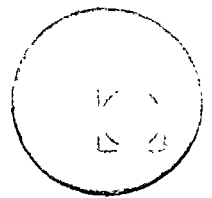




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA

La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga 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 el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el Segundo Día de Clases, en las oficinas del Centro, con la Señorita Barraza, de lo contrario no será posible. El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material, mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

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.

Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, es importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción con los datos que se les solicitan al iniciarse el curso.

ATENTAMENTE

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO
COORDINADOR DE CURSOS.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
Enero 12		TEMA I INTRODUCCION A LA MECANICA DE ROCAS	
	9 a 10 h	1. Historia de la Mecánica de Rocas	Ing. Luis Vieitez Utesa
	10 a 11 h	2. Definiciones, identificación y clasificación de las rocas. Esfuerzos en las rocas	Ing. Jesús Alberro Alcérreca
	11 a 12 h	3. Propiedades Mecánicas, Pruebas de Laboratorio	" " " "
	12 a 13 h	4. Propiedades Mecánicas, Pruebas de Campo	Ing. Raúl Cuéllar Borja
Enero 12		TEMA II EXPLORACIONES A CIELO ABIERTO	
	14 a 16 h	1. Geología y Mecánica de Rocas en las Obras	Ing. José Manuel Zavala
	16 a 17 h	2. Diseño y estabilidad de las excavaciones	Ing. Juan Orozco y Orozco
	17 a 18 h	3. Medidas Correctivas, Drenes, Anclajes, etc.	" " " "
Enero 13	9 a 11 h	4. Instrumentación y controles, incluyendo aquellos con fines de seguridad minera.	Ing. Raúl Cuéllar Borja
		4.1 Principios generales de los extensómetros eléctricos (Strain Gages).	Ing. Alfredo Olivares Ponce
		4.2 Aplicaciones en Ingeniería Civil, Mecánica de Rocas.	
		4.3 Los extensómetros eléctricos (Strain Gages) como elementos básicos de instrumentación de transductores.	
		4.4 Algunos tipos de extensómetros con diferentes principios de operación.	
		4.5 Pruebas in situ.	
Enero 13		TEMA III EXPLOTACIONES SUBTERRANEAS	
	11 a 13 h	1. Geología y Mecánica de Rocas en las Obras	Ing. Carlos Martínez García
Enero 13	14 a 16 h	2. Obras de acceso (tiros, túneles) su diseño y el estudio de las deformaciones a su alrededor	Ing. Jesús Alberro Alcérreca

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
Enero 13	16 a 18 h	3. Obras de acceso (tiros, túneles, contrapozos, etc.) Con máquinas rotarias (moles).	
Enero 14	9 a 11 h	4. Sistema de cámara y pilares. Efecto de escala y techo, soportes (anclaje, concreto lanzado, perfiles, rellenos, consolidaciones de roca)	Ing. Arturo Bello Maldonado
Enero 14	11 a 13 h	5. Rocas con problemas especiales (arcillas expansivas, fallas y fracturas, splitting, intemperismo, filtraciones)	Ing. Arturo Bello Maldonado
Enero 14	14 a 16 h	6. Block caving o sub-niveles, estudios previos, diseños, soportes.	Dr. Don Gentry
Enero 14	16 a 18 h	7. Instrumentación subterránea y su uso con fines de seguridad minera. 7.1 Fotoelasticidad reflectiva aplicada de medición en rocas. 7.2 Determinación de esfuerzos residuales y características mecánicas de rocas utilizando fotoelasticidad y Strain Gages. 7.3 La instrumentación con propósitos de seguridad en obras de minas. 7.4 Otros métodos experimentales con aplicación a la ingeniería de minas en el laboratorio y en el campo. Holografía Fotoelasticidad dinámica Lacas Frágiles Registro dinámico en extensómetros eléctricos Acelerómetros	Ing. Raúl Cuellar Borja Ing. Alfredo Olivares Ponce
TEMA IV PERFORACION			
Enero 15	9 a 11 h 11 a 13 h	1. Sistema de percusión (mecánico e hidráulico) 2. Sistema de rotación (columbete y diamante)	Richard Wayne Adkins Walt R. Eastman

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

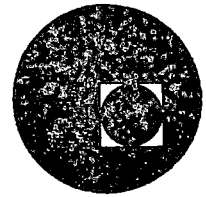
FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
		TEMA V EXPLOSIVOS	
Enero 15	14 a 16 h	1. Explotaciones a cielo abierto (fragmentación y protección de la roca encajonante)	Dr. D.D. Porter
Enero 15	16 a 18 h	2. Explotaciones subterráneas (fragmentación y protección de la roca encajonante)	
		TEMA VI PREPARACION MECANICA	
Enero 16	9 a 11 h	1. Trituración	Ing. Pedro Luis Benítez Esparza
		1.1 Leyes generales de la conminución	
		1.2 Etapas de la trituración	
		1.2.1 Trituración primaria	
		1.2.2 Trituración secundaria	
		1.2.3 Trituración terciaria	
		1.3 Equipo complementario	
		1.3.1 Alimentadores	
		1.3.2 Bandas transportadoras	
		1.3.3 Cribas	
		1.3.3.1 Rotatorias	
		1.3.3.2 Vibratorias	
		1.3.4 Gusanos lavadores	
		1.3.5 Tambores desenlodadores	
		1.3.6 Ciclones	
		1.4 Plantas de trituración	
		1.4.1 Estacionarias	
		1.4.2 Portátiles	

MECÁNICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERÍA

FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
Enero 16	11 a 13 h	2. Molienda 2.1 Índice de trabajo de los materiales 2.2 Equipo de molienda 2.2.1 Molinos de barras 2.2.2 Molinos de bolas 2.2.3 Pulverizadores 2.3 Circuitos de molienda 2.3.1 Vía húmeda 2.3.2 Vía seca 2.3.3 Separadores o selectores de aire	Ing. Pedro Luis Benítez Esparza
TEMA VII ESTUDIOS GEOFISICOS			
Enero 16	14 a 16 h	Refracción sísmica	Dr. Mariano Fernández Bollo
	16 a 18 h	Eléctrica resistiva	Dr. Mariano Fernández Bollo
	18 h	Clausura	



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



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA INGENIERIA



ING. LUIS VIEITEZ UTEZA

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 521-73-35

BUENOS AIRES, ARGENTINA
ESTADO DE LA UNIÓN ARGENTINA
MUNICIPIO DE BUENOS AIRES



Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C.

I. ANTECEDENTES.

La Mecánica de Rocas puede definirse como: "El estudio del comportamiento físico de las rocas bajo un cambio de esfuerzos en el medio que las rodea". Es una disciplina distinta, una innovación en el campo de la mecánica teórica y aplicada, que ha venido a racionalizar, a fundamentar, científicamente, un conocimiento intuitivo acumulado por el hombre, se puede decir que a lo largo de toda su historia, ya que desde la Edad de Piedra, y principalmente en sus realizaciones industriales, ha tenido un trato continuo, por así llamarle, con las rocas.

El término Mecánica de Rocas se usó por primera vez en 1950, y es equivalente al de geomecánica, que al principio utilizaron varios profesionistas interesados en la materia. Un grupo informal de investigadores organizó en 1951, el Primer Coloquio de Geomecánica, que se realizó en Salzburgo, (estos coloquios siguen realizándose anualmente en Europa) y a finales de ese mismo año, en París, se llevó a cabo la Primera Conferencia sobre la Mecánica de las Rocas, bajo la dirección del Ing. A. Mayer. Este mismo ingeniero y Talobre, en 1956, publicaron un artículo en el que asentaron en forma bastante clara los principios, métodos y aplicaciones de la nueva disciplina. En abril de ese año el departamento de Ingeniería de Minas de la Escuela de Minas de Colorado, realizó un simposium sobre Mecánica de Rocas; lo que en él se trató fué publicado, poco después, en el Quarterly of the Colorado School of Mines (estos simposios siguen efectuándose cada dos años). En 1957 Talobre publicó "La Mécanique des Roches", que es el primer libro de texto sobre el particular.

Este ímpetu de los años 50, logró el reconocimiento mundial de la nueva disciplina. Después se han sucedido numerosos y continuos coloquios, simposios y conferencias; formación de Comités Técnicos en las Sociedades Nacionales ya establecidas y, finalmente, la creación de una Sociedad Internacional (1962) que ha sido fruto del trabajo del grupo que empezó a laborar sobre geomecánica.

La primera conferencia de la Sociedad Internacional se efectuó en Salzburgo, en 1962 (13o. Coloquio), y el primer congreso internacional tuvo verificativo en 1966, en Lisboa. Ha habido dos más: el de Belgrado en 1970 y el de Denver en 1974, los siguientes se efectuarán cada cuatro o cinco años y el próximo será en Montreux, Suiza en 1979, con el tema, todavía tentativo, de "El trabajo Real en las Obras". Entre tanto, habrá varios otros eventos internacionales: Un simposium en la Universidad de Minnesota en Minneapolis en septiembre 22 a 24 de este año; con el tema "Métodos de Diseño en Mecánica de Rocas", un simposium en Sidney, Australia, en agosto 10 - 15 de 1976, con el tema "Avances en Mediciones de Esfuerzos"; y otro en Italia, a fines de septiembre de 1976, con el tema "La Geotecnica de Formaciones Estructurales Complejas".

* 1975.

II. CAMPO DE ACCION DE LA MECANICA DE ROCAS.

A las numerosas reuniones concurren científicos ingenieros y técnicos de las diversas especialidades que tienen nexos con la Mecánica de Rocas: Físicos, Geofísicos, Ingenieros de Minas, Ingenieros Civiles, Ingenieros Petroleros, Ingenieros Mecánicos, Ingenieros Químicos, Petrógrafos y también Matemáticos. Los trabajos presentados van desde la investigación básica y aplicada y los modelos matemáticos y físicos hasta la aplicación práctica, la experimentación y el control del comportamiento, lo cual da idea del campo de conocimientos tan vasto que abarca esta nueva disciplina y que puede representarse por algunos de sus capítulos principales:

a) Conceptos Teóricos.

- Estado de esfuerzos en la corteza terrestre.
- Distribución de esfuerzos.
- Teorías de falla.
- Reología.

b) Clasificación y Propiedades.

- Pruebas de laboratorio estáticas y dinámicas.
- Pruebas de campo estáticas y dinámicas.

c) Aplicaciones.

- Deformabilidad y capacidad de carga de cimentaciones.
- Estabilidad de cortes y taludes.
- Estabilidad de obras subterráneas.
- Explotación de roca (canteras, minas).
- Ataque y procesamiento de rocas (barrenación, fragmentación, trituración y molienda).
- Geología estructural.
- Instrumentación, medición y análisis del comportamiento.
- Técnicas correctivas de un comportamiento deficiente. Tratamiento de rocas.

A nivel internacional se publican varias revistas relacionadas con esta disciplina como: "Rock Mechanics" de la SIMR, "Rock Mechanics and Mining Sciences", inglesa, "Hydroproject", traducción en EEUU. de la revista rusa Hidroproiet, "Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics", francesa.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A. C.

- 3 -

III. LA SOCIEDAD INTERNACIONAL.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) tiene 4872 miembros. Cuarenta países, incluido México, tienen sociedad o grupo nacional afiliado a ella. Sus actuales directivos fueron nombrados en el Congreso Internacional de Denver el año pasado y son:

Presidente:	Prof. Habib, Francia;
Vicepresidente por Africa:	Dr. Bieniawsky, Sudáfrica.
Vicepresidente por Europa:	Prof. Fumaqalli, Italia.
Vicepresidente por Asia:	Prof. Hiramatsu, Japón.
Vicepresidente por Australasia:	Dr. Hargraves, Australia.
Vicepresidente por Norte América:	Prof. Handin, EEUU.
Vicepresidente por Sudamérica:	Prof. Kanji, Brasil.
Secretario:	Arnaldo Silverio, Portugal.

Comités: En la SIMR funcionan diversos Comités encargados de tareas de definición, de orientación o de apoyo en relación con aspectos que sus propios títulos definen:

- Terminología, Símbolos y Representación Gráfica (ha publicado la versión en inglés y están en preparación las versiones en francés y alemán del primer documento).
- Enseñanza, (ha empezado a funcionar muy recientemente).
- Recomendaciones sobre Técnicas de Investigación en Campo, (está por publicarse el documento final).
- Clasificación de Rocas y Masas de Roca (está listo un primer borrador).
- Normalización de Pruebas de Laboratorio y de Campo (ha producido cinco documentos sobre las primeras: 1) Densidad, Contenido de Agua, Porosidad y Absorción; 2) Resistencia y Deformabilidad en Compresión Uniaxial y en Indentación (Point-load); 3) Expansibilidad; 4) Velocidad de Ondas Sonoras; 5) Corte Directo; y dos documentos sobre las segundas: 1) Métodos Recomendados para Determinar la Resistencia al Corte y 2) Métodos Recomendados para la Prueba de Pernos de Anclaje.
- Temas a Desarrollar (Investigación), que ha editado un pequeño informe.
- Publicación y Traducción (normas especialmente aplicables en congresos).
- Comportamiento de Túneles y otras Cavidades Permanentes.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C.

- 4 -

La SINR interviene en el Secretariado Coordinador de las tres sociedades relacionadas con la geotecnia (SINR Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, SIMSIC Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, AIGI Asociación Internacional de Geología del Ingeniero), que se ocupa desde diciembre de 1973 de elaborar un estatuto común y de la coordinación y normalización de actividades, Terminología, traducción y publicaciones de las tres sociedades.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas publica la revista "Rock Mechanics" tres veces por año, con artículos selectos sobre la materia, escritos principalmente en inglés y en alemán y ocasionalmente en francés. También publica un boletín llamado "News". Este boletín aparece cuatro veces al año y contiene noticias de los Grupos Nacionales de la Sociedad, de las actividades de los Comités Técnicos, novedades en el campo de la mecánica de rocas, datos sobre reuniones técnicas y lista bibliográfica selecta.

Además de las reuniones propias, la Sociedad promueve las reuniones organizadas por Grupos Nacionales sobre temas especializados de la mecánica de rocas.

En el campo de la enseñanza, la Sociedad pretende establecer recomendaciones en el plano internacional acerca de la naturaleza y desarrollo de los cursos de Mecánica de Rocas, que deben enseñarse en las diferentes ramas de la Ingeniería y las geociencias.

EL GRUPO NACIONAL MEXICANO DENTRO DE LA SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECANICA DE ROCAS.

El Grupo Nacional Mexicano fué creado en julio de 1972, aprobado como Grupo Nacional, dentro de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, en la reunión del Consejo de la Sociedad Internacional celebrada en la ciudad de Lucerna, Suiza, en septiembre de 1972, y registrado ante notario público en enero de 1973 como Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. El Grupo Nacional está representado en todas las reuniones del Consejo de la Sociedad Internacional con derecho a voz y a voto. Actualmente la Sociedad cuenta con 120 miembros, que por ello pertenecen también a la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas con carácter de miembros del Grupo Nacional.

ACTIVIDADES DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS.

De acuerdo con el Estatuto que rige a la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, ésta tiene por objeto "promover y difundir los conocimientos de la mecánica de rocas en la República Mexicana. Para tal objeto celebrará conferencias y reuniones, publicará artículos y folletos y colaborará con instituciones de enseñanza y científicas del país, del extranjero en el estudio de los

Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A. C.

- 5 -

problemas relacionados con la mecánica de rocas". La Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas intenta difundir los principios básicos y las aplicaciones prácticas de la mecánica de rocas entre los ingenieros y científicos mexicanos.

La primera reunión técnica de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas se celebró en noviembre de 1973 y se destinó a discutir los problemas de "Presión de Roca en Revestimiento de Túneles", con el concurso del Dr. Giovanni Lombardi de Suiza, el Dr. Daniel Reséndiz y los ingenieros Arturo Bello y Raúl Cuéllar de México. La segunda reunión técnica se celebró en noviembre del año pasado y versó sobre aplicaciones de la mecánica de rocas a la estabilidad de taludes en minas a cielo abierto y en obras de ingeniería civil viales e hidráulicas, así como nuevos conceptos de la resistencia al corte y la deformabilidad de diaclasas o juntas en un macizo rocoso. Los conferencistas en esta reunión fueron: el Dr. Hoek de Inglaterra, el Dr. Fernández Bollo de Francia, el Dr. Uriel de España, el M. en C. Rico, y los ingenieros Alberro y Orozco de México. Otra conferencia patrocinada por la Sociedad, fué dictada por el Dr. Furlinger en febrero de 1974, con el tema: "Mecanismo de deslizamiento de laderas en rocas cuarzo filíticas (en los Alpes)".

