier clase de rocas o minerales y de un tamaño mayor a 2 mm de diámetro. Casi todos los conglomerados, especialmente los de origen fluvial encierran gran cantidad de arena y arcilla que rellenan el espacio entre canto y canto.

Las areniscas son rocas detríticas con un tamaño del diámetro de los constituyentes comprendido entre 1/16 de mm a 2 mm. De acuerdo con su composición mineralógica se clasifican en tres familias:

- 1) Ortocuarzitas
- 2) Arcosas
- 3) Grauvacas

Las ortocuarzitas están compuestas esencialmente por cuarzo, más del 90% y generalmente cementadas por sílice.

La Arcosa es una arenisca en la que predomina el feldespato y contiene cuarzo, es derivada de granitos.

La grauvaca es una arenisca de colores oscuros debido a la presencia de arcilla y fragmentos de basalto, esquistos y pizarras.

Las arenas son la materia prima de las areniscas y tienen diferentes ambientes de formación desde las depositadas por corrientes de agua hasta las depositadas por el viento.

Lutitas

Están formadas por barro endurecido (arcilla 0.004 mm y limo diámetro entre 0.004 a 0.06 mm). Con frecuencia contienen las lutitas pequeñas cantidades de materia orgánica. Los minerales esenciales son los llamados minerales "arcillosos", aunque pueden contener cuarzo, mica y otros minerales. Se hieden fácilmente según planos muy próximos entre sí, paralelos o casi paralelos a los de estratificación. Algunas rocas semejantes a las lutitas por su composición y granulometría, muestran escasa hojiosidad y se rompen en bloques angulosos pequeños; se denominan lodolitas o piedras de barro.

Rocas silíceas de grano fino

La sílice puede ser separada del agua que contiene en disolución por evaporación o por la acción de las plantas y animales. Las especies más importantes son:

Tierra de diatomeas (trípoli). Depósito silíceo formado principalmente por frústulas de diatomeas depositadas en el fondo de las aguas dulces o saladas.

Pedernal. El pedernal está caracterizado por su dureza, pues raya al vidrio y no es rayado por una navaja, las variedades densas tienen fractura concoidea, y astillosa las porosas.

Las variedades densas son generalmente de color gris a negro, blanco a café, tienen lustre céreo o graso. Las variedades porosas son generalmente de colores claros.

El "jaspe" es un pedernal de color rojo y en algunos casos amarillo-café.

El pedernal está formado por sílice en forma de calcedonia, ópalo y cuarzo microcristalino.

El pedernal forma capas y nódulos en las calizas.

ROCAS METAMORFICAS

De acuerdo con su estructura las rocas metamórficas se dividen en dos grandes grupos, las foliadas y las no foliadas perteneciendo al primer grupo los neises, esquistos y pizarras y al segundo grupo los mármoles y las cornubianitas.

NEISES.- Son rocas de estructura neisica, de grano grueso y con capas o lentes bien definidos de diferentes minerales, su composición mineralógica es variable, pero tienen abundante feldespato, otros minerales comunes son el cuarzo, anfibolas, granates y micas.

Los neises se han derivado de rocas muy variadas, granitos, granodioritas, lutitas, riolitas, pizarras, esquistos, etc.

ESQUISTOS.- Son rocas esquistosas que de acuerdo con su mineralogía tendremos variedades tales como esquisto clorítico, micáceo, compuestos fundamentalmente por clorita, moscovita, cuarzo y biotita. Se forman por el metamorfismo de lutitas, tobas, areniscas, riolitas.

PIZARRAS.- Son rocas de grano muy fino y hojicidad excepcional, bien marcada, debido a su excelente foliación se parten en láminas muy finas.

La mayoría de las pizarras se forman por metamorfismo de lutitas, tobas y otras rocas de grano fino.

MARMOL.- Son rocas cristalinas de grano fino a grueso formadas fundamentalmente por calcita o dolomita o por ambos minerales.

Los mármoles son formados por el metamorfismo de calizas y dolomías.

SERPENTINA.- Son rocas con textura reticular como mallas, de color amarillo verdoso, bastante compactas y suaves; resultan de la transformación del olivino y piroxenas de las periodotitas.

REACCION ENTRE LOS ALCALIS DEL CEMENTO Y LOS AGREGADOS

Ciertos minerales y rocas reaccionan con los álcalis (óxidos de sodio y potasio) del cemento, produciendo una expansión interna en el concreto la cual lleva a la formación de una red de fracturas y pérdida de resistencia en el concreto.

Los minerales reactivos son: Opalo, calcedonia, tridimita, cristobalita y ciertas zeolitas. Las rocas deletéreus son las riolitas vítreas o criptocristalinas, dacitas y andesitas. (Incluyendo las tobas compuestas por estos materiales) y pedernal calcedónico u opalino.

Cualquier agregado que contenga una proporción significativa de cualquiera de estos materiales puede considerarse como un agregado potencialmente reactivo.

El U.S.B.R. ha descubierto que los agregados que contengan más del 0.25% en peso de ópalo, más del 5% de calcedonia por peso o más del 3% de rocas volcánicas vitreas o criptocristalinas ácidas son deletéreos. Un análisis petrográfico previo del agregado revela la presencia de materiales reactivos.

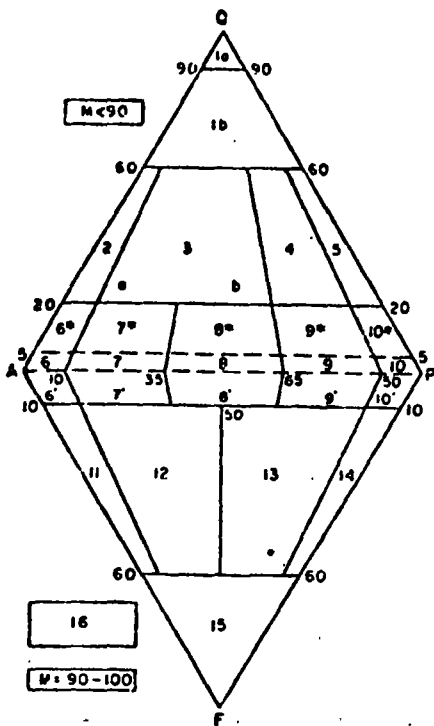
Una evidencia sintomática de la reacción álcali-agregado es una red o mapa de grietas, en casos extremos las fracturas tienen una abertura de más de $\frac{1}{2}$ pulgada y una profundidad de 18 pulgadas, resultando de una expansión anormal del concreto especialmente interna.

Las fracturas y huecos están llenos de un depósito gelatinoso, que no debe confundirse con la exudación.

Se ha encontrado que el uso de cemento con bajo contenido de álcalis (0.6 por ciento o menos de álcalis) es efectivo en el control o previene esta actividad. El empleo de puzolanas puede evitar o reducir la reacción de los álcalis.

plutonic rocks

Classification and nomenclature recommended by the IUGS Subcommission on the Systematics of Igneous Rocks



1. General classification and nomenclature of plutonic rocks.

Minerals and mineral groups

- Q quartz
- A alkali feldspars (orthoclase, microcline, perthite, anorthoclase, albite An_{10-11})
- P plagioclase An_{10-11} , scapolite
- F feldspathoids or foids (leucite and pseudoleucite; nepheline, sodalite, nosean, hauyne, cancrinite, analcime, etc.)
- M mafic and related minerals (micas, amphiboles, pyroxenes, olivines, opaque minerals, accessories (zircon, apatite, titanite, etc.), epidote, allanite, garnets, melilites, monticellite, primary carbonates, etc.)

$$Q + A + P = 100$$

or

$$A + P + F = 100$$

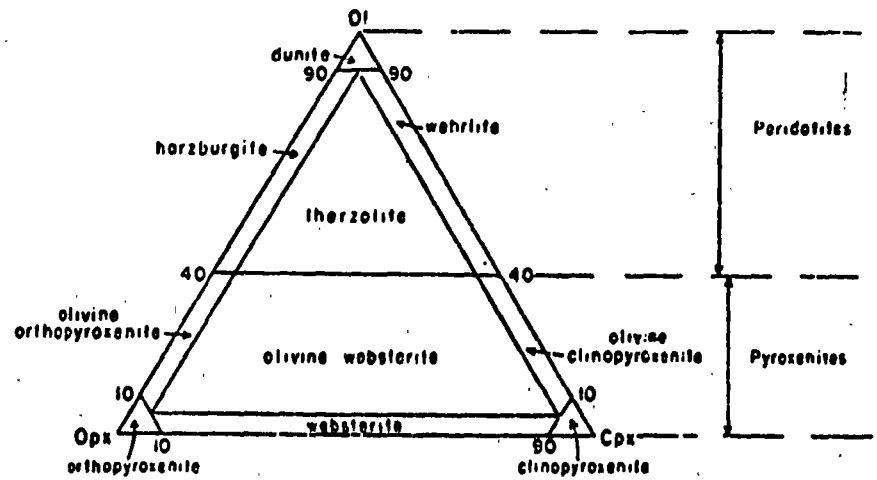
Classification and nomenclature according to modal mineral content (measured in volume percent).