La Sociedad ha publicado las dos conferencias del Dr. Lombardi y está por publicar las conferencias de la segunda reunión técnica.

En junio y julio de 1974, la Sociedad, por encargo del Centro de Educación Continúa de la facultad de Ingeniería de la UNAM, organizó un curso sobre "Aplicación de la Mecánica de Rocas a las Obras de Ingeniería". Los diversos temas fueron cubiertos por varios miembros de la Sociedad.

Por otra parte, la Sociedad ha sido representada por varios miembros de la misma en el Simposium Europeo celebrado en Lucerna, Suiza en septiembre de 1972, en el Segundo Congreso Internacional de Geología del Ingeniero, llevado a cabo en Sao Paulo Brasil, en agosto de 1974, y en el Tercer Congreso Internacional de la SIMR, efectuado en Denver, EEUU, en septiembre de 1974. A este congreso el grupo mexicano presentó cuatro trabajos, que están publicados en las memorias del mismo; además el Ing. Alberro participó como miembro de una de las mesas de debates, exponiendo los últimos resultados de observaciones del comportamiento de la excavación de la casa de máquinas de la Presa de La Angostura.

Ha contribuido también la Sociedad con datos sobre deslizamientos estudiados en México, para ser publicados en un volumen de la Geological Society of America, denominado "Mechanics of Rockslides and Avalanches".

Adjunto está una relación de actividades de la SMRR en 1975.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas A.C.

MECÁNICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERÍA

La Mecánica de Rocas es la nueva disciplina que está ayudando a ingenieros mineros, petroleros, geólogos y civiles, a resolver aspectos técnico-económicos otrora no resueltos en la práctica y la investigación de las industrias extractivas y de la construcción, para llegar a soluciones de explotación y constructivas más seguras y además más económicas.

En cuanto a la Minería, los ingenieros de minas esperan resolver, con esta disciplina, diversos problemas de laboreo, así como de estabilidad y seguridad. La aplicación de la mecánica de rocas a la Minería puede agruparse en la forma siguiente:

Condiciones geológicas	Tipo de roca y mineral. Tectónica, etc.
Problemas fundamentales	Resistencia, estabilidad Fragmentación Caída por gravedad
Conocimientos básicos	Teorías Pruebas en Laboratorio Investigaciones sobre el terreno.
Problemas técnicos	Galerías, excavaciones subterráneas y a cielo abierto. Métodos de laboreo Desplome, etc.
Resultados	Soluciones técnicas, económicas Seguridad.

A medida que las minas a cielo abierto son más grandes y las minas subterráneas se hacen más profundas, el conocimiento de la mecánica de rocas adquiere cada vez más importancia. Los problemas de medición y cálculo son bastante más difíciles en minas, donde el material es natural y por ello es poco homogéneo, que en las construcciones de concreto y acero, cuyos materiales han sido fabricados por el hombre.

Existen en la minería procesos destructivos, además de procesos de soporte. Mediante la voladura controlada, puede limitarse la destrucción de la roca y mediante la inyección de lechadas y morteros, el anclaje y el concreto lanzado pueden fortalecerse las zonas débiles. La tecnología de estos procedimientos se está perfeccionando notablemente con el auxilio de la Mecánica de Rocas.

La aplicación de esta disciplina por otra parte, permite medir el comportamiento y establecer sistemas de control.

Las mediciones aplicadas en las minas son mediciones de presión en la roca, de esfuerzos de diversos tipos, así como registros microsísmicos. Las mediciones de presión en la roca dan la dirección y magnitud del empuje de roca en ciertos puntos. Los registros de deformación, con cinta invar, inclinómetros, extensómetros, niveles, etc., indican los movimientos dentro de zonas más o menos grandes, mientras que los "microsísmicos" pueden aplicarse como señales de aviso, cuando va a producirse o puede producirse un desplome.

Los ingenieros sudafricanos fueron los primeros, y más entusiastas, en emplear la Mecánica de Rocas en el diseño y control de minas. Ahora se observa una gran promoción, también en otras partes del mundo, como Europa, Japón y E.E.U.U. En la "Revisión Anual 1974" de la industria minera que hace la revista Mining Engineering en su número de febrero de 1975 anota, en lo referente a Mecánica de Rocas, lo siguiente: Se han seguido activamente los métodos de evaluación in-situ de las condiciones del terreno, de la aplicación de técnicas analíticas para el diseño de minas y del perfeccionamiento en el diseño y aplicación de sistemas de ademe o soporte. El registro anticipado de movimientos de roca se ha aceptado cada vez más como sistema de alarma en condiciones difíciles de explotación. Destaca como el evento más importante de 1974 el III Congreso Internacional, celebrado en Denver en Septiembre pasado, en el cual los ingenieros mineros tuvieron una representación muy numerosa y participaron en las discusiones y en la presentación de trabajos en forma tan importante como los ingenieros civiles.

La investigación se está enfocando al diseño de explotaciones subterráneas a gran escala, especialmente en lo concerniente a la mecánica de caídos o derrumbes y de control de hundimientos, así como en el diseño de pilares y galerías.

En cuanto a rellenos hidráulicos, como componentes estructurales en explotaciones mineras, se estudia el desarrollo y diseño de un sistema de relleno de roca cementada y la cementación y las propiedades de soporte o ademe de rellenos hidráulicos. Se han podido comparar esfuerzos medidos dentro del relleno con esfuerzos calculados y se está estudiando la influencia en los esfuerzos en la roca, que es un aspecto particularmente significativo en minas, donde existen problemas de elevadas presiones de roca y de esfuerzos residuales tectónicos. Respecto a estos últimos se está controlando el riesgo de que produzcan serios problemas de explosiones o caídos espontáneos en rocas sujetas a esfuerzos muy elevados, con registros sísmicos y de ruidos. Estudios de velocidad de propagación de ondas se están empleando para predecir la atacabilidad de algunas rocas y así planear los diagramas de barrenación día a día. En materia de ademes se estudian y aplican sistemas de presoporte con anclas de tensión, cables y anclas de adherencia instaladas desde otros niveles de la mina para soportar los niveles de explotación antes de las voladuras. Se usan como materiales: madera, acero, y fibra de vidrio, así como lechadas y resinas. El concreto lanzado se usa

Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A C

- 3 -

cada vez más con lanzadoras de más altos rendimientos (hasta 15 m³/hr.), - como soporte capaz de ser utilizado en infinidad de situaciones; recientemente se está perfeccionando la inclusión de fibras finas de acero para mejorar su resistencia a la tensión.

Finalmente se comenta en la revista el perfeccionamiento de las técnicas de medición y procesamiento de datos para el control del comportamiento - de explotaciones mineras: Instrumentos para medir movimientos de roca con unidades de memoria de estado sólido; programas de elemento finito para -- predecir asentamientos en explotaciones de galerías y pilares; observación de excavaciones de prueba o pilotos y de túneles y lumbreras excavadas con precorte y con control del contorno.

Muchos ingenieros mineros en México, están atentos a los avances de esta - nueva disciplina y varios de ellos están ya aplicándola en algunas de sus minas y consideran su uso cuando planean futuros desarrollos.

La Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas a la vista de este creciente interés, desea vivamente atraer la atención del mayor número posible de ingenieros mineros que están consientes de que se pueden aprovechar estos conocimientos para obtener un más económico y seguro ataque de sus explotaciones. Para ello, celebró una reunión, sobre nuevas técnicas de voladura y nuevo equipo en la explotación de minas, en septiembre pasado, en el CICH, y ha organizado, con el Centro de Educación Continua, el presente curso -- llamado Mecánica de Rocas: Aplicada a la Minería, cuyo programa se acompaña.

set, continuing to drill the large hole, so as to overcore the zone of the rock mass previously reinforced with the bar (Fig 1e); and (vi) recovering the reinforced core (Fig. 1f).

The binder is chosen to ensure good adherence to the reinforcement bar as well as to the soil or

been injected, and before it begins to harden (Fig 2d).

Injection setup

Allows the binder to be injected through the installing rods and the reinforcement bar (Fig. 3).

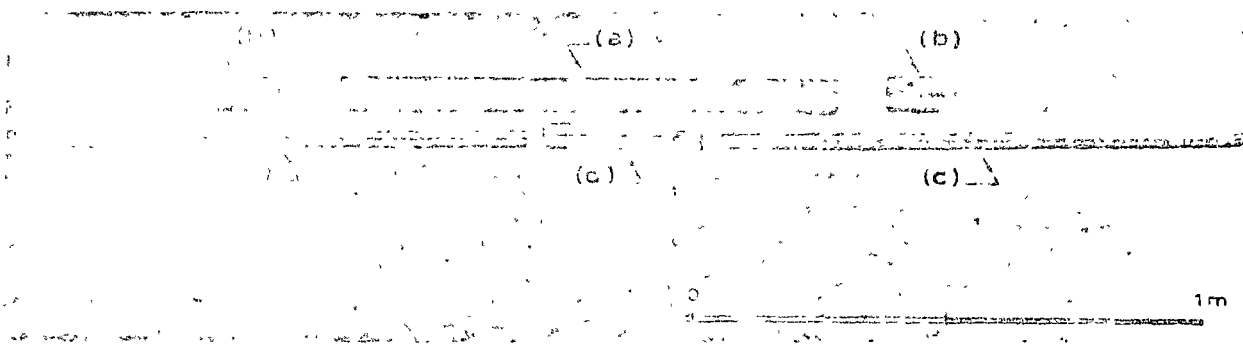


FIG 2

rock surface. It can be dyed, and its setting time can be adjusted.

The length of the successfully reinforced core depends on both the diameters involved, and on the accuracy of the hole coaxialization. LNEC has been using drill bits 36 mm in diameter to reinforce 76 mm cores 1.5 m long.

3— GENERAL TECHNICAL DATA (*)

Reinforcement bars

Reinforce the core to be drilled, and convey the binder. Steel tube, about 32 mm and 26 mm in external and internal diameters, respectively. Length according to recovery scheme

Guiding system

Transfers the axis from the large to the narrow hole, and facilitates the installation of the reinforcement bar (Fig. 2). Perforated steel tube pieces, 70 mm in diameter and 1.00 m long (Fig. 2a), with connections and guide heads (Fig. 2b).

Installing system

Allows the reinforcement bars to be installed in the narrow borehole.

Installing rods

Carry the reinforcement bar to its working position, besides conveying the binder (Fig. 2c). Steel tubing 32 mm in external diameter, and 1 m to 3 m long. Approximate weight 3 kg/m

Connection installing rod to reinforcement bar

Sets free the installed reinforcement bar from its installing rod, immediately after the binder has

Binder vessel

Transparent acrylic cylinder, 40 cm x Ø 15 cm, with binder and compressed-air ports (Fig. 3a).

Compressed-air bottle

To withstand 150 kg/sq.cm. (Working pressure 3 kg/sq cm to 5 kg/sq.cm.) With connecting tube (Fig. 3b).

Tube from binder vessel to installing rods

Plastic hose 34 mm in diameter, for pressures up to 10 kg/sq.cm.

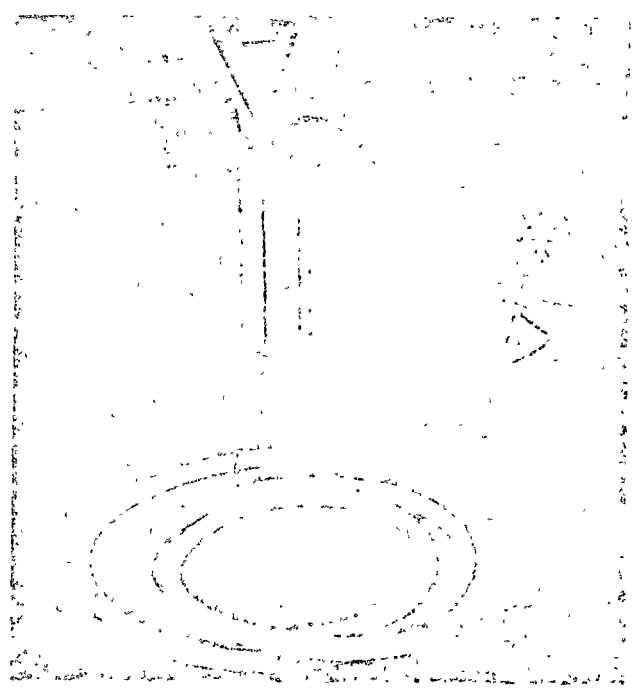


FIG 3

(*) All specifications are subject to change without notice

Characterization of rock masses by integral samples

As is evident, the application of the vast body of doctrine now available in rock mechanics basically depends on our knowledge of the characteristics of the rock mass under study. From the point of view of civil engineering, the deformability, strength and permeability of the rock mass are particularly important. Thus the characteristics that condition these properties must be investigated—i.e., the geometry and the infillings of joints, faults and other discontinuities existing in the mass. As regards drillings, it may be stated that common sampling of rock masses omits, in fact, precisely the information that is essential: in a core-box there are only adequately represented the most resistant layers of the section which was explored, and these are the least significant for quantification of the magnitudes with an interest. Clearly this is a serious matter, since it may lead to an unduly optimistic or pessimistic judgement on the quality of the rock mass.

Where observation of rock masses cannot be carried out at exposed surfaces in trenches, ditches, pits or galleries, inspection of the drill cores has been complemented by observation of the borehole walls by periscopes, cameras and television. Recourse to these techniques, however, has been so unsatisfactory that the LNEC set out to develop a new sampling process, which would enable an oriented and integral (i.e., yielding 100% core recovery) core to be obtained in which the layers of the drilled material would preserve their relative positions.

Essentially the method which was proposed differs from ordinary sampling in the mere reinforcement, with a rod, of the section of the mass which is to be reached with the drilling. This rod is encased in a narrow installing boring, which is made before the sampling drill and fed with a liquid binder that is capable of causing the whole of the drilled core to adhere to the rod. The binder may be dyed to highlight the contrast between the sample and the fractures present, and its setting time may be adjusted within wide limits, according to the scheme for conducting operations.

To assess the progress represented by the new technique, a comparison may be made, upon Fig. 1, between an integral sample and two ordinary samples. The cores photographed were extracted from a pile of layers of various materials. This pile was used to simulate, in the laboratory, a rock mass that showed characteristics which were very unfavourable from the point of view of rock mechanics.

Fig 1

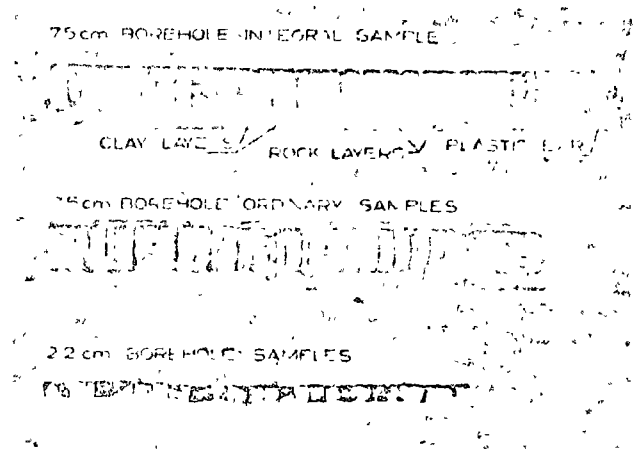
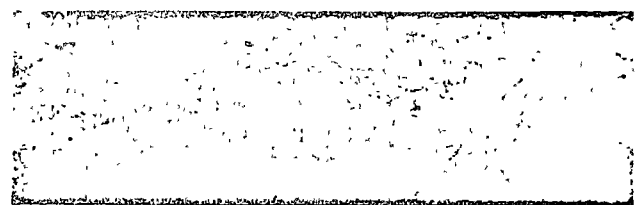
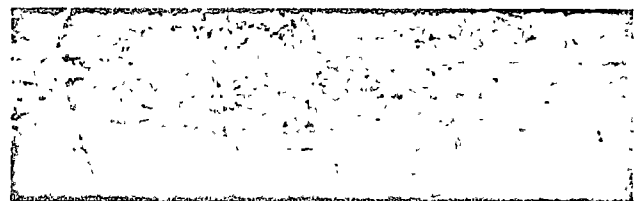


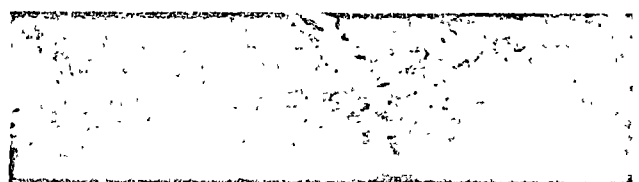
Fig 2



a



b



which concerns the sampling of hornfels gives evidence of the successful application of this technique in situ

Apart from the contribution, which is generally very important, in specimens for deformability and resistance testing, the integral samples open up new prospects for studying the jointing of rock masses and the problems associated with it. Automatic computation programmes have already been worked out for statistically handling the vast amount of information collected in a sampling operation;

these programmes lead to the definition of families of joints, which are characterized by average spacing and opening values and also help to interpret, taking into account the anisotropy of the mass, permeability determinations

The new process, exploitation of which is protected by patents taken out by the LNEC, has allowed perfect sampling to be achieved under such adverse conditions as those presented by granitic formations almost converted into residual soils (Fig. 3) and by fault infillings.