- 1a Quartzolite (silicite)
- 1b Quartz-rich granitoids
- 2 Alkali-feldspar granite
- 3 Granite
- 4 Granodiorite
- 5 Tonalite
- 6° Alkali-feldspar quartz syenite
- 7° Quartz syenite
- 8° Quartz monzonite
- 9° Quartz monzodiorite/quartz monzogabbro
- 10° Quartz diorite/quartz gabbro/quartz anorthosite
- 6 Alkali-feldspar syenite
- 7 Syenite
- 8 Monzonite
- 9 Monzodiorite/monzogabbro
- 10 Diorite/gabbro/anorthosite

- 6' Foid-bearing alkali-feldspar syenite
- 7' Foid-bearing syenite
- 8' Foid-bearing monzonite
- 9' Foid-bearing monzodiorite/monzogabbro
- 10' Foid-bearing diorite/gabbro
- 11 Foid syenite
- 12 Foid monzosyenite (syn. foid plagi-syenite)
- 13 Foid monzodiorite/Foid monzogabbro (both syn. *essexite*)
- 14 Foid diorite/Foid gabbro (syn. *Theralite*)
- 15 Foidolites
- 16 Ultramafic rocks (ultramafites)

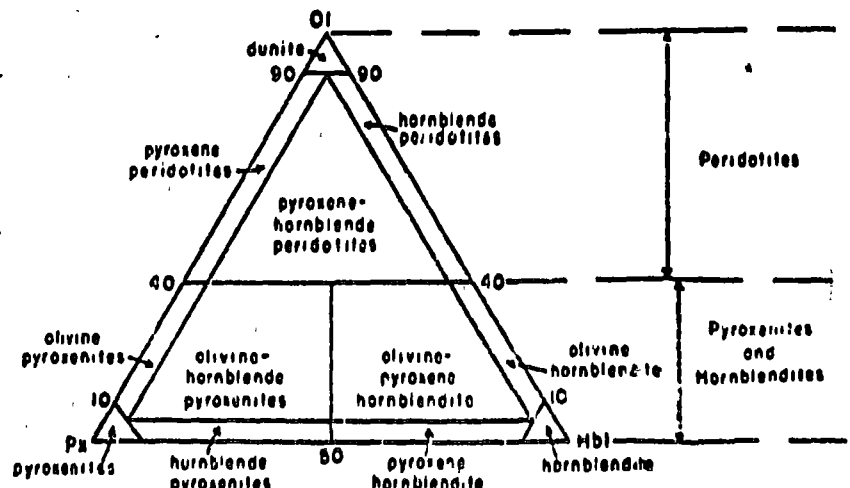
The need to agree upon a single rational and workable system for naming and classifying igneous rocks, which geoscientists throughout the world will use, is widely recognized. Communication and consequently understanding are hindered by the diversity of classification systems now in use and by the multiplicity of equivalent or overlapping rock names. Different authors use different systems of nomenclature, and identical rocks are given different names, not only in different countries but even within the same country. Moreover, far too many rock names have been coined, and some of them should be abandoned.

In an attempt to meet the need for a workable system of igneous-rock nomenclature...



2a. Ultramafic rocks composed of olivine, orthopyroxene, and clinopyroxene.

2b. Ultramafic rocks that contain hornblende.



2. Classification and nomenclature of ultramafic rocks. $Ol + Opx + Cpx + Hbl (+ Bt + Car + Sp) \geq 95$; opaque minerals ≤ 5 .

ature to which all geoscientists can subscribe, Albert Streckeisen, in 1967, after extensive correspondence with geoscientists of many countries, published 'Classification and Nomenclature of Igneous Rocks (Final Report of an Inquiry)' [*Neues Jahrbuch für Mineralogie, Abhandlungen* 107, 1967, p. 144-240 (out of print)]. Subsequently, the International Union of Geological Sciences (IUGS) created the Subcommittee on the Systematics of Igneous Rocks under its Commission on Petrology. The purpose of this Subcommittee is to deliberate the various problems that attend igneous-rock nomenclature and to develop a workable system of classification. Although many igneous-

rock classifications have been published by individuals or small groups, this is the first attempt to develop a system through deliberation by a group of geoscientists from all parts of the world.

Deliberations carried on thus far have culminated in agreement on a system of classification and nomenclature for the plutonic rocks (except the charnockitic rocks), which is summarized here. This system was approved by the Subcommittee at its meeting in August 1972 in Montreal. Future efforts of the Subcommittee will be directed toward the volcanic rocks. The recommendations on plutonic rocks represent compromises between established usages in different parts

of the world, and are not necessarily the 'best' system. Indeed, the inquiries and debates that preceded agreement on the classification of plutonic rocks suggest that, although some systems are better than others, a 'best' way to classify rocks may not exist. However, the Subcommittee considers its proposals as a practical compromise between the various classification systems now in use.

Fuller treatment of the classification of the plutonic rocks will be given in a later report, which will include a glossary that contains recommendations for terms to be abandoned and definitions of terms to be retained.

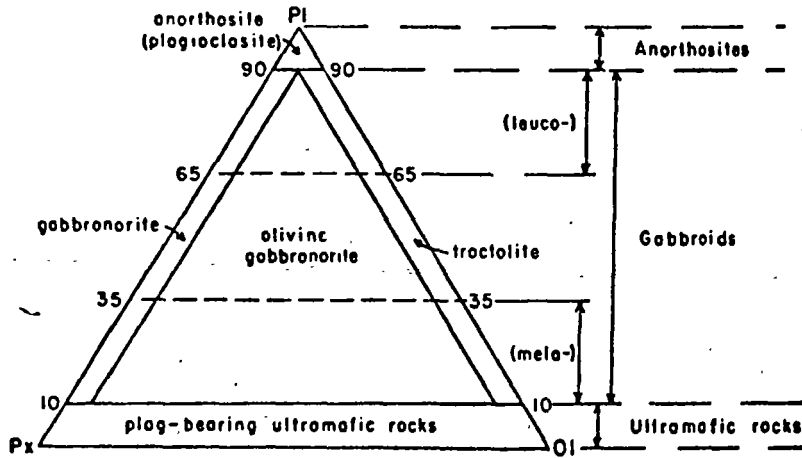
Principles of classification. The Subcommittee was guided by these considerations:

1. By igneous rocks we mean, as far as nomenclature is concerned, 'Massige Gesteine' in the sense of Rosenbusch or 'igneous and igneous-looking rocks' in the sense of Anglo-Saxon authors, irrespective of the genesis of the rocks.
2. By plutonic rocks we mean rocks with phaneritic texture, which are presumed to have crystallized at considerable depth.
3. Plutonic rocks will be classified and named according to their actual (modal) mineral content (measured in volume percent).
4. A useful classification of igneous rocks must satisfy the following requirements: (a) correspond with natural relationships; i.e., the centers of distribution of the various rock groups should fall into the interior of the corresponding fields of the classification diagram, not on their borders; (b) be acceptable to most geoscientists and follow, as closely as possible, the historical tradition; (c) be simple and easy to use.
5. For classification, the following minerals and mineral groups are used: Q, quartz; A, alkali feldspars (orthoclase, microcline, perthite, anorthoclase, albite An₁₀₀₋₀₀); P, plagioclase An₁₀₀₋₁₀₀, scapolite; F, feldspathoids or foids (leucite and pseudoleucite; nepheline, sodalite, nosean, hauyne, cancrinite, analcime, etc.); M, mafic and related minerals (micas, amphiboles, pyroxenes, olivines, opaque minerals, accessories (zircon, apatite, titanite, etc.), epidote, allanite, garnets, melilites, monticellite, primary carbonates, etc.).

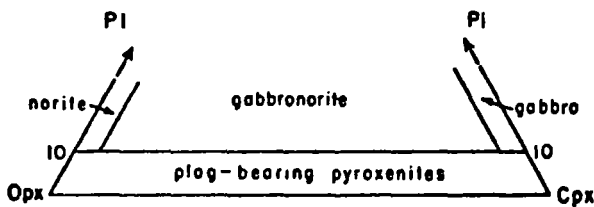
6. Rocks with M less than 90 per cent are classified primarily according to their light-colored constituents; rocks with M = 90-100 according to their mafic minerals.

7. Rocks with M less than 90 per cent are classified and named according to their positions in the QAPF double triangle, the light-colored constituents being calculated to the sum 100 (i.e., Q + A + F = 100, or A + P + F = 100). The limits of the various fields, on which agreement has been reached, are shown in figure 1. The names of some fields in the QAPF diagram are 'root' names for larger groups

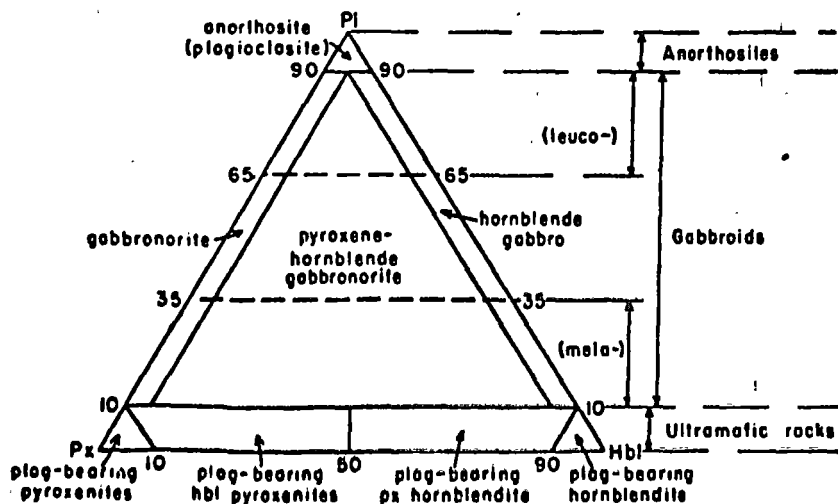
3. Classification and nomenclature of gabbroic rocks. $Pl + Opx + Cpx + Hbl (+ Bt + Grt + Sp) \geq 95$; opaque minerals ≤ 5 .



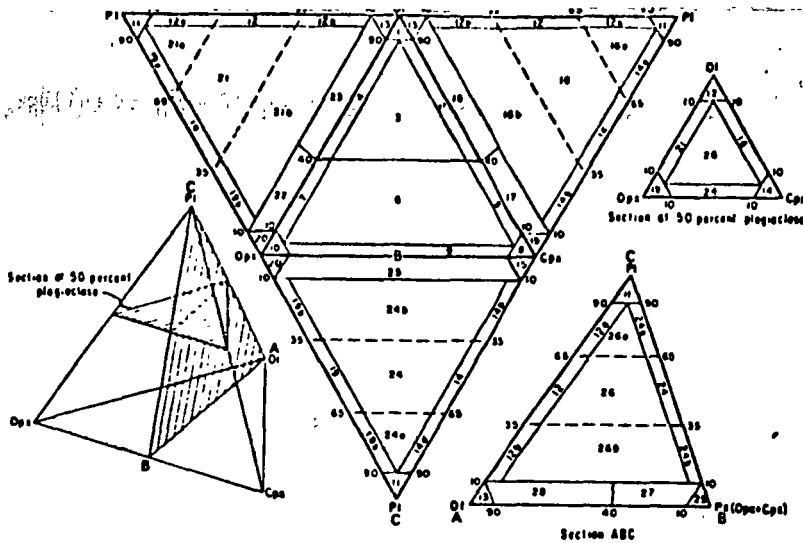
3a. Gabbroic rocks composed of plagioclase, pyroxene, and olivine.



3b. Subdivision of gabbroic rocks into gabbro, gabbronorite, and norite.



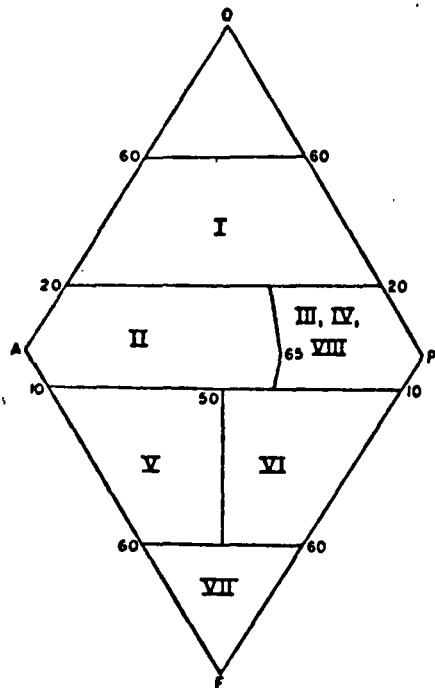
3c. Gabbroic rocks that contain hornblende.



4. Classification and nomenclature of gabbroic and ultramafic rocks in the tetrahedron olivine—plagioclase—orthopyroxene—clinopyroxene. Largest triangle represents faces of the tetrahedron unfolded.

- 1, dunite (olivinite); 2, wehrlite; 3, lherzolite; 4, harzburgite; 5, olivine clinopyroxenite; 6, olivine websterite; 7, olivine orthopyroxenite; 8, clinopyroxenite (diopsidite, diallagite); 9, websterite; 10, orthopyroxenite (enstatite, bronzite, hypersthene); 11, anorthosite (plagioclase); 12, troctolite (a = leuco-, b = mela-); 13, plagioclase-bearing dunite; 14,

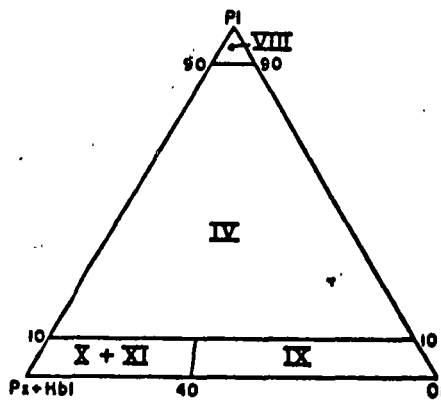
- gabbro (a = leuco-, b = mela-); 15, plagioclase-bearing clinopyroxenite; 16, olivine gabbro (a = leuco-, b = mela-); 17, plagioclase-bearing olivine clinopyroxenite; 18, plagioclase-bearing wehrlite; 19, norite (a = leuco-, b = mela-); 20, plagioclase-bearing orthopyroxenite; 21, olivine norite (a = leuco-, b = mela-); 22, plagioclase-bearing olivine orthopyroxenite; 23, plagioclase-bearing harzburgite; 24, gabbro-norite (a = leuco-, b = mela-); 25, plagioclase-bearing websterite; 26, olivine gabbro-norite (a = leuco-, b = mela-); 27, plagioclase-bearing olivine websterite; 28, plagioclase-bearing lherzolite.



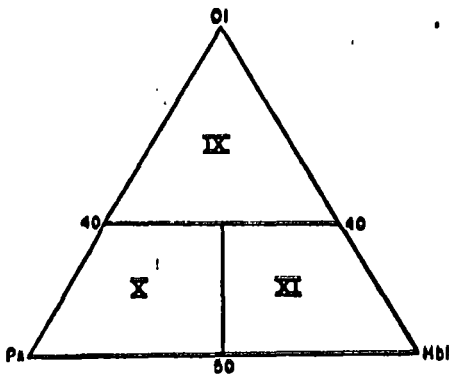
5a. General classification

5. Preliminary system (for field use). I, granitoids; II, syenitoids (*); III, dioritoids (*); IV, gabbroids (*); V, fold syenitoids; VI, fold dioritoids and gabbroids; VII, foidolites; VIII, anorthosites. Ultramafic rocks—IX, peridotites; X, pyroxenites; XI, hornblendites.

(*) qualifier 'fold-bearing' if folds are present.



5b. Gabbroic and ultramafic rocks



5c. Ultramafic rocks

of rocks; subsidiary diagrams must be used to give a specific rock its proper name.

Granitoids and related rocks. The main classification is shown in figure 1. The additional figure 5 shows the nomenclature according to color index, mainly by the use of the prefixes leuco- and mela-. Remarks on the various fields:

The term *granite* is used for plutonic rocks of the broad field 3. If subdivisions seem desirable, special names may be applied to subfields 3a and 3b, which, however, should be related to the term granite, such as granite A and granite B, alpha granite and beta granite, syenogranite and monzogranite, etc. It may be emphasized that the most widespread granites fall near the center of the QAP triangle, in subfield 3b.

For field 2, which contains, e.g., the hypersolvus one-feldspar granites, the name *alkali-feldspar granite* is recommended as a root name. Specific names should indicate the nature of the alkali feldspars present, e.g., albite granite, orthoclase-albite granite, etc. The term *alkali granite* applies if the rock contains alkali amphibole and/or alkali pyroxene. The same suggestions cover rocks of fields 6*, 6 and 6'. The term *alaskite* may be used for light-colored alkali-feldspar granites (M = 00-10), according to its original definition (Spurr, in 1907, proposed the name *alaskite* for holocrystalline-granular plutonic rocks characterized by essential alkali feldspars and quartz, and little or no dark component [A. Johannsen, *A descriptive petrography of the igneous rocks*, v. 11, p. 106].)

For field 5, the term *tonalite* applies whether hornblende is present or not. Common tonalites contain both biotite and hornblende. The term *trondhjemite* (synonym, *plagiogranite*) may be used for light-colored tonalites (M = 00-10) that contain oligoclase or andesine.