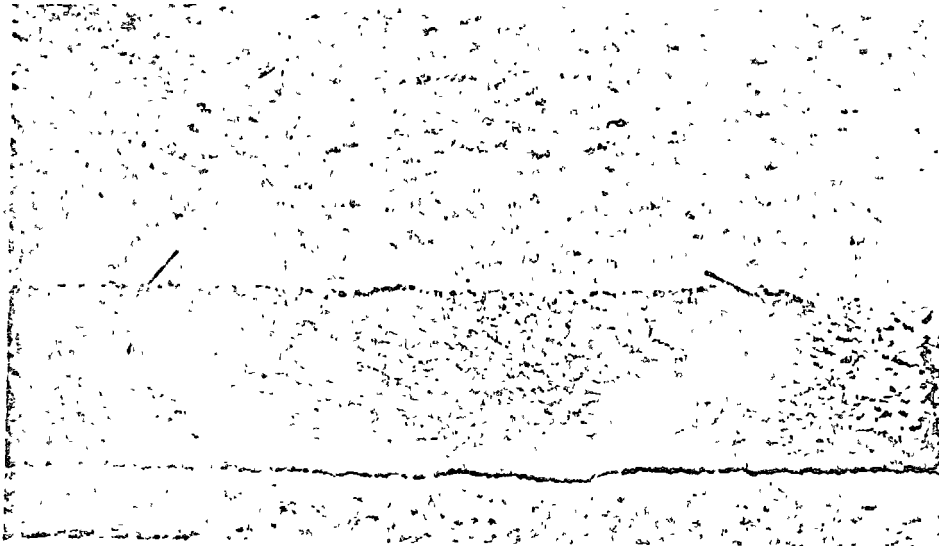


Fig 3

BIBLIOGRAPHY

- LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL —
ISM Integral sampling method Lisbon, LNEC, 1970
(TE 13)
- ROCHA, M — *Método para amostragem integral de maciços rochosos* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971 (Memória 374)
- id. — *A method of integral sampling of rock masses* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971 (Memória 382)
- ROCHA, M; BARROSO, M — *Some applications of the integral sampling method in rock masses* Proc. Symp Int Soc Rock Mech on Rock Fracture, p. 1-12 Nancy, 1971.

Determination of rock mass deformability on large volumes

Characterization of the deformability of a rock mass puts a complex problem for which specialized testing methods and techniques are required which depend on the kind of work to be studied. When the problem of the reciprocal influences of the structure and the rock mass has to be dealt with, one must take into account the repercussions that the rock mass displacements may have owing to the statical indeterminacy of the whole.

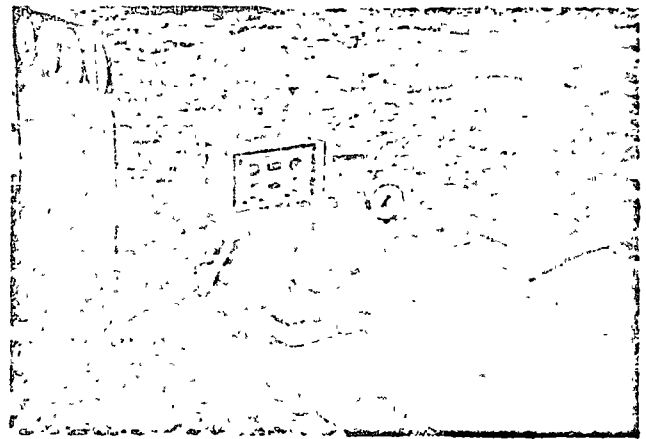
Both the heterogeneity and the anisotropy usually present in rock masses make it difficult to characterize the deformability of the mass as a result of the small number of tests which can economically be carried out. Furthermore, often there are doubts as to the representativeness of the results owing to the volume of the tested rock mass. Hence the trend to make increasing volumes be concerned in the tests.

For the purpose of measuring rock mass deformability the LNEC for many years used a device assembled with conventional jacks; this applied about 600 tf on two opposed circular areas of 1 m² (Fig 1). Measurements were taken of the displacements of the loaded areas in relation to a reference beam connected to presumed fixed points, two

Fig 1 — Vertical deformability test with conventional jacks



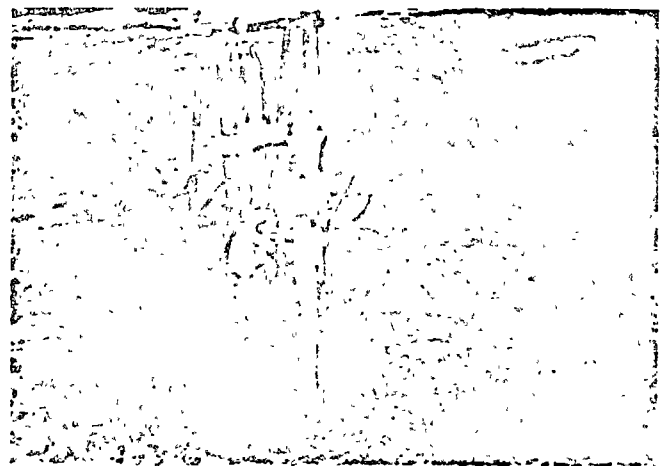
Fig 2 — Large flat-jack and reading apparatus



values of the deformability modulus being obtained for each test.

Normally, these tests were carried out inside galleries opened for prospecting of the rock mass; they involved careful preparation of two smooth surfaces and the lengthy assembly of very heavy equipment. These difficulties, combined with disturbance of the mass owing to the opening of the galleries, usually by means of explosives and to limitation of the stress applied, led the LNEC to develop a new testing method. In this, use is made of thin — 7 mm — flat-jacks of large area — 1 to

Fig 3 — Diamond-disk machine for cutting slots



ROCK MASS

- 1 - ROCK MASS
- 2 - LARGE FLAT JACK
- 3 - APPROPRIATE REFERENCE POINT
- 4 - SUPPORT
- 5 - TELESTOMETER
- 6 - SUPPORTING STRUCTURE
- 7 - STEEL BAR
- 8 - REFERENCE MARK
- 9 - CURVED JACK

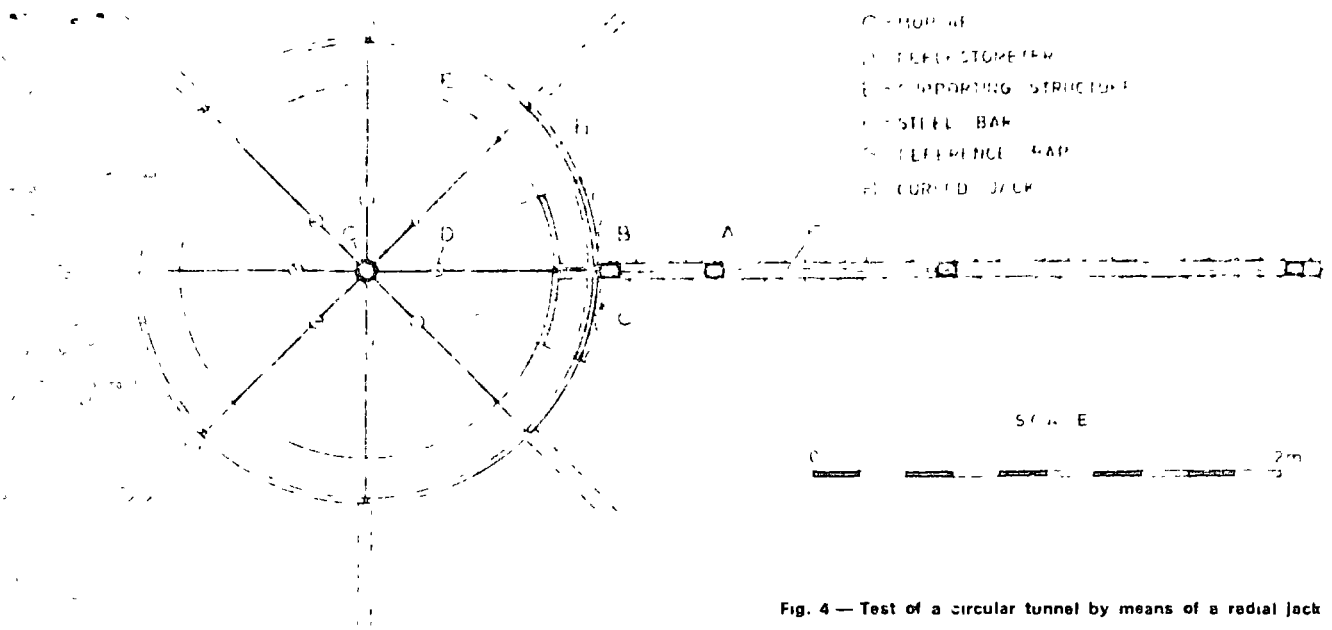


Fig. 4 — Test of a circular tunnel by means of a radial jack

2 m² — which are introduced into slots cut in the rock mass by a diamond-edged circular saw (Figs 2 & 3).

As it is possible to open various slots which are contiguous and on the same plane, it is possible to load a much larger area than could be handled by conventional jacks

There are also the advantages of being able to reach rock mass zones that are undisturbed by the opening of the prospecting galleries; that the number of displacement measurements per flat-jack is from four to eight, and that it is possible to attain stresses of around 200 kgf/cm². Altogether, much

more information is thus obtained about the behaviour of the rock mass.

This type of test has been done by the LNEC in various countries — Iran, Belgium, Germany and France — and at some dam sites in Portugal. Besides the previously mentioned techniques, there is also a kind of apparatus which enables radial pressure to be applied in a circular gallery with a diameter of about 2 m (Fig. 4). This method makes it possible to determine, through one test, the deformability modulus and its variation in depth according to various directions, thus providing a fuller analysis of the behaviour of the rock mass.

BIBLIOGRAPHY

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL — LFJ, *Large flat jack* Lisbon, LNEC, Jul 1970 (TE 12)

ROCHA, M — *Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1964 (Memória 244).

id — *Rock mechanics in Portugal* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966 (Memória 299)

id — *New techniques for the determination of the deformability and state of stress in rock masses* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1969 (Memória 328)

id — *New techniques in deformability testing of «in situ» rock masses* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970 (Memória 368)

ROCHA, M, SILVA, J Neves da — *A new method for the determination of deformability in rock masses*, Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970 (Memória 361).

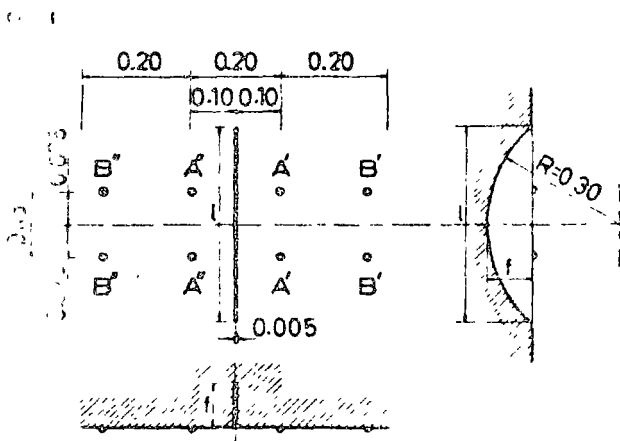
ROCHA, M et al — *Influência da muito alta deformabilidade da fundação na concepção e comportamento de uma barragem-abóbada* Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1969 (Memória 320).

Measurements of stresses in rock masses

Knowledge of the state of stress in rock masses is important not only for civil engineering works of various kinds, but also for understanding numerous phenomena occurring in the earth's crust. Owing to the lack of adequate measuring methods, it has seldom been possible to take into due account the state of stress of rock masses, when planning or carrying out works, for even stronger reasons, little is known about the distribution of stresses in the earth's crust.

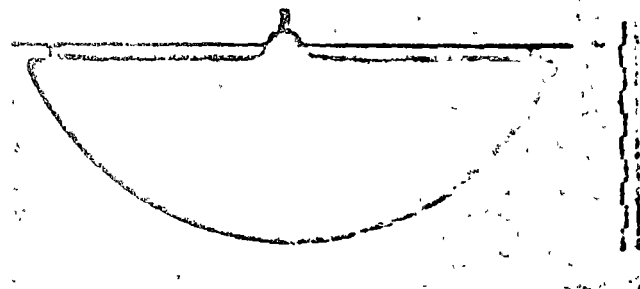
In order to determine the stresses in a rock mass, measurements are taken over the walls of galleries or inside boreholes. In the methods referred to below, a zone of the mass is freed from certain bonds and allowed to deform under the action of the stresses of which it is the seat.

When the test is done in a gallery, initial distances are measured between pairs of points such as A' A'' in Fig 1; a slot is cut in the position shown in the same figure, the distances measured thus being generally altered, a flat-jack is inserted into the slot, and the jack filled with oil and connected to a pump; the oil pressure is then raised until the distance between the reference points is restored to its initial value. It is presumed that the compensation pressure, which is read on the pump circuit, is equal to the normal stress in the mass, in surface elements parallel to the walls of the slot.



When it was applied, the method used jacks of nearly 5 mm thickness, and these were back filled with cement mortar in irregular slots obtained from continuous parallel borings whose separation septa were destroyed.

Fig 2



Basically, the LNEC contributed to the technology of the test by reducing the flat jacks to cushions 5 mm thick (Fig 2) and developing a diamond-edged disc saw (Fig 3) which, by cutting slots 6 mm wide, enables the jack to fit perfectly and makes mortar filling unnecessary.

In order to determine the state of stress at a point in a rock mass, the above mentioned method is applied to three orthogonal surfaces, for example a lateral wall, the end and the floor of the testing gallery through which the point is reached. Of course, the situation appreciated covers not only the initial stresses of mass, but also the stresses induced by excavation of the testing gallery itself. However, it is possible to interpret the results, in order to arrive at the state of stress that existed in the mass before the gallery was mined.

Fig 3



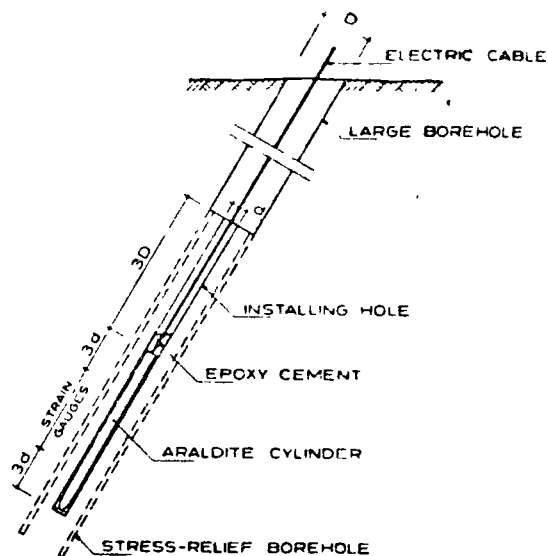
In order to reduce to a minimum the disturbance caused by the test to the state of stress in the mass, the testing point may be reached by means of boreholes. However, the conventional methods that exploit this possibility provide information that it is confined to planes which are perpendicular to the axis of the borehole, and thus, for a complete determination of the state of stress at a point, it is necessary to have three boreholes converging at the point, and this is both expensive and difficult to achieve.

Along the general lines of this technique, the LNEC proposed the use of a cell which measures strains in one borehole and provides the complete state of stress at the end of that hole. The cell, which is a cylindrical plastic layer, equipped with resistance strain gauges, is glued to the rock mass, in the end stretch of a narrow borehole (Fig 4). Using a diamond drill bit of larger diameter, mounted on a rotating drill, a ring is cut, coaxial with the first drilling, and from the mass is detached a rock core in which the cell is included. Readings on the strain gauges, before and after the rock core is detached, make it possible to calculate the strains induced by the operation — i.e. the strains resulting from the stresses to which the material of the core was subjected, while it still formed part of the mass. Calculation of the rock mass stresses, from the strains measured inside the core, is done through complex formulae, whose application is simplified by using a computer.

The results obtained refer either to the initial stresses of the mass or simultaneously to these and to the stresses induced in the mass by execution of a work. In fact, by refraining from applying the drill bit of larger diameter and by taking successive readings of the cell, it is possible, also, to study the evolution of the state of stresses in rock mass.

These methods have been used by the LNEC both in Portugal and abroad, not only on rock masses but also on concrete structures. Up to 1972, flat-jacks and cells had been used in about 50 tests of each type.

Fig 4



BIBLIOGRAPHY

- LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL —
 STG: *Stress tensor gauge* Lisboa, LNEC, 1970 (TE 10)
 id — SFJ: *Small flat jack* Lisboa, LNEC, 1970 (TE 11)
- ROCHA, M., SILVÉRIO, A — *A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses* «Géotechnique», London, 19 (1), p 116, 1969
 Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1969 (Memória 329)
- ROCHA, M et al — *A new technique for applying the method of the flat-jack in the determination of stresses inside rock masses*. Proc 1st Congress Int. Soc Rock Mech, 2, p 57 Lisboa, 1966 Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1969 (Memória 324).

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

COMMISSION ON
STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS

SUGGESTED METHODS FOR DETERMINING SHEAR STRENGTH

COMMITTEE ON FIELD TESTS

DOCUMENT No. 1

FINAL DRAFT: FEBRUARY 1974

PART 1: SUGGESTED METHOD FOR IN SITU DETERMINATION OF DIRECT
SHEAR STRENGTH

PART 2: SUGGESTED METHOD FOR LABORATORY DETERMINATION
OF DIRECT SHEAR STRENGTH

PART 3: SUGGESTED METHOD FOR IN SITU DETERMINATION OF SHEAR
STRENGTH USING A TORSIONAL SHEAR TEST

INTRODUCTION

The Commission on Standardisation of Laboratory and Fields Tests on Rock was appointed in 1967. Subsequent to its first meeting in Madrid in October 1968, the Commission circulated a questionnaire to all the members of the International Society for Rock Mechanics, the answers received clearly showing a general desire for standardised testing procedures. At a further meeting in Oslo in September 1969, tests were categorised and a priority for their standardisation was agreed upon, as given in Table I.

It was also decided that research tests, including many of the rock physics tests, were beyond the scope of standardisation. Subsequent meetings were held in Belgrade in September 1970, in Nancy in October 1971, in Lucerne in September 1972 and in Katowice in October 1973. At the Lucerne meeting the Commission was subdivided into two committees, one on standardisation of laboratory tests and the second on the standardisation of field tests.

The present document has been produced as the result of the combined efforts of these two committees and of the contributors as listed below. It covers Categories II(2) and II(5) in Table I.

It should be emphasized that the purpose of these «suggested methods» is to specify rock testing procedures and to achieve some degree of standardisation without inhibiting the development or improvement of techniques.

Any person interested in these recommendations and wishing to suggest additions or modifications should address his remarks to the Secretary General, International Society for Rock Mechanics, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil, Lisboa 5, Portugal.

ACKNOWLEDGEMENTS

The following persons contributed in the drafting of these «Suggested Methods»:
M. A. Kanji of Brasil; G. Herget and B. Ladanyi of Canada; K. Drozd and A. Dvorak of Czechoslovakia; P. Egger, H. Kutter and F. Rummel of West Germany; N. Reingers of Holland; M. Nose of Japan; K. Thiel of Poland; F. Peres Rodrigues and J. L. Serafim of Portugal; Z. T. Bieniawski and T. R. Stacey of South Africa; F. Muzas of Spain; J. A. Franklin (Coordinator), R. E. Gibson and N. B. Hobbs of United Kingdom; J. H. Coulson, D. U. Deere, R.K. Dodds, H. B. Duro, A. K. Kuhn and L. B. Underwood of the United States.

TABLE I

TEST CATEGORIES — PRIORITY ORDER FOR STANDARDISATION

Category I. CLASSIFICATION AND CHARACTERIZATION

Rock material (laboratory tests)

- (1) Density, water content, porosity, absorption.
- (2) Strength and deformability in uniaxial compression; point load strength.
- (3) Anisotropy indices.
- (4) Hardness, abrasiveness, attrition, drillability.
- (5) Permeability.
- (6) Swelling and slake-durability
- (7) Sound velocity.
- (8) Micro-petrographic descriptions.

Rock mass (field observations)

- (9) Joint systems; orientation, spacing, openness, roughness, geometry, filling and alteration.
- (10) Core recovery, rock quality designation and fracture spacing.
- (11) Seismic tests for mapping and as a rock quality index.
- (12) Geophysical logging of boreholes.

Category II: ENGINEERING DESIGN TESTS

Laboratory

- (1) Determination of strength envelope and elastic properties (triaxial and uniaxial compression; tensile tests).
- (2) Direct shear tests.
- (3) Time-dependent and plastic properties.

In situ

- (4) Deformability tests.
- (5) Direct shear tests.
- (6) Field permeability, ground-water pressure and flow monitoring; water sampling.
- (7) Rock stress determination.
- (8) Monitoring of rock movements, support pressures, anchor loads, rock noise and vibrations.
- (9) Uniaxial, biaxial and triaxial compressive strength.
- (10) Rock anchor testing.

PART I SUGGESTED METHOD FOR IN SITU DETERMINATION OF DIRECT SHEAR STRENGTH

Scope

1 (a) This test measures peak and residual direct shear strength as a function of stress normal to the sheared plane. Results are usually employed in limiting equilibrium analysis of slope stability problems or for the stability analysis of dam foundations.^{1-3*}

(b) The inclination of the test block and system of applied loads is usually selected so that the sheared plane coincides with a plane of weakness in the rock, for example a joint, plane of bedding, schistosity or cleavage, or with the interlace between soil and rock or concrete and rock.⁴

(c) A shear strength determination should preferably comprise at least five tests on the same test horizon with each specimen tested at a different but constant normal stress.

(d) In applying the results of the test, the porewater pressure conditions and the possibility of progressive failure must be assessed for the design case as they may differ from the test conditions.

Apparatus

2. (a) Equipment for cutting and encapsulating the test block, rock saws, drills, hammer and chisels, formwork of appropriate dimensions and rigidity, expanded polystyrene sheeting or weak filler, and materials for reinforced concrete encapsulation.

3. Equipment for applying the normal load (for example Fig. 1) including:

(a) Flat jacks, hydraulic rams or dead load of sufficient capacity to apply the required normal loads.⁵

(b) A hydraulic pump if used should be capable of maintaining normal load to within 2% of a selected value throughout the test.

(c) A reaction system to transfer normal loads uniformly to the test block, including rollers or a similar low friction device to ensure that at any given normal load, the resistance to shear displacement is less than 1% of the maximum shear force applied in the test. Rock anchors, wire ties and turnbuckles are usually required to install and secure the equipment.

4. Equipment for applying the shear force (for example Fig. 1) including

(a) One or more hydraulic rams⁵ or flat jacks of adequate total capacity with at least 70 mm travel.

(b) A hydraulic pump to pressurize the shear force system.

(c) A reaction system to transmit the shear force to the test block. The shear force should be distributed uniformly along one face of the specimen. The resultant line of applied shear forces should pass through the centre of the base of the shear plane⁶, with an angular tolerance of $\pm 5^\circ$.

5. Equipment for measuring the applied forces including:

(a) One system for measuring normal force and another for measuring applied shearing force with an accuracy better than $\pm 2\%$ of the maximum forces reached in the test. Load cells (dynamometers) or flat jack pressure measurements may be used.

* Numbers refer to NOTES at the end of the text.

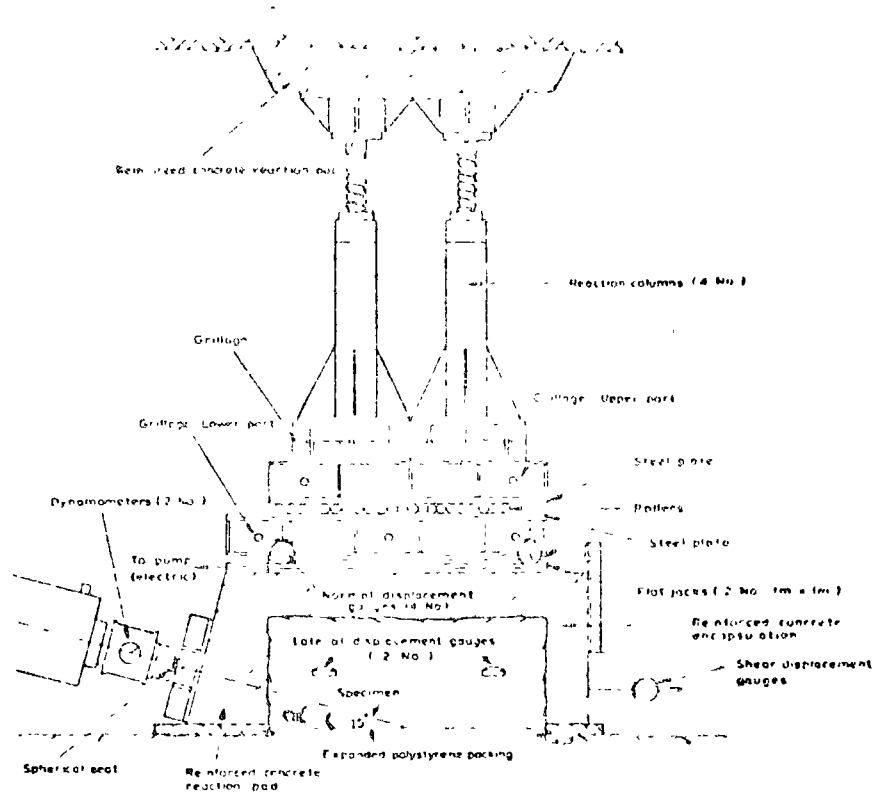


FIGURE 1— Typical arrangement of equipment for in situ direct shear test

Recent calibration data applicable to the range of testing should be appended to the test report. If possible the gauges should be calibrated both before and after testing.

6 Equipment for measuring shear, normal and lateral displacements:

(a) Displacements should be measured (for example using micrometer dial gauges⁷) at eight locations on the specimen block or encapsulating material, as shown in Fig. 2.

(b) The shear displacement measuring system should have a travel of at least 70 mm and an accuracy better than 0,1 mm. The normal and lateral displacement

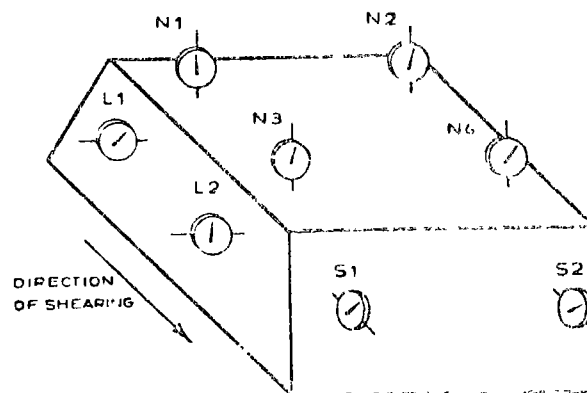


FIGURE 2— Arrangement of displacement gauges
S1 & S2 for shear displacement, L1 & L2 for lateral displacement,
N1 — N4 for normal displacement

measuring systems should have a travel of at least 20 mm and an accuracy better than 0.05 mm. The measuring reference system (beams, anchors and clamps) should, when assembled, be sufficiently rigid to meet these requirements. Resetting of gauges during the test should if possible be avoided.

Procedure

7. Preparation:

(a) The test block is cut to the required dimensions (usually $700 \times 700 \times 350$ mm) using methods that avoid disturbance or loosening of the block^{8,9}. The base of the test block should coincide with the plane to be sheared and the direction of shearing should correspond if possible to the direction of anticipated shearing in the full scale structure to be analysed using the test results. The block and particularly the shear plane should unless otherwise specified be retained as close as possible to its natural in situ water content during preparation and testing, for example by covering with saturated cloth. A channel approximately 20 mm deep by 80 mm wide should be cut around the base of the block to allow freedom of shear and lateral displacements.

(b) A layer at least 20 mm thick of weak material (e.g. foamed polystyrene) is applied around the base of the test block, and the remainder of the block is then encapsulated in reinforced concrete or similar material of sufficient strength and rigidity to prevent collapse or significant distortion of the block during testing. The encapsulation formwork should be designed to ensure that the load bearing faces of the encapsulated block are flat (tolerance ± 1 mm) and at the correct inclination to the shear plane (tolerance $\pm 2^\circ$).

(c) Reaction pads, anchors, etc. if required to carry the thrust from normal and shear load systems to adjacent sound rock, must be carefully positioned and aligned. All concrete must be allowed time to gain adequate strength prior to testing.

8. Consolidation:

(a) The consolidation stage of testing is to allow pore water pressures in the rock and filling material adjacent to the shear plane to dissipate under full normal stress before shearing. Behaviour of the specimen during consolidation may also impose a limit on permissible rate of shearing (see paragraph 9c).

(b) All displacement gauges are checked for rigidity, adequate travel and freedom of movement, and a preliminary set of load and displacement readings is recorded.

(c) Normal load is then raised to the full value specified for the test, recording the consequent normal displacements (consolidation) of the test block as a function of time and applied loads (Figs. 3 & 4).

(d) The consolidation stage may be considered complete when the rate of change of normal displacement recorded at each of the four gauges is less than 0.05 mm in 10 minutes. Shear loading may then be applied.

9. Shearing:

(a) The purpose of shearing is to establish values for the peak and residual direct shear strengths of the test horizon. Corrections to the applied normal load may be required to hold the normal stress constant; these are defined in paragraph 10c.

(b) The shear force is applied either in increments or continuously in such a way as to control the rate of shear displacement.

(c) Approximately 10 sets of readings should be taken before reaching peak strength (Fig. 3.5). The rate of shear displacement should be less than 0.1 mm/min in the 10

DIRECT SHEAR TEST DATA SHEET

Project: Concrete Dam		Location: Alameda		Lab. No.		Block No.									
1. Test type & application: See drawing & photo (app. No. _____) 2. Test conditions: _____ 3. Test specimen: _____ 4. Test apparatus: _____ 5. Test results: _____ 6. Test date: _____						7. Test results: _____ 8. Test results: _____ 9. Test results: _____ 10. Test results: _____									
11. Test specimen: _____ 12. Test apparatus: _____		13. Test results: _____ 14. Test results: _____		15. Test results: _____ 16. Test results: _____		17. Test results: _____ 18. Test results: _____									
Time (min)	Applied normal force		Normal displacement Δ_n				Applied shear force		Shear displacement Δ_s		Contact area A (corrected) (mm ²)	f_{na} (%)	σ_n (MPa)	τ_{na} (MPa)	ϕ (°)
	Reading	Force (kN)	1	2	3	4	Average (mm)	Reading	Force (kN)	Reading 1					
0		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	0	0	0	0	0	0	0	0
1		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	1.97	1.97	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
2		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	3.94	3.94	0.20	0.20	0.10	0.10	0.10	0.10
3		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	5.91	5.91	0.30	0.30	0.15	0.15	0.15	0.15
4		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	7.88	7.88	0.40	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20
5		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	9.85	9.85	0.50	0.50	0.25	0.25	0.25	0.25
6		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	11.82	11.82	0.60	0.60	0.30	0.30	0.30	0.30
7		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	13.79	13.79	0.70	0.70	0.35	0.35	0.35	0.35
8		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	15.76	15.76	0.80	0.80	0.40	0.40	0.40	0.40
9		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	17.73	17.73	0.90	0.90	0.45	0.45	0.45	0.45
10		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	19.70	19.70	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
11		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	21.67	21.67	1.10	1.10	0.55	0.55	0.55	0.55
12		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	23.64	23.64	1.20	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60
13		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	25.61	25.61	1.30	1.30	0.65	0.65	0.65	0.65
14		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	27.58	27.58	1.40	1.40	0.70	0.70	0.70	0.70
15		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	29.55	29.55	1.50	1.50	0.75	0.75	0.75	0.75
16		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	31.52	31.52	1.60	1.60	0.80	0.80	0.80	0.80
17		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	33.49	33.49	1.70	1.70	0.85	0.85	0.85	0.85
18		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	35.46	35.46	1.80	1.80	0.90	0.90	0.90	0.90
19		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	37.43	37.43	1.90	1.90	0.95	0.95	0.95	0.95
20		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	39.40	39.40	2.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	41.37	41.37	2.10	2.10	1.05	1.05	1.05	1.05
22		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	43.34	43.34	2.20	2.20	1.10	1.10	1.10	1.10
23		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	45.31	45.31	2.30	2.30	1.15	1.15	1.15	1.15
24		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	47.28	47.28	2.40	2.40	1.20	1.20	1.20	1.20
25		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	49.25	49.25	2.50	2.50	1.25	1.25	1.25	1.25
26		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	51.22	51.22	2.60	2.60	1.30	1.30	1.30	1.30
27		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	53.19	53.19	2.70	2.70	1.35	1.35	1.35	1.35
28		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	55.16	55.16	2.80	2.80	1.40	1.40	1.40	1.40
29		1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	57.13	57.13	2.90	2.90	1.45	1.45	1.45	1.45
30	Rupture	1.96	0.100	0.070	0.050	0.030	0.050	59.10	59.10	3.00	3.00	1.50	1.50	1.50	1.50

FIGURE 3 - EXAMPLE LAYOUT OF DIRECT SHEAR TEST DATA SHEET

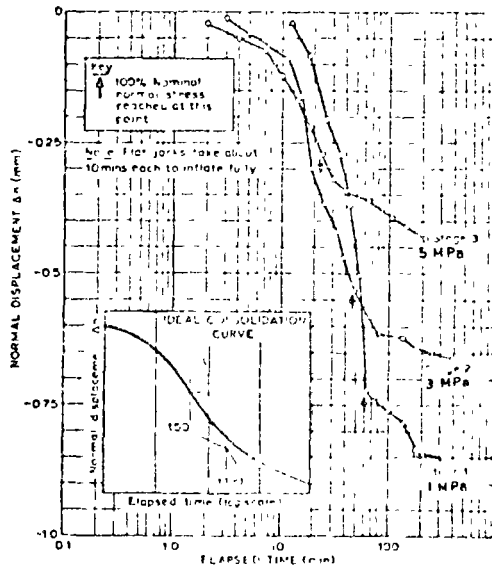


FIGURE 4 - Consolidation curves for a three stage direct shear test, showing the construction used to estimate t_{90}

minute period before taking a set of readings. This rate may be increased to not more than 0.5 mm/min between sets of readings provided that the peak strength itself is adequately recorded. For a 'drained' test particularly when testing clay filled discontinuities, the total time to reach peak strength should exceed $6t_{90}$ as determined from

the consolidation curve (see paragraph 10a and Fig. 4). If necessary the rate of shear should be reduced or the application of later shear force increments delayed to meet this requirement.