For rocks composed almost entirely of quartz (field 1a), the term *quartzolite* (silixite) is suggested. Silixite is a term proposed by W.J. Miller (1919) for any body of pure or nearly pure silica of igneous or aqueo-igneous origin, which occurs as a dyke, segregation mass, or cognate inclusion (Arthur Holmes, *The nomenclature of petrology*, 2d edition, 1928, p. 211). We consider the term silixite less appropriate because silix is the French term for flint, and silixite the French term for chert (Cayeux, 1929).

Alkaline rocks. Alkaline rocks comprise rocks that contain feldspathoids and/or alkali pyroxenes and/or alkali amphiboles.

The term *alkali* is used to indicate the presence of alkali pyroxenes and/or alkali amphiboles, as has been described above for alkali granite, alkali quartz syenite, and alkali syenite.

Feldspathoidal rocks are represented in the APF triangle, as shown in figure 1. This diagram, however, does not present all the criteria necessary for the naming of these rocks. Additional information is needed, as is, e.g., nature of feldspathoids, nature of mafic minerals, color index (see figure 6), and even textural relationships.

For field 11, the term *fold syenite* is the

6a. Mafic mineral content of the various rock groups.

root name. Actual names should specify the feldspathoids present; e.g., nepheline syenite, nepheline-cancrinite syenite, aegirine-nepheline syenite, pseudoleucite syenite, etc. This remark also applies to fields 12-15.

For field 12, the terms *loid monzosyenite* or *loid plagsyenite* are proposed as root names (synonymously).

For rocks of field 13, the terms *loid monzodiorite* and *loid monzogabbro* are used as root names. Alternatively, the term *essexite* may be applied; essexites commonly contain andesine or labradorite.

For rocks of field 14, the root names are *loid diorite* and *loid gabbro*. According to common usage, nepheline gabbros may be termed *theralites*.

The root name for rocks of field 15 is *loidolite*. Special names will be applied according to the nature of the feldspathoids and mafic minerals and the color index (see, e.g., figure 6).

Ultramafic and gabbroic rocks. Ultramafic rocks composed of olivine, orthopyroxene, and clinopyroxene will be classified and named according to figure 2a. Hornblende is indicated as shown in figure 2b. Garnet is indicated as follows: garnet < 5 per cent: garnet-bearing peridotite, etc.; garnet > 5 per cent: garnet peridotite, etc. Spinel is treated in the same way.

Gabbroic rocks composed of plagioclase, pyroxene, and olivine are classified and named according to figures 3a and 3b; see also figures 4 a-c. Gabbroic rocks that contain both clinopyroxene and orthopyroxene (each more than 5 per cent) are termed gabbrogonites. Hornblende is indicated as shown in figure 3c. Hornblende gabbros are composed essentially of plagioclase and hornblende (pyroxene content less than 5 per cent). Garnet and spinel are indicated in the same way as for ultramafic rocks.

For gabbroic rocks, a plagioclase content of 35-65 per cent is considered normal. Rocks that contain more than 65 per cent plagioclase are termed leucogabbros, whereas those that contain less than 35 per cent plagioclase are termed melagabbros.

The common *anorthosites* (plagioclases) generally contain labradorite or andesine, but some contain bytownite or oligoclase. Ones that contain andesine or oligoclase may be called andesinites or oligoclasites, respectively.

To distinguish between *diorite* and *gabbro*, various criteria—composition of plagioclase, nature of mafic minerals, paragenetic relationships—may be used, but not color index (Streckelsen, 1967, p. 171; see also Williams, Turner & Gilbert, *Petrography*, 1958, p. 106). Although other criteria should be considered, the main

Field	Q = 20 - 60					Q = 5 - 20				
	plagioclase					plagioclase				
	0-10	10-65	65-90	90-100	0-10	10-35	35-65	65-90	90-100	
Color Index	2	3	4	5	6*	7*	8*	9*	10*	
0	Alkali-feldspar	Leuco-	Leuco-	Leuco-	Alkali-feldspar	Leuco-	Leuco-	Leuco-	Quartz anorthosite	
10	granite	Granite	Granodiorite	Tendrite	quartz	Quartz	Quartz	Leuco	Leuco	
20					syenite	syenite	monzonite	monzodiorite	monzogabbro	
30								Quartz	diorite	
35								Quartz	gabbro	
40								Quartz	gabbro	
50	Melo-	Melo-	Melo-	Melo-	Melo-	Melo-	Melo-	Melo-	Melo-	
60								Melo-	Melo-	
65								Melo-	Melo-	
70								Melo-	Melo-	

Field	Q = 0 - 5 or: F = 0 - 10					F = 10 - 60					F = 60-100
	plagioclase					plagioclase					
	0-10	10-35	35-65	65-90	90-100	0-10	10-50	50-90	90-100		
Color Index	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
0	Alkali-feldspar	Leuco-	Leuco-	Leuco-	Anorthosite		Leuco-			Ilite	
10	syenite			Leuco-	Leuco-	Foid		Leuco-		Diorite	
20		Syenite		Leuco-	Leuco-		Foid		Leuco-		
30	Melo-		Monzonite		Leuco-		plagi-	Foid			
35				Monzonite	Diorite		syenite	monzodiorite			
40		Melo-		Monzonite	Diorite			Foid	Foid		
50			Melo-		Gabbro	Melignite		monzodiorite	Foid		
60	Leuco-							gabbro	Foid		
65	Leuco-										
70						Gabbroite			Beta-		
80											
90											

6b. Mafic mineral content of the various rock groups.

criterion is the composition of plagioclase.

Typical diorites contain oligoclase or andesine; the chief mafic minerals are hornblende and/or biotite, in some cases augite; olivine is uncommon. Diorites are usually associated with granodiorites, tonalites, and quartz diorites, or form small discrete masses.

Typical gabbros contain labradorite or bytownite; clinopyroxene, orthopyroxene, and olivine are the chief mafic minerals. Gabbroic rocks are commonly gradational between anorthosites and pyroxenites in layered intrusions; they also form discrete masses; moreover, they are common in ophiolitic complexes in eugeosynclinal zones of orogenic belts.

Figures 4 a-c show the common gabbroic and ultramafic rocks in the tetra-

hedron plagioclase — orthopyroxene — clinopyroxene—olivine.

Charnockitic rocks. The Subcommittee has not yet agreed on a scheme for the classification of charnockitic rocks, so recommendations for these rocks are deferred to a later time. The charnockitic rock suite consists mainly of hypersthene-bearing rocks of the QAP triangle.

Color index. The Subcommittee suggests using the prefixes mela- and leuco- to designate the more felsic and mafic types of each rock group, in comparison with normal types. Figure 6 shows tentatively the leuco- and mela-types of each rock group. The prefixes leuco- and mela- precede the root name: e.g., biotite leuco-

granite, hornblende-biotite melagranodiorite, biotite leuco-quartz diorite, mela-olivine gabbro, mela-nepheline diorite, nepheline-bearing melasyenite, etc.

As muscovite, apatite, primary carbonates, etc. are considered commonly as felsic minerals, color index M' is defined as follows: $M' = M - (\text{muscovite, apatite, primary carbonates, etc.})$.

Rocks may also be grouped according to color index into *leucocratic* ($M' = 0-35$), *mesocratic* ($M' = 35-65$), *melanocratic* ($M' = 65-90$), and *ultramafic rocks* ($M' = 90-100$).

Succession of minerals in rock names. The Subcommittee recommends that the minerals in composite rock names be arranged in the order of increasing amounts; i.e., a more abundant mineral falls closer to the root name of the rock than a less abundant mineral. Example: hornblende-biotite granodiorite contains more biotite than hornblende.

Preliminary system (for field use). As many rock names can be exactly determined only by microscopic studies, it may be useful to have an even simpler system for field use. At the suggestion of the Central Geological Institute of the German Democratic Republic, the Subcommittee presents, therefore, a simpler system composed of 11 rock groups (see figures 5 a-c). Most of these rock groups are characterized by the termination -oid. Thus, the term *granitoids* (already used in many countries) comprises alkali-feldspar granites, granites, granodiorites, and tonalites. *Gabbroids* is a comprehensive term for gabbros, gabbronorites, norites, and troctolites; etc.

Determination key for plutonic rocks. A key for determining the various groups of plutonic rocks is appended.

IUGS Subcommittee on the Systematics of Igneous Rocks
Albert L. Streckeisen, chairman

The IUGS Subcommittee on the Systematics of Igneous Rocks consists of S. Aramaki (Japan), Paul C. Bateman (U.S.A.), A. Dudek (USSR), J. Ferguson (South Africa), Allan M. Goodwin (Canada), K.R. Mehnert (FRG), G. Pantó (Hungary), Dallas L. Peck (U.S.A.), H. de la Roche (France), P.A. Sabine (UK), K. Smulikowski (Poland), Henning Sorensen (Denmark), Albert L. Streckeisen (Switzerland), R.N. Sukhwala (India), M.E. Teruggi (Argentina), G. Tischendorf (GDR), A.C. Tobi (the Netherlands), V. Trommsdorff (Switzerland), O.A. Vorobieva (USSR), J.F.G. Wilkinson (Australia), B. Zanetti (Italy).