(d) After reaching peak strength, readings should be taken at increments of from 0.5--5 mm shear displacement as required to adequately define the force-displacement curves (Fig. 5). The rate of shear displacement should be 0.02--0.2 mm/mm in the 10 minute period before a set of readings is taken, and may be increased to not more than 1 mm/mm between sets of readings.

(e) It may be possible to establish a residual strength value when the sample is sheared at constant normal stress and at least four consecutive sets of readings are obtained which show not more than 5% variation in shear stress over a shear displacement of 1 cm.¹¹

(f) Having established a residual strength the normal stress may be increased or reduced¹² and shearing continued to obtain additional residual strength values. The specimen should be reconsolidated under each new normal stress (see paragraph 8d) and shearing continued according to criteria given in 9c-9e above.

(g) After the test the block should be inverted, photographed in colour and fully described (see paragraph 11). Measurements of the area, roughness, dip and dip direction of the sheared surface are required, and samples of rock, infilling and shear debris should be taken for index testing.

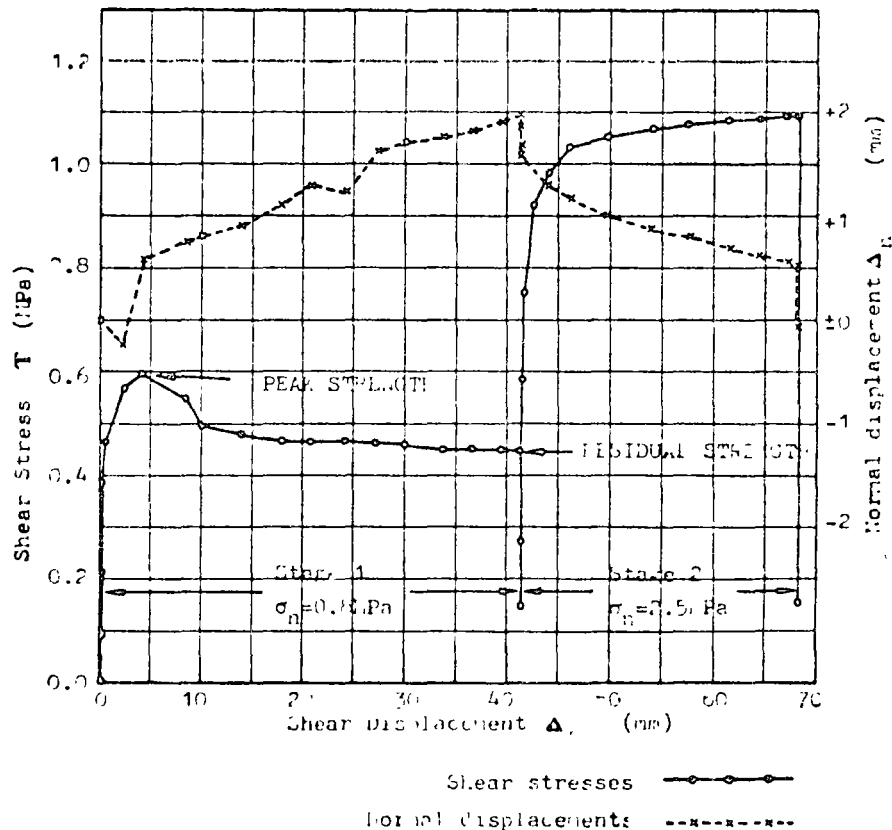


FIGURE 5 SHEAR STRESS - DISPLACEMENT GRAPH

Calculations

10. (a) A consolidation curve (Fig. 4) is plotted during the consolidation stage of testing. The time t_{100} for completion of «primary consolidation» is determined by constructing tangents to the curve as shown. The time to reach peak strength from the start of shear loading should be greater than $6t_{100}$ to allow pore pressure dissipation.

(b) Displacement readings are averaged to obtain values of mean shear and normal displacements Δ_s and Δ_n . Lateral displacements are recorded only to evaluate specimen behaviour during the test, although if appreciable they should be taken into account when computing corrected contact area.

(c) Shear and normal stress are computed as follows:

$$\text{Shear stress} = \frac{P_s}{A} = \frac{P_{sa} \cos \alpha}{A}$$

$$\text{Normal stress} = \frac{P_n}{A} = \frac{P_{na} + P_{sa} \sin \alpha}{A}$$

where P_s = total shear force; P_n = total normal force

P_{sa} = applied shear force, P_{na} = applied normal force

α = inclination of the applied shear force to the shear plane
(if $\alpha = 0$, $\cos \alpha = 1$ and $\sin \alpha = 0$)

A = area of shear surface overlap
(corrected to account for shear displacement)

If α is greater than zero the applied normal force should be reduced after each increase in shear force by an amount $P_{sa} \sin \alpha$ in order to maintain the normal stress approximately constant. The applied normal force may be further reduced during the test by an amount

$$\frac{\Delta_s \text{ (mm)} \times P_n}{700} \quad \text{to compensate for area changes}$$

(d) For each test specimen graphs of shear stress (or shear force) and normal displacement vs. shear displacement are plotted (Fig. 5), annotated to show the nominal normal stress and any changes in normal stress, during shearing. Values of peak and residual shear strength and the normal stresses, shear and normal displacements at which these occur are abstracted from these graphs.

(e) Graphs of peak and residual shear strength vs. normal stress are plotted from the combined results for all test specimens. Shear strength parameters σ'_y , σ'_b , σ'_r , c' and ϕ' are abstracted from these graphs as shown in Figure 6.

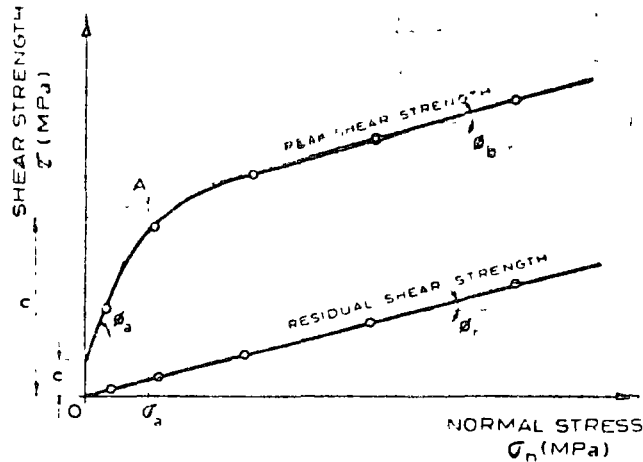


FIGURE 6 -- SHEAR STRENGTH -- NORMAL STRESS GRAPH

ϕ_r = residual friction angle

ϕ_a = apparent friction angle below stress σ_a ; point A is a break in the peak shear strength curve resulting from the shearing off of major irregularities on the shear surface. Between points O and A, ϕ_a will vary somewhat; measure at stress level of interest. Note also $\phi_a = \phi_u + i$, where ϕ_u is the friction angle obtained for smooth surfaces of rock on rock and angle i is the inclination of surface asperities.



ϕ_b = apparent friction angle above stress level σ_a (Point A); note that ϕ_a will usually be equal to or slightly greater than to or slightly greater than ϕ_r and will vary somewhat with stress level; measure at the stress level of interest.

c' = cohesion intercept of peak shear strength curve; it may be zero.

c = apparent cohesion at a stress level corresponding to ϕ_b

Reporting of results

II. The report should include the following:

(a) A diagram, photograph and detailed description of test equipment and a description of methods used for specimen preparation and testing. (Reference may be made to this ISRM "suggested method" stating only departures from the prescribed techniques).

(b) For each specimen a full geological description of the intact rock, sheared surface, filling and debris preferably accompanied by relevant index test data (e.g. roughness profiles; Atterberg limits, water content and grain size distribution of filling materials).

(c) Photographs of each sheared surface together with diagrams giving the location, dimensions, area, dip and dip direction and showing the directions of shearing and any peculiarities of the blocks.

(d) For each test block a set of data tables, a consolidation graph and graphs of shear stress and normal displacement vs. shear displacement (e.g. Fig. 3, 4 & 5). Abstracted values of peak and residual shear strength should be tabulated with the corresponding values of normal stress, shear and normal displacement.

(e) For the shear strength determination as a whole, graphs and tabulated values of peak and residual shear strength vs. normal stress, together with derived values for the shear strength parameters (e.g. Fig. 6).

PART 2. SUGGESTED METHOD FOR LABORATORY DETERMINATION OF DIRECT SHEAR STRENGTH

Scope

1. (a) This test measures peak and residual direct shear strength as a function of stress normal to the sheared plane. Results are employed for example in the limiting equilibrium analysis of slope stability problems or for the stability analysis of dam foundations.^{1,3}

(b) The inclination of the test specimen with respect to the rock mass, and its direction of mounting in the testing machine are usually selected so that the sheared plane coincides with a plane of weakness in the rock, for example a joint, plane of bedding, schistosity or cleavage, or with the interface between soil and rock or concrete and rock.⁴

(c) A shear strength determination should preferably comprise at least five tests on the same test horizon with each specimen tested at a different but constant normal stress.

(d) In applying the results of the test, the porewater pressure conditions and the possibility of progressive failure must be assessed for the design case as they may differ from the test conditions.

Apparatus

2. Equipment for taking specimens of rock, including:

(a) Equipment for cutting the specimen; for example a large diameter core drill, percussive drills, rock saws or hammers and chisels, also equipment for measuring the dip, dip direction, roughness and other characteristic features of the test horizon.

(b) Materials for holding the specimen together, for example binding wire or metal bands.

(c) Materials to protect the specimen against mechanical damage and changes in water content both during cutting and transit to the laboratory, for example protective packing and wax or similar waterproofing material.

3. Equipment for mounting the specimen including:

(a) Specimen carriers, forming a dismountable part of the test equipment.

(b) Cement, plaster, resin or similar strong encapsulating materials together with appropriate mixing utensils.

4. Testing equipment (a shear box for example Fig. 7) incorporating:

(a) A means of applying the normal load, typically a hydraulic, pneumatic or dead weight mechanical system, designed to ensure that the load is uniformly distributed over the plane to be tested. The resultant force should act normal to the shear plane, passing through its centre of area. The system should have a travel greater than the amount of dilation or consolidation to be expected, and should be capable of maintaining normal load to within 2% of a selected value throughout the test.⁵

(b) A means of applying the shear force, typically a hydraulic jack or a mechanical gear drive system, designed so that the load is distributed uniformly along one half-face of the specimen with the resultant applied shear force acting in the plane of shearing.

* Numbers refer to NOTES at the end of the text.

The equipment should be designed for a shear travel greater than 10% of the specimen length. It should include rollers, cables or a similar low friction device to ensure that resistance of the equipment to shear displacement is less than 1% of the maximum shear force applied in the test.

(c) Equipment for independent measurement of the applied shear and normal forces, with an accuracy better than $\pm 2\%$ of the maximum forces reached in the test. Recent calibration data applicable to the range of testing should be appended to the test report.

(d) Equipment for measuring shear, normal and lateral displacement, for example, micrometer dial gauges or electric transducers. Gauges may be mounted as shown in Fig. 2, or the four normal displacement gauges may be replaced by a single gauge mounted centrally. The shear displacement measuring system should have a travel greater than 10% of the specimen length and an accuracy better than 0.1 mm. The normal and lateral displacement measuring systems should have a travel greater than 20 mm and an accuracy better than 0.05 mm. Resetting of gauges during the test should if possible be avoided. If electric transducers or an automatic recording system is used a recent calibration should be included in the report.

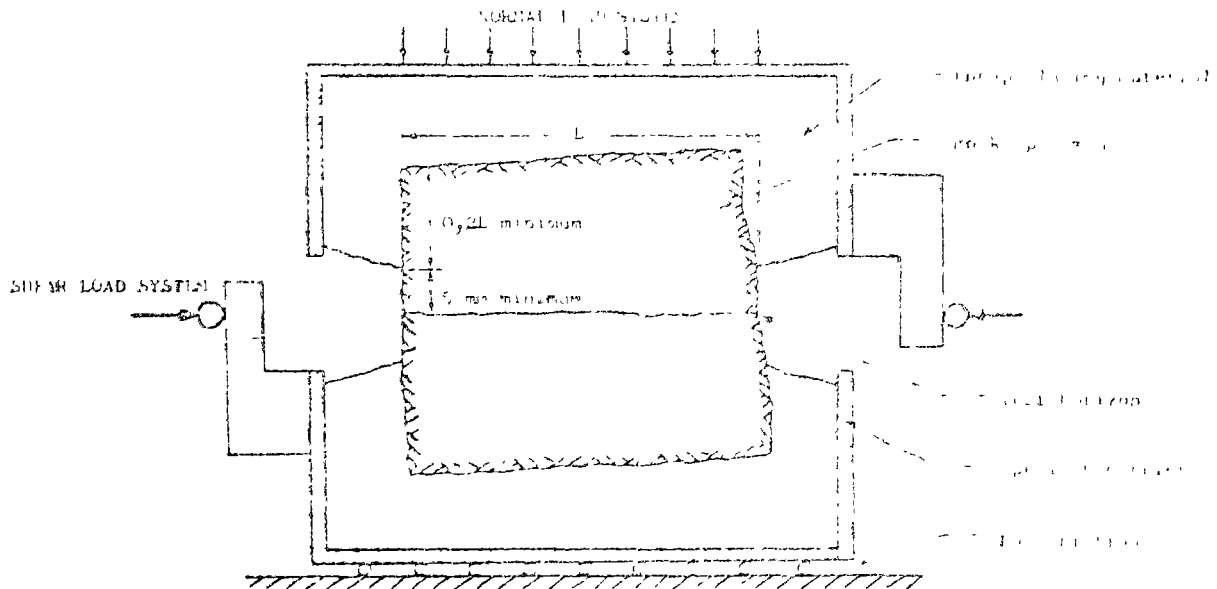


FIGURE 7. APPARATUS FOR SHEAR TESTS OF SOIL SPECIMENS

Procedure

5. Preparation

(a) The test horizon is selected and dip, dip direction and other relevant geological characteristics are recorded. Block or core specimens containing the test horizon are collected using methods selected to minimize disturbance of soil in such a way as to retain natural water content. The specimen dimensions and the location of the test horizon within the block or core should if possible allow mounting with a final trimming in the laboratory and with sufficient clearance for a separate measurement. The test plane should preferably be square with a minimum area of 2500 mm². The

mechanical integrity of the specimens should be preserved by binding tightly with wire or tape which is to be left in position until immediately before testing.

(b) Specimens that are not encapsulated immediately for testing should be given a waterproof coating, labeled and packaged to avoid damage in transit to the laboratory. Fragile specimens require special treatment for example packaging in polyurethane foam (Stimpson, B., Metcalfe, F. G., and Walton, G. 1970. Q. Jour. Eng. Geol. 3 No. 2, p. 127).

(c) The protective packaging, with the exception of the steel wire, is removed and the block supported in one of the carriers so that the horizon to be tested is secured in the correct position and orientation. The encapsulating material is poured and after this has set the other half-specimen is encapsulated in a similar manner. A zone at least 5 mm either side of the shear horizon should be free from encapsulating material.

6. Consolidation.

(a) The consolidation stage of testing is to allow pore water pressures in the rock and filling material adjacent to the shear plane to dissipate under full normal stress before shearing. Behaviour of the specimen during consolidation may also impose a limit or permissible rate of shearing (see paragraph 7c).

(b) Having mounted the specimen in the shear box, all gauges are checked and a preliminary set of load and displacement readings is recorded.

(c) Normal load is raised to the full value specified for the test, recording the consequent normal displacement (consolidation) of the specimen as a function of time and applied loads (Fig. 3 & 4).

(d) The consolidation stage may be considered complete when the rate of change of normal displacement is less than 0.05 mm in 10 minutes. Shear loading may then be applied.

7. Shearing:

(a) The purpose of shearing is to establish values for the peak and residual direct shear strengths of the test horizon.²

(b) The shear force may be applied in increments but is usually applied continuously in such a way as to control the rate of shear displacement.

(c) Approximately 10 sets of readings should be taken before reaching peak strength (Fig. 3 & 5). The rate of shear displacement should be less than 0.1 mm/min in the 10 minute period before taking a set of readings. This rate may be increased to not more than 0.5 mm/min between sets of readings provided that the peak strength itself is adequately recorded. For a 'drained' test¹⁰, particularly when testing clay filled discontinuities, the total time to reach peak strength should exceed $6 \cdot t_{\text{con}}$ as determined from the consolidation curve (see paragraph 8a and Fig. 4). If necessary the rate of shear should be reduced or the application of later shear force increments delayed to meet this requirement.

(d) After reaching peak strength, readings should be taken at increments of from 0.5 – 5 mm shear displacement as required to adequately define the force-displacement curves (Fig. 5). The rate of shear displacement should be 0.02 – 0.2 mm/min in the 10 minute period before a set of readings is taken, and may be increased to not more than 1 mm/min between sets of readings.

(e) It may be possible to establish a residual strength value when the sample is sheared at constant normal stress and at least four consecutive sets of readings are obtained which show not more than 5% variation in shear stress over a shear displacement of 1 cm.¹¹

Having established a residual strength (by increasing the normal load or reduced¹ and shearing continued to obtain another residual strength curve. The specimen should be reconsolidated under a new normal stress (see paragraph (b) and shearing continued according criteria given in 7(c) - 7(e) above.

(g) After the test the shear plane should be exposed and fully described (see paragraph 9). The area of the shear surface is measured and photographs may also be required. Samples of rock, bedding and shear debris should be taken for index testing.

Calculations

8 (a) A consolidation curve (Fig. 4) is plotted during the consolidation stage of testing. The time t_{90} for completion of specimen consolidation is determined by constructing tangents to the curve as shown. The time to reach peak strength from the start of shear loading should be greater than t_{90} to allow pore pressure dissipation.

(b) Displacement readings are recorded in 10 mm divides of mean shear and normal displacements Δ_s and Δ_n . Integral displacements are recorded only to evaluate specimen behaviour during the test although if appreciable they should be taken into account when computing corrected contact area.

(c) Shear and normal stress are computed as follows:

$$\text{Normal stress} = \frac{P_n}{A}$$

$$\text{Shear stress} = \frac{P_s}{A}$$

where P_s = total shear force; P_n = total normal force

A = area of shear surface (overlap corrected to account for shear displacement).

(d) For each test specimen graphs of shear stress (or shear force) and normal displacement vs. shear displacement are plotted (Fig. 5), and recorded for the normal stress and any changes in normal stress during shearing. Values of peak and residual shear strength and the normal stresses, shear and normal displacements at which these occur are abstracted from these graphs.

(e) Graphs of peak and residual shear strength vs. normal stress are plotted from the combined results for all test specimens. Shear strength parameters θ_p , θ_r , θ_c , d and e are abstracted from these graphs as shown in figure 6.

Reporting of results

9. The report should include the following:

(a) A diagram and description of the test equipment and a description of the methods used for taking, processing, transporting, etc. equipment and using the specimen. (Reference may be made to this Part for prescribed methods stating only departures from the prescribed techniques.)

(b) For each specimen a full geological description of the intact rock, sheared surface, filling and debris preferably accompanied by relevant index test data (e.g. roughness profiles; Atterberg limits, water content and grain size distribution of filling materials).

(c) Diagrams and preferably photographs showing the sampling location, dip and dip direction of the tested horizon, also the dimensions and any peculiarities of the specimens.

(d) For each test block a set of data tables, a consolidation graph and graphs of shear stress and normal displacement vs. shear displacement (e.g. Fig. 3, 4 & 5). Abstracted values of peak and residual shear strength should be tabulated with the corresponding values of normal stress, shear and normal displacement.

(e) For the shear strength determination as a whole, graphs and tabulated values of peak and residual shear strength vs. normal stress, together with derived values for the shear strength parameters (e.g. Fig. 6).

PART 3: SUGGESTED METHOD FOR IN SITU DETERMINATION OF SHEAR STRENGTH USING A TORSIONAL SHEAR TEST

Scope

1. (a) This test measures the shear strength at the base of a rock core which is rotated in its drillhole.
(b) The results may be used as an approximation to the direct shear strengths measured by the in situ or laboratory methods given in Parts 1 and 2 of this document.¹

Apparatus

2. Drilling equipment, including:
 - (a) A diamond core drill, water or air driven, to cut the rock, capable of coring at diameters of approximately 50 mm and 300 mm to a depth greater than the core length required (usually 0.5 - 3 m).
3. Equipment for applying and measuring the normal load (Fig. 5) including:
 - (a) A rockbolt at least 1 m longer than the required core length, with grouted anchor at one end and a nut, thread and washer at the other.
 - (b) A bearing plate with external diameter equal to that of the test core, and a central hole allowing the plate to pass freely over the rockbolt.
 - (c) A hollow centre load cell fitting over the rockbolt, measuring tension in the bolt to $\pm 2\%$.
 - (d) A thrust bearing, concentric with the rockbolt and load cell, to prevent transmission of torque from the rockbolt to the core.
4. Equipment for applying and measuring the torque (Fig. 6) including:
 - (a) A torque tube to hold the rock core, fitting in the annular space around the core with an external clearance not less than 2 mm and an internal clearance sufficient to allow grouting between the tube and the core.
 - (b) A torque arm fixed rigidly across a diameter of the torque tube perpendicular to the core axis and extending equally either side.
 - (c) Two identical hydraulic jacks for applying the torque, pressurized by a single

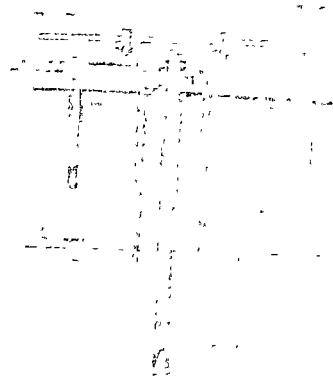


FIGURE 5-- Equipment for normal test equipment.

¹ Numbers refer to NOTES at the end of the text.

hydraulic pump, anchored rigidly to rockbolts equidistant from the core axis connected to the torque arm in such a way as to apply equal forces in opposite directions tangential to the core. Each jack is fitted with a load cell to measure to $\pm 2\%$ the applied force.

5. Equipment for measuring the rotation of the core, for example a dial gauge micrometer fixed to a rigid anchor and connected to the circumference of the torque tube by a wire and pulley system. The system should measure rotation within $\pm 0,001$ radians and should have a travel greater than 0,1 radians.

Procedure

6. Preparation:

(a) The test site is selected and a firm flat surface prepared perpendicular to the test horizon, usually 0,5 — 3 m above it. The test horizon is usually a plane of weakness in the rock such as a joint, plane of bedding or schistosity or the junction between concrete and rock.

(b) A small diameter core (e.g. 50 mm) is drilled perpendicular to the anticipated test horizon and at least 1 m beyond it. This core is logged in detail, the test horizon selected and its depth measured to ± 10 mm. Additional small diameter holes are drilled to take anchors for the torque jacks and rotation measuring equipment.

(c) The normal load anchor is installed, with the anchor grout entirely below the test horizon. The bearing plate is installed over the bolt on a bed of grout, the load cell and thrust bearing placed in position and a normal load sufficient to rigidly hold the test core during drilling is applied.

(d) The test core is drilled to a depth $20 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$ beneath the test horizon using the bearing plate to centralise the core barrel. The drilling method and drill fluid should be selected to minimise damage to the core.

(e) The annular space surrounding the test core is cleaned and filled with a weak material (e.g. sponge rubber gaskets) to a depth of 5 — 10 mm above the test horizon. The torque tube is greased on the outside, inserted to rest on the weak filler, and grouted to the core using resin or cement. The grout is left to gain strength and then the remaining apparatus is assembled and checked.

7. Testing:

(a) A selected normal load is applied by tightening the central rockbolt.

(b) The torque is gradually increased taking incremental readings of the torque and normal load cells and of the rotation gauge (e.g. Fig. 9). The rate of torque application should be such that 5 — 10 sets of readings are taken before reaching peak strength.²

(c) Torsional loading is continued taking sets of readings at approximately 0,05 radians increments of rotation as shown in Figure 9, until at least four sets of torque readings differing by less than 5% are obtained.

(d) The torsional loading is then removed, taking a further set of readings. The procedure 7a -- 7c may then be repeated one or more times at successively greater normal loads depending on the maximum rotation permitted by the apparatus.¹²

(e) The test core is removed and the sheared surface examined and described in detail. Samples of rock, filling material and shear debris may be taken for index testing.

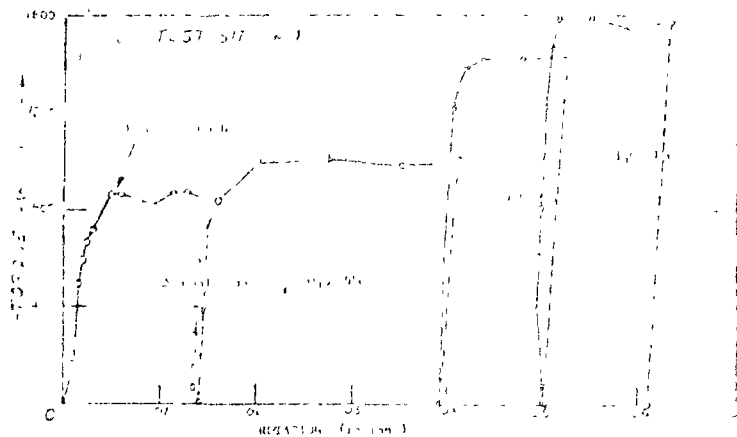


FIGURE 9. Torque vs. Displacement for the test specimen.

Calculations

(a) Torque values are calculated using the load cell calibration curves to obtain the loads (kN) then multiplying by the torque radius (mm) to obtain the torque (m-N). The total torque T is the sum of the two applied torques.

(b) Normal loads are calculated from the load cell calibration curve, and converted into normal stresses σ_n using the equation.

$$\sigma_n = \frac{4Pn}{\pi(D^2 - d^2)}$$

where Pn = applied normal load
 D = outer diameter of test core
 d = inner diameter of test core

(c) Shear strengths τ corresponding to the peak and residual portions of the torque-displacement graph (Fig. 9, NOTES 2 & 3) may be calculated using one of two assumptions.

(i) In strong, elastic rock assuming maximum stress at the outer circumference of the test core

$$\tau = \frac{0.511T}{J}$$

(ii) In softer rock, assuming constant tangential stress at every radius across the failure plane

$$\tau = \frac{0.3651T}{J}$$

$$\text{where } J = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32}$$

The latter assumption gives a more conservative estimate and should always be used for calculating residual shear strength, but is also for peak strength calculation.

(d) Graphs of peak and residual shear strength vs. normal stress are plotted from the combined results for all test specimens. Shear strength parameter may be abstracted from these graphs as shown in Figure 6.

Reporting of results

9 The report should include the following:

(a) A diagram and detailed description of the test equipment and methods used for drilling and testing. (Reference may be made to this ISRM method stating only departures from the prescribed techniques).

(b) For each test a full geological description of the test horizon, filling and shear debris preferably accompanied by relevant index test data.

(c) Photographs of the sheared surface together with diagrams giving the location, depth, dip and dip direction of the surface, the internal and external diameters and any peculiarities of the test core.

(d) For each test a set of data tables, graphs of shear stress and normal stress versus rotational displacement; abstracted values for peak and residual shear strengths and corresponding normal stresses with the assumptions made in their calculation.

(e) For the shear strength determination as a whole, graphs and tabulated values of peak and residual shear strength versus normal stress, together with derived values for the shear strength parameters (e.g. Fig. 6).

NOTES

1. Direct shear strength can be determined in the laboratory (using the method described in Part 2) if the plane to be tested is smooth and flat in comparison with the size of specimen, and if the specimen can be cut and transported without disturbance.

2. Definitions (clarified in Figs. 5 & 6):

Peak shear strength — the maximum shear stress in the complete shear stress displacement curve.

Residual shear strength — the shear stress at which no further rise or fall in shear strength is observed with increasing shear displacement. A true residual strength may only be reached after considerably greater shear displacement than can be achieved in testing. The test value should be regarded as approximate and should be assessed in relation to the complete shear stress-displacement curve.

Shear strength parameters c and ϕ — respectively the intercept and angle to the normal stress axis of a tangent to the shear strength-normal stress curve at a normal stress that is relevant to design (see Fig. 6).

3. The measured peak strength can be applied directly to full scale stability calculations only if the same type and size of roughness irregularities are present on the tested plane as on a larger scale. If this is not the case, the true peak strength should be obtained from the test data using appropriate calculations (for example Patton F.D., 1966, Proc. 1st Int. Cong. Rock Mech. ISRM, Lisbon, Vol. 1, pp. 509-512.; Ladanyi, B. and Archambault, G., 1970, In «Rock Mechanics — Theory and Practice», (W.H. Somerton, ed.), AIME, New York, pp. 105-125.; Barton, N.R., 1971, Proc. Symp. ISRM Nancy, Paper I-8.)

4. Tests on intact rock (free from planes of weakness) are usually carried out using laboratory triaxial testing. Intact rock can however be tested in direct shear if the rock is weak and if the specimen block encapsulation is sufficiently strong.