Moreover, these colleagues have contributed significantly to the work of the Subcommittee: G.D. Afanass'yev (USSR), A.M. Daminova (USSR), Anthony Davidson (Canada), S.V. Efremova (USSR), R. Ivanov (Bulgaria), Boris L. L'vov (USSR), and W. Pálchen (GDR) for granitoids and related rocks; S.E. Ellis (UK), E.D. Jackson (U.S.A.), N.P. Mikhailov (USSR), A.J. Naldrett (Canada) and F. Rust (FRG) for gabbroic and ultramafic rocks; D.S. Barker (U.S.A.), M.K. Bose (India), A.D. Edgar (Canada), and M.J. Le Bas (UK) for alkali-line rocks.

Determination key for plutonic rocks

A. $M < 90$

I. $Q = 60-100\%$ of light-colored minerals

a. $Q = 90-100$: (1a) Quartzolite (silicite)

b. $Q = 60-90$: (1b) Quartz-rich granitoids

II. $Q = 20-60\%$ of light-colored minerals

a. Plag 00- 10% of total feldspar:

b. Plag 10- 65% of total feldspar:

c. Plag 60- 95% of total feldspar:

d. Plag 90-100% of total feldspar:

(trondhjemites are leucotonalites ($M = 00-10$ that contain oligoclase or andesine)

III. $Q = 05-20\%$ of light-colored minerals

a. Plag 00- 10% of total feldspar:

b. Plag 10- 35% of total feldspar:

c. Plag 35- 65% of total feldspar:

d. Plag 65- 90% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

e. Plag 90-100% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

IV. $Q = 00-05\%$ of light-colored minerals

a. Plag 00- 10% of total feldspar:

b. Plag 10- 35% of total feldspar:

c. Plag 35- 65% of total feldspar:

d. Plag 65- 90% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

e. Plag 90-100% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

V. $F = 00-10\%$ of light-colored minerals

a. Plag 00- 10% of total feldspar:

b. Plag 10- 35% of total feldspar:

c. Plag 35- 65% of total feldspar:

d. Plag 65- 90% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

e. Plag 90-100% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

VI. $F = 10-60\%$ of light-colored minerals

a. Plag 00- 10% of total feldspar:

b. Plag 10- 50% of total feldspar:

c. Plag 50- 90% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

d. Plag 90-100% of total feldspar:

1. $An < 50$

2. $An > 50$

VII. $F = 60-100\%$ of light-colored minerals:

B. $M = 90-100$. Ultramafic plutonic rocks:

(2) Alkali-feldspar granite

(3) Granite

(4) Granodiorite

(5) Tonalite

(6*) Alkali-feldspar quartz syenite

(7*) Quartz syenite

(8*) Quartz monzonite

(9*)

Quartz monzodiorite

Quartz monzogabbro

(10*)

Quartz diorite

Quartz gabbro } Quartz anorthosite

(6) Alkali-feldspar syenite

(7) Syenite

(8) Monzonite

(9)

Monzodiorite

Monzogabbro

(10)

Diorite

Gabbro } Anorthosite

(6*) Foid-bearing alk-fsp syenite

(7*) Foid-bearing syenite

(8*) Foid-bearing monzonite

(9*)

Foid-bearing monzodiorite

Foid-bearing monzogabbro

(10*)

Foid-bearing diorite

Foid-bearing gabbro

(11) Foid syenite

(12) Foid monzosyenite
(Foid plagisyenite)

(13)

Foid monzodiorite

Foid monzogabbro } Essexite

(14)

Foid diorite

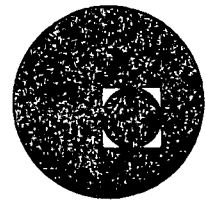
Foid gabbro (theralite)

(15) Foidolites (see special tables)

(16) (See special tables)



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA

NOTAS SOBRE TECNICAS DE EXPLORACION GEOFISICA

FIS. SALVADOR GARCIA DURAN

AGOSTO, 1978

I.- INTRODUCCION.-

Como su nombre lo indica, la geofísica tiene que ver con la física de la tierra y la atmósfera que la rodea.

Uno puede argüir que la geofísica incluye muchos conocimientos de geología, glaciología y astronomía, pero dichos argumentos son leves ya que estas ciencias han establecido, por largo tiempo, campos separados de estudio. Muchos de estos campos han sido investigados desde hace muchos años con un interés puramente científico para incrementar nuestro conocimiento del mundo en el que vivimos. Sin embargo, a partir del año geofísico internacional (1957), la geofísica absorbe todas las ciencias relacionadas con la física de la tierra subdividiéndose en las siguientes ramas:

- Sismología
- Propiedades térmicas de la tierra.
- Magnetismo terrestre.
- Geodésia y gravitación.
- Radioactividad de la tierra, mar y atmósfera, rayos cósmicos.
- Electricidad atmosférica.
- Meteorología.

Actualmente, sin embargo, cabe distinguir dos tipos de geofísica:

. . .

- a).- La geofísica pura, que se encarga del conocimiento científico de todos los fenómenos relacionados con la tierra y últimamente con el cosmos.
- b).- La geofísica aplicada, la cual aprovecha estos conocimientos para elaborar técnicas de exploración que satisfagan la creciente demanda de todos los metales, energéticos y asentamiento de grandes estructuras de construcción.

La investigación puramente científica de dichos fenómenos como la evaporación del agua de los lagos, la constitución química de diferentes rocas y aguas de presas y estanques, las mediciones de las corrientes naturales de la tierra, las variaciones potenciales e impurezas en la atmósfera, etc., tienen una influencia definitiva en los métodos empleados para la localización de los depósitos que la geofísica aplicada busca. Por ejemplo, la concentración de radón en el aire o corrientes puede asociarse con depósitos de uranio. Las ondas electromagnéticas causadas por tormentas distantes pueden usarse para localizar cuerpos conductores a grandes profundidades desde la superficie, etc.

La geofísica aplicada en la búsqueda de minerales, petróleo, gas y apoyo en las obras de ingeniería civil puede dividirse en los siguientes métodos generales de exploración:

....

- Gravitacional.
- Magnético.
- Eléctrico.
- Electromagnético.
- Sísmico.
- Radioactivo.
- Registros en pozos.

Por supuesto que ciertas condiciones geológicas se asocian generalmente con menas metálicas, otras con hidrocarburos, otras con la geotérmica y otras con las obras civiles. La selección de la técnica o técnicas a emplearse en cada caso dependerá de la naturaleza del problema así como de las condiciones geológicas del área.

La tabla I indica algunos datos estadísticos en relación a las técnicas empleadas en diferentes áreas de exploración.

	U.S. \$ (millones)	Porcentaje del Total
<u>EXPLORACION PETROLERA</u>		
Sísmica Terrestre	603	67.4
Sísmica Marina	199	22.3
Gravimetría y Magnetometría Superficiales	17	1.9
Aeromagnetometría	6	0.7
Registros Sonido y de Velocidad	<u>3</u>	<u>0.3</u>
SUBTOTAL	828	92.6
<u>EXPLORACIÓN MINERA</u>		
Métodos Aéreos	19	2.1
Métodos Terrestres	<u>13</u>	<u>1.5</u>
SUBTOTAL	32	3.6
<u>OTROS</u>		
Ingeniería Civil y Agua Subterránea	20	2.2
Oceanografía	<u>14</u>	<u>1.6</u>
SUBTOTAL	34	3.8
TOTALES	894	100.0

Tabla I - 1 Costos de Adquisición y Procesado de datos geofísicos para el año de 1972 (Geophysics, vol 39, Feb.1974, pp. 97)

....

II.- LOS METODOS DE PROSPECCION GEOFISICA.-

La prospección geofísica es la técnica de buscar depósitos ocultos de hidrocarburos, minerales útiles, objetos de arqueología, acuíferos, resolver problemas de ingeniería, etc., efectuando mediciones físicas desde la superficie, mediciones que, de ordinario, suministran información acerca de las propiedades físicas de los materiales del interior de la tierra. Esta información, interpretada de forma adecuada, puede utilizarse para localizar los objetivos particulares antes mencionados.

Los datos de los estudios geofísicos, para ser eficaces, deben expresarse en términos geológicos, y el valor que pueda concederse al cuadro geológico así obtenido, mayor para unas técnicas que para otras, depende de la calidad de los datos y de la pericia con que son interpretados. Desde que por primera vez se aplicó la geofísica a la exploración, se han producido continuos perfeccionamientos en los instrumentos y técnicas, así como en los métodos de interpretación; perfeccionamientos que han aprovechado los rápidos avances de nuestra tecnología como son el uso de las computadoras digitales en la corrección y procesamiento de los datos.

Todos los métodos geofísicos están encaminados a localizar estructuras geológicas favorables; en la exploración petrolífera,

....

el método más empleado es el de reflexión sísmica, siguiendo, - en este orden, el gravitacional, refracción sísmica y los magnéticos. En el Hemisferio Oriental se utiliza a veces en la búsqueda del petróleo una técnica eléctrica, la de la prospección mediante corrientes telúricas. En la prospección minera, las -- técnicas más corrientes son la magnética, eléctrica y radiactiva, si bien, y ocasionalmente, se utilizan los métodos sísmicos y - gravitacionales.

En los estudios hidrológicos fundamentalmente eléctrica y sísmica. En Ingeniería Civil, a excepción de los radiactivos, y la -- sísmica de reflexión poco usada, se puede aplicar cualquier método dependiendo de los objetivos y de las propiedades físicas de la roca en que se vaya a construir la obra.

Finalmente, en la exploración geotérmica se emplean la gravimetría, eléctrica, sísmica y registros en pozos fundamentalmente.

II.1.- Método de reflexión sísmica.-

Con esta técnica se levanta el mapa de la estructura del - subsuelo haciendo uso de los tiempos requeridos por una onda sísmica (o pulso) engendrada en el suelo por una fuente, como una explosión de dinamita, próxima a la superficie, para volver a ésta después de ser reflejada en las formacio--

....

nes mismas. Las reflexiones son registradas por instrumentos detectores colocados sobre el suelo, cerca del punto de explosión, que responden a los movimientos del suelo. Las variaciones en los tiempos de reflexión de un lugar a otro de la superficie indican, por lo general, características estructurales de las rocas del subsuelo. Las profundidades hasta las superficies reflectoras pueden ser determinadas con base en los tiempos, si es posible medir la rapidez de las ondas sísmicas en la zona situada encima de aquéllas. Normalmente, y con una sola explosión, pueden ser observadas reflexiones hasta profundidades de 6 Km, de manera que en la mayoría de las zonas puede determinarse la estructura geológica de toda la sección sedimentaria. La técnica de reflexión proporciona más información estructural y mejor que cualquier otro método geofísico, pero presenta la desventaja de que es más lenta y costosa que la mayoría de los restantes métodos.

Además, son muchas las regiones donde las reflexiones sólo pueden obtenerse con grandes dificultades. En Ingeniería Civil dado sus necesidades relativamente someras este método sólo se emplea en problemas muy particulares. Por ejemplo -

....

en la construcción de túneles profundos o en estudios de cimentación de nucleoeeléctricas.

II.2.- Método de refracción sísmica.-

En este método los instrumentos detectores se disponen a cierta distancia del punto de explosión, que es larga en comparación con la profundidad a que se encuentre el horizonte que haya de ser marcado en el mapa.

Las ondas explosivas recorren grandes distancias horizontales a través del suelo, y el tiempo requerido para su desplazamiento informa acerca de la velocidad y profundidad de ciertas formaciones del subsuelo.

Aunque el método de refracción no da tanta información, ni tan precisa, del cuadro estructural como el de reflexión, proporciona datos de la velocidad en las capas refractantes que, con frecuencia, permiten al geólogo identificarlas o especificar su litología. Por lo general, este método hace posible cubrir una zona dada en menos tiempo que con el método de reflexión, sin embargo, en áreas donde existen inversiones de las velocidades de propagación de las ondas, elásticas, como las que se muestran en la figura II - 1, el método sísmico de refracción falla -

.....

por ser condición indispensable en los cálculos que la velocidad de propagación de cada capa o tipo de roca aumenta conforme se profundiza. Condición que para los objetivos de la Ingeniería civil es fácilmente salvable dado que, por lo general, la calidad de la roca se incrementa conforme avanza la profundidad de investigación. Es por ello que este método es el de mayor aplicación en obras importantes de infraestructura porque al aplicar las técnicas adecuadas del método puede obtenerse información tanto de las velocidades de propagación longitudinales y transversales (V_L y V_T), así como de los módulos de elasticidad de las rocas del subsuelo. La velocidad longitudinal es siempre mayor que la transversal, así que obteniendo la longitudinal es posible encontrar la transversal, ensayando varios valores del coeficiente de Poisson.

Las ecuaciones de las constantes de elasticidad más usadas y ligadas a las velocidades de propagación, se dan en las ecuaciones siguientes:

.....

$$1.- v_L = \sqrt{\frac{K_B + \frac{4}{3} n \dots \frac{L}{S}}{\rho}}$$

$$2.- v_T = \sqrt{\frac{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+a)}}{\rho}} = \sqrt{\frac{n}{\rho} \dots \frac{L}{S}}$$

3.- v_L = velocidad de propagación longitudinal ... $\frac{L}{S}$

4.- v_T = velocidad de propagación transversal $\frac{L}{S}$

$$5.- \frac{v_L}{v_T} = \sqrt{\frac{K_B + \frac{4}{3} n}{n}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2}{\mu}} = \sqrt{\frac{1 - \sigma}{2}}$$

6.- Cuando $\sigma = \frac{1}{4}$, $\frac{v_L}{v_T} = \sqrt{3} = 1.73$

7.- $v_T = 0.058 v_L \dots \frac{L}{S}$

8.- K_B = Módulo volumétrico depende de la simple presión

hidrostática $\frac{F}{L^2}$

9.- $n = \mu$ = Módulo de rigidez o de cizalla ... $\frac{F}{L^2}$

10.- σ = Relación de Poisson, mide el cambio geométrico de forma.

.....

11.- $\lambda =$ Constante de Lamé $= \frac{\sigma E}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)} \dots \frac{F}{L^2}$

12.- $E =$ Módulo de Young $\dots \frac{F}{L^2}$

13.- $\rho =$ Densidad $\dots \frac{M}{L^3}$

II.3.- Método gravimétrico.-

En la prospección por gravedad se miden las pequeñísimas - variaciones que en la atracción gravitatoria ejercen las - rocas emplazadas en los primeros kilómetros por debajo de la superficie del suelo. Los diferentes de roca tienen den - sidades diferentes y las rocas más densas ejercen mayor - gravitacional. Si las rocas más densas están arqueadas ha - cia arriba, formando una elevación estructural, tal como - un anticlinal, el campo gravitatorio terrestre será mayor sobre el eje de la estructura que a lo largo de sus flan - cos. Por otra parte, un domo salino que es menos denso que las rocas que le rodean puede ser descubierto gracias a los bajos valores de gravedad que normalmente son registrados -

.....

sobre el mismo. Las anomalías de la gravedad buscadas - en la exploración geofísica pueden representar tan sólo una millonésima, y hasta una diezmillonésima, del campo total terrestre. Por esta razón, los instrumentos empleados han de ser extremadamente sensibles, y los gravímetros modernos permiten descubrir variaciones de la gravedad hasta de una cienmillonésima del campo terrestre.

II.4.- Método magnético.-

La prospección magnética determina las variaciones del - campo magnético terrestre atribuibles a cambios de estructura, o de la susceptibilidad magnética de algunas rocas próximas a la superficie. Las rocas sedimentarias presentan por lo general una susceptibilidad muy pequeña en comparación con las ígneas y metamórficas, y la mayoría de las exploraciones magnéticas están encaminadas a levantar el mapa de la estructura sobre o dentro del basamento o a descubrir directamente minerales magnéticos. El método -- magnético resulta útil cuando la estructura de las capas - sedimentarias está regida por características topográficas tales como crestas o fallas sobre la superficie del basamento. Las anomalías magnéticas a partir de la parte supe-

...

rior del basamento pueden aportar información relativa a la estructura de las capas superiores. Sucede con -- frecuencia que resulta difícil distinguir las anomalías magnéticas debidas a la topografía del basamento de las que son consecuencia de cambios laterales en la composición de la roca del basamento, y esta ambigüedad limita la eficacia del método. La mayor parte de la prospección magnética se realiza en la actualidad con instrumentos montados en aviones.

II.5.- Métodos eléctricos.-

Existen varias técnicas geofísicas destinadas a detectar anomalías en las propiedades eléctricas de las rocas, - tales como la conductividad, autopotencial y respuesta a la inducción. A base de esta anomalías puede resultar posible localizar minerales, acuíferos o estructuras geoló-gicas que ofrezcan características eléctricas distintivas. El método de resistividad se emplea para determinar variaciones laterales o verticales de la conductividad en el interior del suelo, y se utiliza con frecuencia para me-dir la profundidad a que se encuentra la roca firme en -

.....

conexión con proyectos de ingeniería civil, dado que, - normalmente, existe un gran contraste entre la resistividad de la roca firme y los materiales no consolidados -- que la cubren. El método emplea un simple generador de corriente eléctrica conectado a dos electrodos que son - instalados en el terreno (C₁ y C₂) . Un campo eléctrico alterno de baja frecuencia, alrededor de 1 HZ, es así establecido y una corriente eléctrica fluye entre los electrodos.