5. If a dead load is used for normal loading precautions are required to ensure accurate centering and stability. If two or more hydraulic rams are used either for normal or shear loading care is needed to ensure that they are identically matched and are in exact parallel alignment. Each ram should be provided with a spherical seat. The travel of rams and particularly of flat jacks should be sufficient to accommodate the full anticipated specimen displacement. A normal displacement of $\approx 5 - 10$ mm may be expected, depending on the clay content and roughness of the shear surface.
6. The applied shear force may act in the plane of shearing so that the angle α is 0 (Fig. 1). This requires a cantilever bearing member to carry the thrust from the shear jacks to the specimen. If a method is used where the shear force acts at some distance above the shear plane, the line of action of the shear jacks should be inclined to pass through the centre of area of the shear plane. The angle α for a specimen $700 \times 700 \times 350$ mm approximates to 17° depending on the thickness of encapsulation. Tests where both shear and normal forces are provided by a single set of jacks inclined at greater angles to the shear plane are not recommended, as it is then impossible to control shear and normal stresses independently.
7. The surface of encapsulating material is usually insufficiently smooth and flat to provide adequate reference for displacement gauges, and glass plates may be cemented to the specimen block for this purpose. These plates should be of adequate size to accommodate movement of the specimen. Alternatively a tensioned wire and pulley system with gauges remote from the specimen can be used. The system as a whole must be reliable and conform with specified accuracy requirements. Particular care is needed in this respect when employing electric transducers or automatic recording equipment.
8. A test block size of $700 \times 700 \times 350$ mm is suggested as standard for in situ testing. Smaller blocks may be permissible for example if the surface to be tested is relatively smooth; larger blocks may be needed when testing very irregular surfaces. The size and shape of test block may for convenience be adjusted so that faces of the block coincide with natural joints or fissures, this minimizes block disturbance during preparation. Irregularities that would limit the thickness or emplacement of encapsulation material or reinforcement should be removed.
9. It is advisable particularly if the test horizon is inclined at more than $10^\circ - 20^\circ$ to the horizontal to apply a small normal load to the upper face of the test specimen while the sides are cut, to prevent premature sliding and also to inhibit relaxation and swelling. The load, approximately 5% - 10% of that to be applied in the test, may for example be provided by screw props or a system of rock bolts and cross-beams, and should be maintained until the test equipment is in position.
10. The requirement that total time to reach peak strength should exceed $6 t_{100}$ is derived from conventional soil mechanics consolidation theory (for example Gibson and Henkel, *Geotechnique* 4, pp. 10-11, 1951) assuming a requirement of 90% pore water pressure dissipation. This requirement is most important when testing a clay filled discontinuity. In other cases it may be difficult to define t_{100} with any precision because a significant proportion of the observed «consolidation» may be due to rock creep and other mechanisms unrelated to pore pressure dissipation. Provided the rates of shear specified in the text are followed, the shear strength parameters may be regarded as having been measured under conditions of effective stress («drained conditions»).

11. An independent check on the residual friction angle should be made by testing in the laboratory two prepared flat surfaces of the representative rock. The prepared surfaces should be saw-cut and then ground flat with No. 80 silicon carbide grit.
12. The normal load should when possible be applied in increasing rather than decreasing stages. Reversals of shear direction or re-setting of the specimen block between normal load stages, sometimes used to allow a greater total shear displacement than would otherwise be possible, are not recommended because the shear surface is likely to be disturbed and subsequent results may be misleading. It is generally advisable, although more expensive, to use a different specimen block for each residual strength determination.
13. The torsional shear test is inexpensive and has the advantage of causing a minimum of disturbance to the test horizon. However shear stress and displacement gradients generally exist from the inner to the outer radius of the core so that the shear strength values obtained must be regarded as approximate. The test should not be used for testing horizons that have a pronounced directional roughness. There is generally no provision for monitoring normal displacements or consolidation of the specimen.

RECENT ACTIVITIES ON ROCK MECHANICS IN
THE MINING AND METALLURGICAL INSTITUTE OF JAPAN

Tomio HORIBE, Tohoku University

There are many practical works dealing with rocks in the mining field such as the drilling, the blasting, the cutting, the mine support and the crushing etc., and concerning these works, the problems involving the fundamental rock properties have been studied in the laboratories of universities and others.

Many researchers have pursued and extended the studies related to the subjects introduced in Vol. 1, Rock Mechanics in Japan, 1970.

Accomplishments of these studies appear in the list of literatures of this issue.

Conspicuous studies of rock mechanics in the mining field may be summarized as follows as a recent tendency.

One subject of them is the application of the computer to the stress analysis related to the rock pressure, the blasting and the stability of structures in rocks. I. ITO and his cooperators¹⁾ have studied on the formation of cracks and a crater caused by a blasting with one free face. The processes of cracks and the crater formation caused by the blasting have been simulated to the results that the dynamic stresses in a material with one free face were analysed applying a numerical technique, which involved the finite-difference approximation, to the momentum equation. Y. HIRAHATSU and his cooperators²⁾ have made the determination of the ratio of the width of rib pillars to that of openings with the method of the three dimensional analysis of stresses. S. KINOSHITA and his cooperator³⁾ have made a theoretical analysis of the stress distribution around multiple circular openings under the plane stress condition and computed the stress concentration at the surface of a circular hole. K. SUZUKI and his cooperators⁴⁾ have made a theoretical study of the three dimensional analysis of stresses around a borehole and the consideration on the measurement of stresses in a rock by a complete stress relief technique using a borehole deformation method.

A lot of investigations on the observation of microcracks in rocks have been made in connection with the mechanism of rock fracture. T. YANO⁵⁾ has found many "divergent" fissures in the coal of the stress zone in danger of outbursts by the microscopic study of fissures in the coal thrown out by outbursts.

I. ITO and his cooperators⁶⁾ have made the discussion on the mechanism of the crack propagation caused by the blasting, through the microscopic observation of the surface of the crack produced in a polymethyl methacrylate plate by the attack of a detonator. S. KINOSHITA and his cooperator⁷⁾ have investigated the fracture mechanism of rocks by the microscopic observation of the chip formed near the cutting point of rocks.

Several studies of the thermal fractures of rocks have been reported for a few years. Z. HOKAO and his cooperators^{8) 9)} have developed a fire jet piercing thermodrill and presented results of the fire jet piercing tests at the underwater depths of 10 to 30 meters. I. ITO and his cooperators¹⁰⁾ have tried to develop an efficient method of rock excavation for hard rocks, using a mechanical rock-cutting device combined with the thermal action by the flame. U. YAMAGUCHI and his cooperator¹¹⁾ have made the measurement of the change of compressive and tensile strengths of rocks heated to high temperatures, and attempted to find the relationship between the difference of the thermal characteristics of rock-forming minerals and the change of the strengths.

Studies on the velocity of elastic waves in rocks and on the acoustic property of rocks have been done with the attention of interest. M. INOUE and his cooperators¹²⁾ have studied on the relationships of the water content to the velocity of elastic waves and to the compressive strength of sedimentary rocks. U. YAMAGUCHI and his cooperators¹³⁾ have tried to find stress states or cracks in rocks around mine openings with the measurement of the sound velocity in rocks between the neighbouring boreholes by exploding detonators. T. HORIBE and his cooperator¹⁴⁾ have developed a drummy rock detector of which principle is based on the ratio of areas surrounded by the envelope of the filtered wave form and by that of the original wave form of the impact sound of rocks, and its application tests under the noises in underground have been presented.

Investigations of fundamental mechanical properties of rocks have been made not only with intact rocks, but also with jointed rocks and but also with rocks, each of which has a plane of weakness. Y. SHINOMURA and his cooperators¹⁵⁾ have investigated on influences of schistosity planes of schistose rocks to the compressive strength, the tensile strength and the sonic velocity in rocks. T. NISHIDA and his cooperators¹⁶⁾ have investigated the relationships between the angle of the joint inclination, and the compressive strength, the cohesion and the angle of the internal friction by the triaxial compression tests on the plaster models containing a single joint. K. SUZUKI and his cooperators¹⁷⁾ have studied on the rheological property of rocks under the pulsating compressive load as a fatigue test. S. TAKAOKA and his cooperators¹⁸⁾ have presented a method for determining the fracture resistance of rocks by strain waves generated in a drill-rod during a percussive fracturing of rocks and discussed the

method to determine the hardness and the viscousness of rocks from their fracture resistance. In the field of rock crushing, S. YASHIMA and his cooperators¹⁰⁾ have made an experimental study concerning the relationship between the specific fracture energy and the specific surface area of the fractured product in the single particle crushing. R. KOBAYASHI²⁰⁾ has studied on the shear strength of rocks and proposed an equation to approximately calculate the shear strength from the compressive strength and the tensile strength of a rock.

Further, T. HORIBE and his cooperators²¹⁾ have made an experimental study on the borehole deviation in a laboratory. T. ISOBE²²⁾ has made some considerations on the mechanism of rockbursts and outbursts.

Moreover, field measurements have been carried out with activity. S. OGASAWARA and his cooperators²³⁾ have observed rock noises for several months by geophones placed around the working faces. N. NANKO²⁴⁾ has had the observation of cracks of mine pillars, and had the measurements of the earth pressure and of the movement of rock strata, considering the application to the design and maintenance of mine pillars.

Literatures

1) - 20) were published as full papers in the Journal of the Mining and Metallurgical Institute of Japan and these are appeared in the list of literatures at the end of this issue.

21) T. HORIBE, M. USHIDA, Y.T. SUNG : Paper presented at Symp. in Fall Meeting, Min. Met. Inst. Japan, Oct. 1973, I-2, P. 1-4

22) I. ISOBE : Paper presented at Symp. in Fall Meeting, Min. Met. Inst. Japan, Sep. 1971, H-7, P. 1-3

23) S. OGASAWARA, K. SAKAI, K. ISHIHARA : Paper presented at Symp. in Fall Meeting, Min. Met. Inst. Japan, Oct. 1972, B-9, P. 1-6

24) N. NANKO : Paper presented at Symp. in Fall Meeting, Min. Met. Inst. Japan, Oct. 1973, J-8, P. 1-4

DETERMINATION OF THE WIDTH RATIO OF RIB PILLARS TO OPENINGS

Yoshio HIRAMATSU, Kyoto University

Yukitoshi OKA, Kyoto University

Yoshiaki MIZUTA, Kyoto University

The width ratio of rib pillars to openings is one of the most important factors to be taken into consideration on designing large stopes. The authors have, therefore, investigated theoretically as well as experimentally how to determine it on the basis that the maximum stress in pillars should not exceed the allowable compressive strength of pillars.

Stress Analysis by the Theory of Elasticity

The stress in rib pillars standing side by side regularly in an elastic ground was analyzed by the finite element method on models of both two-dimension and three-dimension. Denote the widths of pillars and openings by t and a , the height and number of pillars by h and n , and the horizontal length of pillars (openings) by b . In the two-dimensional analysis, where pillars and openings were assumed to be infinitely long in the horizontal-direction, the geometrical conditions of models were as follows:

$$n = 1 \sim 5 \text{ and } \infty, \quad a/t = 1 \sim 3, \quad h/t = 0.5 \sim 6,$$

while in the three-dimensional analysis, where pillars and openings had a limited horizontal extension, the geometrical conditions were as follows:

$$n = \infty, \quad a/t = 2 \sim 5, \quad h/t = 1.5 \sim 6.$$

Fig.1 shows one of three-dimensional models divided into gross elements.

We assume that the mean normal stress appearing in an optional pillar of a model subjected to vertical pressure, p_v , be given by $k_v k_b p_v (a+t)/t$, where k_v and k_b are the stress distribution factors for the pillar depending upon the geometrical condition, k_b being unity when $b = \infty$. Similarly we assume that the mean shear stress in an optional pillar of a model subjected to shearing force, p_s , be given by $k_s k'_b p_s (a+t)/t$ and $k'_b = 1$ when $b = \infty$, where k_s and k'_b are also the stress distribution factors for the pillar. From analysis the coefficients k_v , k_s , k_b and k'_b were determined. Within the geometrical conditions of models analyzed, k_v ranges from 0.51 to 1, whereas k_s from 0.03 to 1, and k_b and k'_b are as shown in Fig.2. It is seen that k'_b is approximately 0.5 k_b .

The maximum normal stress, σ_{max} , that appears at the upper and lower ends of a pillar in a model subjected to both p_v and p_s will be given, by a little calculation, by

$$\sigma_{max} = \alpha k_s k_b \frac{a+t}{t} p_v + 3 \frac{h}{t} k_s k_b' \frac{a+t}{t} p_s$$

where α is the stress concentration factor

Model Experiments

To investigate under what condition a pillar would collapse, model experiments were carried out. Firstly, models made of so-called Ogino-tuff, 20cm x 30cm x 2cm in size, as shown in Fig.3, were subjected to vertical loading with the results that fracture of pillars occurred when the mean normal stress reached the compressive strength of specimens with the same width-height ratio as the pillar. It follows that the stress concentration factor α may be regarded as approximately unity at the moment the pillar is fractured.

Secondly, shear tests of model pillars under axial compression were carried out. The models were made of marble, h/t being 2. Both shearing force and axial force were applied to models by a stiff loading apparatus elaborated by the authors as shown in Fig.4. A high normal stress appeared near the ends of each pillar by bending. From these tests it was found that the maximum normal stress at the ends of a pillar when compressive fracture took place was considerably lower than the theoretical value, say a half of it.

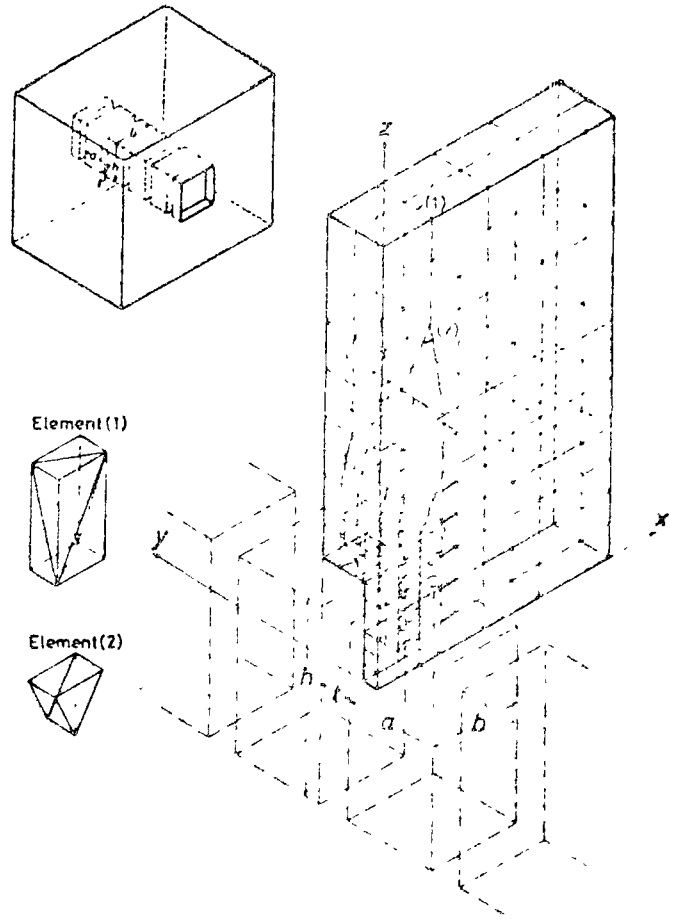


Fig.1

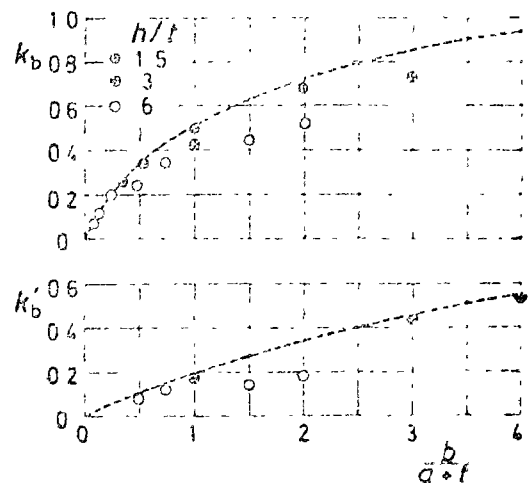


Fig.2

Designing Widtl. Ratio

It is desirable, if possible, to determine the original stress state by measurement. But when it is impossible, we have to assume it. The assumption should be on the safe side, but an excessively safe assumption will be uneconomical. From long experience of stress measurement and theoretical consideration, the authors proposed to take $\rho_v = \gamma z_0$, $\rho_H = \gamma z_0$ and $\rho_s = \gamma z_0/3$, where γ is the specific gravity of the ground, z_0 the depth from the surface.

Under this assumption, considering the results of stress analysis and model experiments, the maximum stress, $\bar{\sigma}_{max}$, given by following equation may be taken as the basis on designing the width ratio of pillars and openings:

$$\bar{\sigma}_{max} = \gamma z_0 \frac{a+t}{t} k_b \left(k_v + \frac{1}{4} k_s \frac{h}{t} \right) = \gamma z_0 k_b K \frac{a+t}{t}$$

Depending upon the results of analysis, the values of K for $h/t \geq 2$ are evaluated, on the safe side, for several geometrical conditions as shown in Table 1.

Table 1

a/t	$n=1$	$n=3$	$n=5$
1	1.07	1.14	1.41
2	1.00	1.19	1.36
3	0.98	1.11	1.27

The value of $\bar{\sigma}_{max}$ of each pillar in 11 Japanese mines working massive deposits was calculated and compared with the compressive strength, S_c , tested on specimens taken from the pillar. Even if we estimated the strength of the pillars, S_p , at 50% of S_c , it was found that the safety factors, $S_p/\bar{\sigma}_{max}$, of sound pillars ranged from 3 to 15. Thus it is considered that we can take the safety factor based on $\bar{\sigma}_{max}$ as small as 3 provided that the mined space is filled with waste when mining is finished.