Por otro lado, como lo muestra la fig. II - 2, sobre la - superficie terrestre la diferencia de potencial es monitoriada por otro conjunto de electrodos (P₁ y P₂) conectados a un voltímetro con el fin de detectar cualquier distorsión del campo propias a zonas por debajo de la superficie de conductividad anómala. Varias configuraciones de los electrodos de campo fuente y de los electrodos de campo potencial son usados, dependiendo de las condiciones - geológicas locales y estableciéndose para todos los casos la fórmula:

$$\rho_a = \frac{2 \pi \Delta V}{I} \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2} - \frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2} \right)^{-1}$$

.....

6

$$\rho_a = 2 \pi K \frac{\Delta V}{I}$$

donde:

ρ_a = Resistividad aparente (ohm - m)

ΔV = Diferencia de potencial (volts)

I = Intensidad de corriente (ampers)

K = Constante de configuración
electródica. (m)

El método de polarización inducida requiere de la generación de dos tipos de señales a diferente frecuencia. En cada frecuencia, los electrodos potenciales monitorean la diferencia de potencial, y la relación entre las diferencias de potencial en las dos frecuencias es una indicación de la polarizabilidad del terreno. Dos funciones -- conocidas como el porcentaje del efecto de frecuencia y el factor metal son calculadas. El factor metal es algunas veces tomado como una indicación directa del porcentaje de sulfuro en la roca. El método de las corrientes telúricas aprovecha como fuente las corrientes terrestres naturales en lugar de corrientes engendradas artificialmente e introducidas en el suelo.

.....

El método de autopotencial se utiliza para detectar la presencia de ciertos minerales que reaccionan como electrolitos del suelo, engendrando potenciales electroquímicos. Una masa de sulfuros que aparezca más oxidada -- a poca profundidad que a gran profundidad engendrará potenciales de este tipo que pueden ser registrados por electródos situados en la superficie.

II.6.- Métodos electromagnéticos.-

Los métodos electromagnéticos detectan anomalías en las propiedades inductoras de las rocas del subsuelo. Se introduce en el suelo una corriente alterna, por lo general de alta frecuencia y sobre la superficie o en el aire se miden la intensidad y el desfase de los potenciales inducidos por las rocas enterradas. Muchas menas de metales comunes engendran corrientes inducidas de intensidad -- muy superior a las de las rocas circundantes. La mayor parte de la prospección electromagnética se realiza actualmente desde el aire.

II.7.- Método radioactivo.-

La actual necesidad de encontrar primeras materias fisio-nables para ser usadas en los reactores nucleares determinado en la prospección del uranio un auge único en la

historia de la exploración minera. La mayor parte de esta actividad ha implicado el empleo de instrumentos geofísicos, es decir, de detectores de radiaciones como los contadores Geiger o cintilómetros. El bajo costo de algunos de estos aparatos ha dado como resultado una labor geofísica intensa por parte de particulares, una pequeña parte, de la cual ha tenido éxito satisfactorio. Gran parte de la exploración del uranio ha sido realizada desde aviones, con empleo de cintilómetros especialmente adaptados para este uso. De todos los métodos geofísicos, los de radioactividad son los que tienen la menor penetración puesto que dichas radiaciones son absorbidas por menos de noventa cm. de tierra que cubre el material radioactivo.

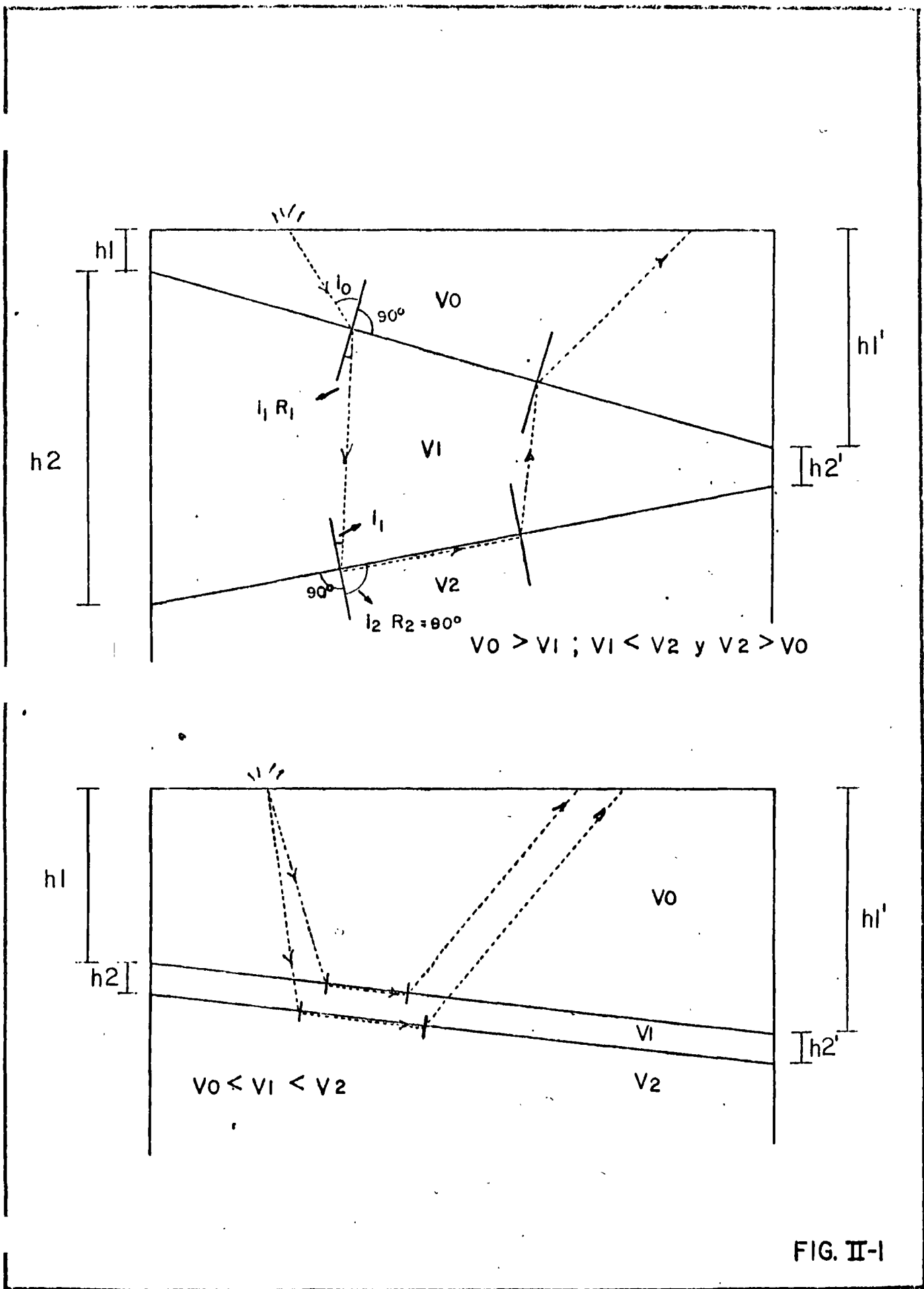
II.8.- Registro en pozos.-

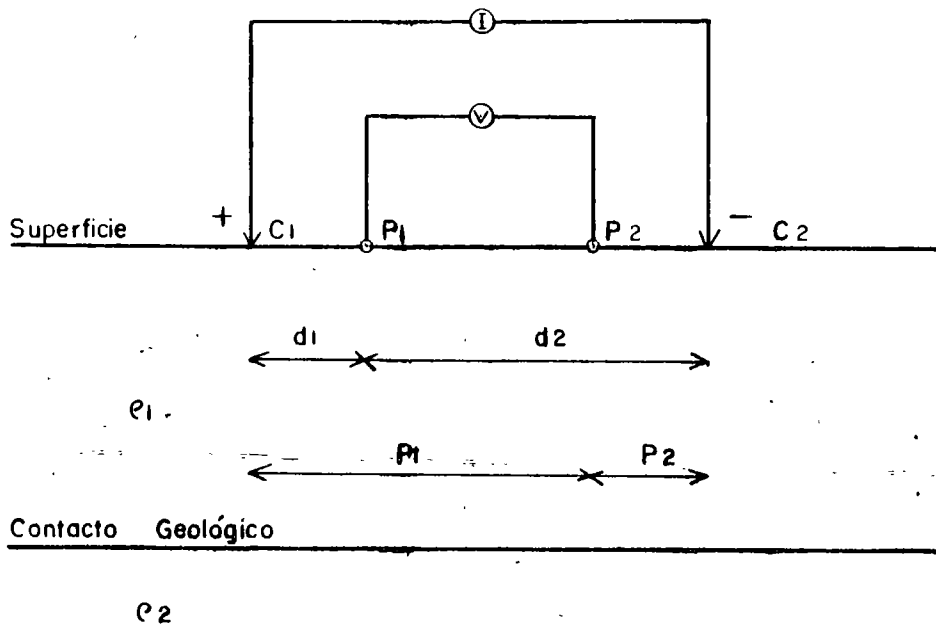
Esta técnica geofísica, muy empleada, implica la exploración del suelo con instrumentos bajados a pozos cuyas lecturas son registradas en la superficie. Entre las propiedades de las rocas que son registradas de ordinario, figuran la resistividad eléctrica, autopotencial, producción de rayos gamma (naturales y en respuesta al bombardeo con

....

neutrones), densidad, susceptibilidad magnética y velocidad acústica.

Los geólogos hacen más uso de varios de estos registros - que de otros tipos de datos para obtener información referente a litología, porosidad, permeabilidad, contenido de agua, echados, fracturas, etc.





Nomenclatura:

P₁ y P₂ = electrodos de potencial

C₁ y C₂ = electrodos de corriente

ρ_1 = resistividad de la primera capa

ρ_2 = resistividad de la segunda capa

FIG. II - 2

B I B L I O G R A F I A

- 1).- Introduction to Geophysical prospecting; Milton B. Dobrin; Mc.Graw - Hill; 1961.
- 2).- Applied geophysics; W. M. Telford, L.P. Geldart; R.E. Sheriff; D.A. Keys; Cambridge University Press; New York; 1976.
- 3).- Interpretation theory in applied geophysics; F.S. Grant; G.F. West; Mc. Graw - Hill; New York, 1965.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA
(DEL 21 AL 26 DE AGOSTO DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. MARIANO AGUILAR GUZMAN Lago Espiridino No. 12 Col. Tacuba México 17, D. F. Tel: 5-20-27-58	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Lomas México, D. F.
2. ING. CARLOS ALVAREZ GALVEZ 13 Sep. No. 11-10 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-82-39	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México, D. F.
3. ING. BRUNO ARROYO HERNANDEZ	DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE VIAS FERREAS S.C.T. Av. Juárez No. 28 Poniente San Juan del Río, Querétaro Tel: 2-04-23
4. ING. VICTOR GERARDO AVILA PEREZ Peten 565 Col. Vertiz-Narvarte México 13, D. F. Tel: 5-59-82-51	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-07-30
5. HECTOR BOLIVAR VILLAGOMEZ Victoriano Pimentel No. 19 Circ. Juristas Cd. Satélite, Edo. de México Tel: 5-62-66-55	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Melchor Ocampo No. 469-101 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-11-00-36
6. ING. RUBEN CARREÑO SAUCEDO Cienfuegos 703-2 Col. Lindavista México 14, D. F. Tel: 5-67-27-06	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69-100. Piso México 1, D. F. Tel: 5-66-07-49
7. ING. CARLOS DE LA GARZA Tepic No. 39 Col. Roma México 7, D. F.	COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO (SARH) Tepic No. 39 Col. Roma México 7, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA
(DEL 21 AL 26 DE AGOSTO DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ING. AGAPITO CRUZ GALINDO GARZA La Garita And. 7 Dup. 3-1 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-77-71	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-30-46-77
9. ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO 3a. Cerrada C. No. 228 Granjas San Antonio México 13, D. F. Tel: 5-82-70-32	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F.
10. ING. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS Melchor Ocampo No. 469-1er. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-11-00-36	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Melchor Ocampo No. 469-1er. Piso Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-11-00-36
11. ING. MARCO A. GONZALEZ GONZALEZ Dr. del Riego Andador 81-8 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-13-47	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-07-30
12. ING. JAVIER GONZALEZ MURILLO Andalucia 66-2 Col. Alamos México 13, D. F. Tel: 5-19-07-30	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-07-30
13. ING. ALFONSO GONZALEZ ROJAS Clavelinas 124 Col. Nueva Sta. María México 16, D. F. Tel: 5-56-68-59	ESIA IPN Unidad Profesional de Zacatenco Col. Lindavista México 14, D. F.
14. ING. JAVIER L. GONZALEZ VILLARREAL Ave. Toluca 306-8 Col. Olivar de los Padres México 20, D. F. Tel: 5-95-51-05	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México 4, D. F. Tel: 5-53-71-33

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA
(DEL 21 AL 26 DE AGOSTO DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 15. ING. JOSUE GOYTORTUA MARQUEZ
Palestina 193
Col. Clavería
México 16, D. F.
Tel: 5-27-23-30 | ESIA-IPN
Unidad Profesional Zacatenco
Col. Lindavista
México 14, D. F. |
| 16. ING. ROBERTO GUTIERREZ CERVERA
Bolaños No. 68-402
Col. Felipe Pescador
México 2, D. F. | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
Balderas No. 55
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext. 414 |
| 17. ING. EVERT V. HERNANDEZ LOPEZ
Andes No. 85 Sección IV
Lomas Verdes
Edo. de México
Tel: 3-93-07-98 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Sierra Gorda No. 23
Lomas de Chapultepec
México, D. F.
Tel: 5-20-73-07 |
| 18. MIGUEL A. LEON VAZQUEZ
Tonalá No. 187
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-64-38-53 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 35-10o. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-66-84-27 |
| 19. ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
Morelos 81
Tlalpan
México 22, D. F.
Tel: 5-73-50-25 | CONSTRUCTORA METRO, S. A. DE C. V.
Legaria 252
Col. Tacuba
México 17, D. F.
Tel: 3-99-26-89 |
| 20. LUIS I. LOPEZ CASTELLANOS
Eureka No. 12
Col. Industrial
México 14, D. F.
Tel: 5-37-01-49 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
Balderas No. 55
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext. 414 |
| 21. ING. SERGIO MENDOZA ANTILLON
Pino Suárez No. 43
Tulyehualco Xochimilco
México 23, D. F. | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 35
México 1, D. F.
Tel: 5-91-03-83 |
| 22. ING. JOSE ANTONIO MENDOZA MARQUEZ
Carlos Pereyra No. 98
Col. Viaducto Piedad
México 13, D. F.
Tel: 5-38-67-93 | SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y
OBRAS PUBLICAS
Xola y Av. Universidad
México 12, D. F.
Tel: 5-30-46-77 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA
(DEL 21 AL 26 DE AGOSTO DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 23. ING. ARTURO NIETO DEL AGUILA
Av. Sinatel No. 87
Col. Amp. Sinatel
México 13, D. F. | G.H.I. GEOTECNIA E HIDRAULICA
Empresa 136-8o. Piso
Col. Mixcoac Insurgentes
México, D. F. |
| 24. ING. SERGIO OCHOA OCHOA
Palmas 324
El Rosal
México 20, D. F.
Tel: 5-95-51-42 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Rodín No. 265
Col. Noche Buena
México 19, D. F.
Tel: 5-63-37-00 |
| 25. ING. LUIS OLIVARES MORALES
Calle 15 No. 310-1
Col. Pro-Hogar
México 15, D. F.
Tel: 5-67-33-30 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Ignacio Ramírez No. 20
México 1, D. F.
Tel: 66-26-01 |
| 26. ING. ARMANDO ORDAZ A.
Balderas No. 55
México 1, D. F. | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
Balderas No. 55
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext.208 |
| 27. ING. RAUL RAMIREZ ARANDA
Galicia No. 37-Bis.
Col. Alamos
México 13, D. F.
Tel: 5-19-93-72 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodín No. 265
Col. Noche Buena
México 19, D. F.
Tel: 5-63-37-00 |
| 28. MARIO A. RIVERA VALENZUELA
Guerrero 325 Edif. Ignacio Ramírez
Entrada "F" Depto. 122
Unidad Tlatelolco
México 3, D. F.
Tel: 5-83-54-77 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 35-10o. Piso
Col. Juárez
México 1, D. F.
Tel: 5-66-84-27 |
| 29. ELOY G. SALGADO NOCHEBUENA
Lago Chalco No. 27-2
Col. Anáhuac
México 17, D. F. | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
Balderas No. 55
México 1, D. F.
Tel: 5-85-50-66 Ext. 408 |
| 30. J. BERNARDO SAUCEDO RUIZ
Oriente 229-B No. 121
Col. A. Oriental
México 9, D. F. | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Sierra Gorda No. 23
Tecamachalco
Tel: 5-20-73-07 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA
(DEL 21 AL 26 DE AGOSTO DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 31. AURELIO VARGAS DE LA HOYA
E. Zapata 55
Col. Portales
México 13, D. F.
Tel: 5-39-77-26 | SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y
OBRAS PUBLICAS
Xola y Av. Universidad
México, D. F. |
| 32. ING. ERNESTO ZARAGOZA CONTRERAS
Av. 561 No. 40
U. San Juan de Aragón
México 14, D. F.
Tel: 5-51-65-14 | SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y
OBRAS PUBLICAS
Xola y Av. Universidad
México 12, D. F.
Tel: 5-19-76-60 |
| 33. ING. JORGE R. ZAVALA MORALES
Patricio Sanz No. 1430-201
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel: 5-59-75-40 | INSTITUTO DE INGENIERIA-UNAM
Ciudad Universitaria
México 20, D. F. |