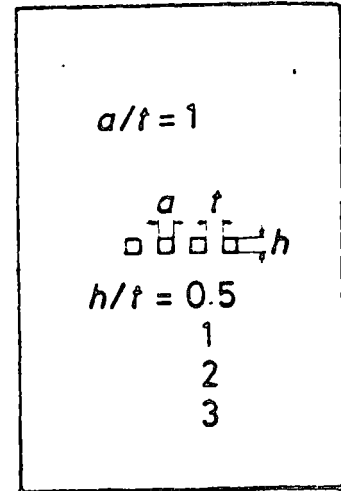


Fig. 3

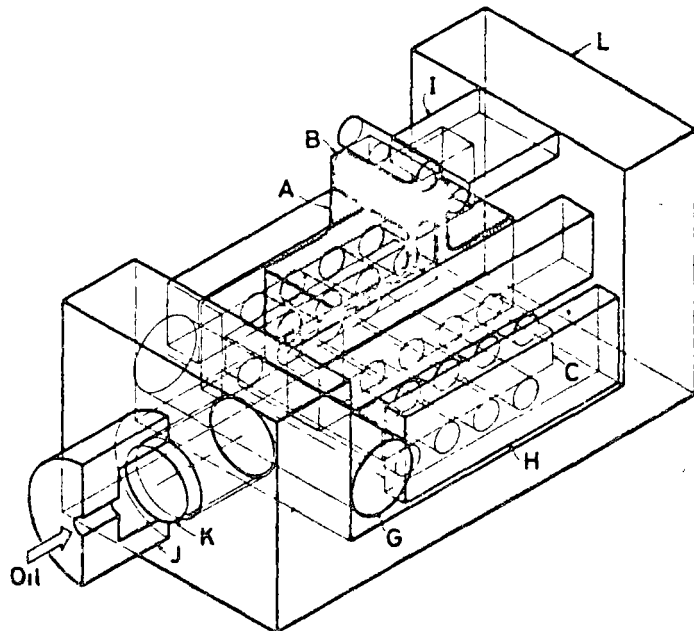


Fig. 4

SEVERAL OBSERVATIONS ON CAUSES AND PREVENTIVE MEASURES ABOUT ROCKBURST

Toshiro ISOBE, Hokkaido University

1 The state of the affair

May the 12th 1968, a violent rockburst broke out at the pit of Bibai colliery in Hokkaido, and 19 persons were killed and injured. This rockburst occurred in the coal seam called Noborikawa. In this pit face was 700-750m below the surface. A dip of it was about 40-50°, and it had a length of about 60m and had advanced about 300m from the start line of it. The workable thickness was about 1.7m. Its goaf was treated by full packing, and coal production was 700-750tons daily. The 4th level where

the accident happened was drifted among the coal pillar whose width was about 50m. Therefore the both side of this gallery had 25m wide coal pillars respectively. All of the rock around the seam had high strength as well as coal seam was hard. The state of rockburst is

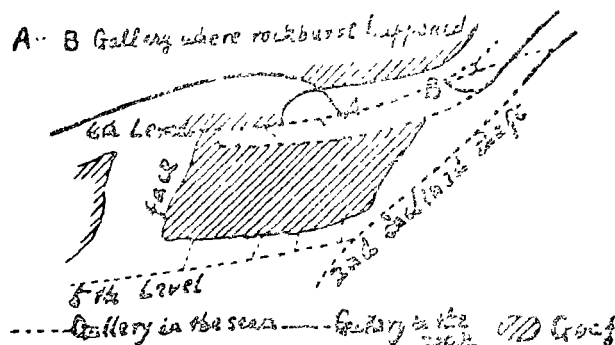


Fig.1. A sketch of underground

shown in Table 1. Each time a rockburst came about there was a small earthquake, and the epicenter was estimated in the vicinity of Bibai city.

Table 1. The state of affairs.

date (1968)	Depth from the surface (m)	Damages				Number of victims		2nd Damage
		floor upheaval (m ²)	destruc- ted coal (t)	gas emission		killed	injured	
				max. (m ³ /min)	total (m ³)			
2/27	650-660	740	555	75.6	9700	1	2	none
4/22	660-670	163	89	12.1	450	0	0	none
5/12	610-670	unknown	unknown	86.6	unknown	13	6	fire in the gallery

2. An interpretation about the occurrence mechanism of rockburst

Generally speaking, a rockburst will be occurred when a rock stores strain energy exceeding its storing capacity. This energy strikes rock body accompanied sudden rock destruction. An elastic energy content δA of δV -volume rock body, not being excavated, is expressed next equation.

$$\delta A = \left(\frac{1}{2} E \right) \left\{ (\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 + \sigma_{III}^2) - \left(\frac{2}{3m} \right) (\sigma_{II} \sigma_{III} + \sigma_{III} \sigma_I + \sigma_I \sigma_{II}) \right\} \quad (1)$$

where, $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$: principal stresses, E, m : Young's modulus and Poisson's number.

Three principal stresses can be determined as follows.

$$\sigma_{III} = \gamma h, \quad \sigma_I = \sigma_{II} = \frac{\gamma h}{m-1} \quad \dots \dots \quad (2)$$

When being made galleries and faces underground, the strain energy will be transmitted without decreasing from the part where it is caved to a boundary rock. The reason will be recognized by following simulation. At Fig.2 there are many n-pieces of spring are supporting a weight W . Here, assuming each spring has a same physical property, supported by each spring is W/n . Then elastic energy of each spring is calculated as $(k/2)(W/n)^2$, ($k = \text{const.}$). So total energy content of this system is expressed $A_0 = (k/2)(W^2/n)$. Next, if

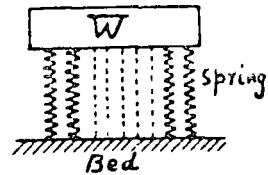
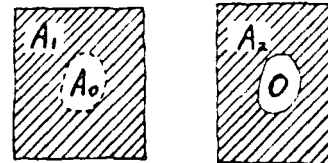


Fig. 2. Simulation

eliminating m-pieces of spring from the system, there remains (m-n)-pieces of it yet. Then total energy content must be varied $A_1 = (k/2)(W^2/(n-m))$. Therefore $\Delta A = A_1 - A_0$ can be considered as an increasing quantity of energy by eliminating m-pieces of spring. So

$$\Delta A = (k \cdot W^2 / 2) \left(\frac{1}{n-m} - \frac{1}{n} \right) = (k \cdot W^2 / 2) \frac{m}{n(n-m)} = (k/2) \left(\frac{W}{n} \right)^2 \times m$$

can be obtained by assuming $n \gg m$. From the result, it may be understood ΔA is nearly equal to energy which was contained in m-pieces of spring before eliminating ones. Stretching the idea, it could be obtained following explanation. Fig.3(1) shows comparatively large rock body, not being excavated, contains strain energy $A_0 + A_1$. And Fig.3(2) shows disturbed state, where the cave is formed, contains its energy



(1) (2)

Fig.3. Energy quantity

quantity A_2 . From above described calculations, $A_2 - A_1 = \Delta A = A_0$ is to be assumed. Here, observation should get into the subject. When a rockburst occurs, there is a small earthquake simultaneously. To compare the intensity of seismic motion, it must be taken up "Magnitude". From magnitude M , it is able to get approximate energy of earthquake A_e by Gutenberg-Richer's formula.

$$\log_{10} A_e = 1.5 M + 11.8 \quad \dots \quad (4)$$

Here, the author asserts

$$A_e = A_0 \quad \dots \quad (5)$$

3. Certifications by several calculated conclusions

(a) Estimation of Young's modulus of coal seam

From eq. (1) and (2) V -volume of rock body's strain energy will be obtained

$$A = \left[\frac{(m+1)(m-2)}{2Em(m-1)} \right] \gamma^2 h^2 V \quad \dots \quad (6)$$

Taking E and m as coal seam's ones, h as the depth from the surface and γ as a mean specific weight of rock, these values can be settled in this case. i.e. $m = 5$, $h = 650m = 6.5 \times 10^4 \text{ cm}$, $\gamma = 2.6 \text{ g/cm}^3$, $V = L \cdot H \cdot S = (6 \times 10^3 \text{ cm})(1.7 \times 10^2 \text{ cm})(3 \times 10^4 \text{ cm}) = 3.56 \times 10^{10} \text{ cm}^3$. Here, L , H , and S are face length, coal seam thickness, and advanced distance from the start line of the face, respectively. Thus $A_0 = 4.38 \times 10^{26} / E_c$ (ergs), ($E_c = \text{Young's modulus of coal}$) will be obtained. On the

other hand, each magnitude relating to each rockburst was calculated as 2.2, 1.9 and 2.7 respectively. Then total energy A_e is 8.56×10^{15} ergs.

Therefore E_c is estimated as 1.15×10^{10} dyne/cm² = 5.24×10^6 kg/cm². This E_c is approximately coincides with the value of $5 \sim 6 \times 10^6$ kg/cm² measured by Prof. Hiramatsu.

(b) comparison with floor upheaval, destructed coal volume and gas emission

Putting each A_e^i as an energy of i-th rockburst, they are $A_e^1 = 1.26 \times 10^{15}$ ergs, $A_e^2 = 0.22 \times 10^{15}$ ergs and $A_e^3 = 7.08 \times 10^{15}$ ergs.

In the case of 1st and 2nd rockburst $A_e^1 / A_e^2 = 1.26 / 0.22 = 5.7$

The floor upheaval, destructive coal volume of each side of gallery and gas emission volume are guessed from Table 1. So next ratios are got.

upheaval : 740/163 = 4.5, destructed coal : 550/89 = 6.3, gas : 756/12.1 = 6.3

Considering each value, it is able to be supposed that these values are proportional to energy quantity.

(4) Estimation on breaking stress from A_e^1

From Table 1. in the case of 1st rockburst, destructed coal volume and floor upheaval are 5.6×10^8 g and 740m^3 respectively. The floor upheaval is also consist of coal. Then total volume including upheaval and destruction is $11.4 \times 10^8 \text{cm}^3$, where $\gamma_c = 1.4 \text{g/cm}^3$. And as A_e^1 is 1.26×10^{15} ergs = $1.29 \times 10^9 \text{kgcm}^2$, energy consumption per 1cm^3 is

$$A_e^1 / (\text{Total destructed coal volume}) = (1.29 \times 10^9) / (11.4 \times 10^8) = 1.13 \text{ kgcm}^2 / \text{cm}^3$$

By using Mohr's circle and experimental research on coal seam strength, following formula is concluded. Where σ_1 and σ_2 are principal compressive stresses.

$$\sigma_1 = 1.88 \sigma_2 + 220 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}, (\sigma_3: \text{neglected}) \quad (7)$$

Putting δA as energy consumption per 1cm^3 and using formulae (1), (7) and $\delta A = 1.13 \text{ kgcm}^2 / \text{cm}^3$, σ_1 and σ_2 are obtained as follows.

$$\delta A = 0.13 \times 10^{-4} \sigma_1^2 - 8.65 \times 10^{-4} \sigma_1 + 0.15, \quad \sigma_1 = 275^{\pm} \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

These stresses measured by Prof. Hiramatsu are reported as $\sigma_1 = 350 \text{ kg/cm}^2$ and $\sigma_2 = 40 \text{ kg/cm}^2$. Then the values calculated here are not so different.

4. Some preventive Measures

Conclusions and preventive measures are itemized as follows:

- (1) A rockburst will happen when strain energy quantity exceeds boundary rock storing capacity.
- (2) The boundary rock must not be a storage of strain energy. Therefore such a storage should be pushed into rock body as far as possible.
- (3) The galleries in the coal seam are sometimes dangerous for rockburst, because coal seam stores a great deal of energy owing to its small Young's modulus.
- (4) To decrease the capacity of energy content, relief boring will be effective.
- (5) To prevent stress concentration in the neighbourhood of a goal, it is better to build strong packs or to practice a caving method.

ANCHOR MECHANISM OF ROCK BOLT ENLIGHTENED

Seisuke NISAWA , Akinori TAKAHASHI
Japanese National Railways

1. Preface

For the purpose of the most advantageous rock bolts to be used practically in public eliminating the operators uneasiness for such anchor mechanism, the two species of the expansion type and bonding type have now fully been enlightened with the various test results, and according to an approval of the safety factor for such rock bolting, here have firstly been used about 100,000 rock bolts in the tunnelling works of the New Sanyo Trunk Line by the Japanese National Railways, and then the demand has been increased for various construction fields including highway and waterway tunnels and underground power stations.

2. Test

2-1 Materials for test

The tested rock bolts were expansion type called as "TH type" in style and size as shown Fig.-1, and bonding liquid mainly of the polyester resin called as "CELFIX" manufactured by the Celtrate in France, as shown Fig.-2.

2-2 Tests in the field

The field tests were conducted at the actually excavating spots utilized in the Mioi tunnel of the New Sanyo Trunk Line with the rock bolts installed in the downward holes of 28 to 40 mm. dia. and 1.5 to 2.0 m. long, and the bolts were pulled by a hydraulic jack until the bolts broken off or slipped away from the hole walls, and the relationship between load and displacement was recorded by reading dial gauge for elongation and slipping of the bolts on various load levels. Tested in various ways with different lengths and diameters of the bolts, different amounts of Celfix and different times of mixing as well as waiting times.

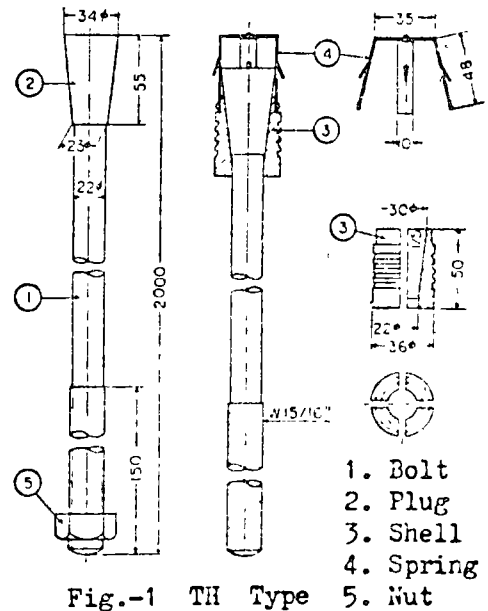


Fig.-1 TH Type

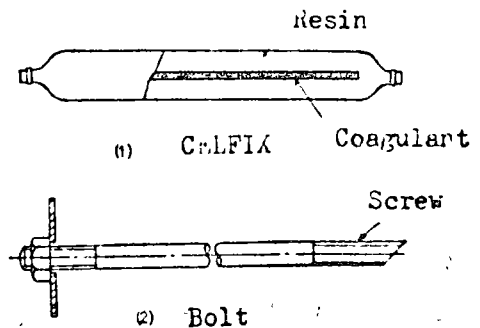


Fig.-2 Bonding Type

2-5 Basic tests in the laboratory

The basic tests were conducted in the laboratory for the following items which could not be known at the field tests.

- 1) Physical properties of the solidified resin.
- 2) Anchoring strength of TH type for the different rocks.
- 3) Adhesive strength of Celfix.
- 4) Test of Celfix in steel pipes.

3. Test results and considerations

3-1 Relationship between pull-out load and displacement.

Pull-out test results in the field are as shown in Fig. 3 & 4, and the real lines show the measured values including slipping and elongation in the field, and the dotted lines show the calculated elongation of the bolts themselves. When compared Fig. 3 with 4, the total amount of displacements with pull-out load 10 tons is about 15 mm. on the TH type and is about 2 to 4 mm. on the Celfix, so that the Celfix is more suitable in the rock bolting anchor mechanism by reason of the less displacement with the more advantages for the rock bolting.

3-2 Anchor mechanism of TH type

Whilst the real lines and dotted lines in the above graph would show the same position if there is no slipping, the graph shows still considerable differences. The causes would be (1) the slip between the shell of bolt and the wall-face of drilled hole, (2) the slip between the plug and shell at the conic portion of the bolt due to the deformation of the plug, and (3) the slip between the shell and plug, caused by intrusion of the shell into the side of the drilled hole. Generally in the past, (1) had so far been taken into consideration but as far as the basic test results concerned, (3) was the most affective and (2) was the next, and (1) has never been recognized in such phenomenon.

3-3 Strengths of the solidified resin

The physical properties of the solidified resin obtained by the specimen test pieces were the specific gravity : 1.77, longitudinal velocity : 2970 M / S, compressive strength : 552 Kg / cm², tensile strength : 88.7 Kg / cm², shear strength : 154 Kg / cm², Young's modulus : 58600 Kg / cm².

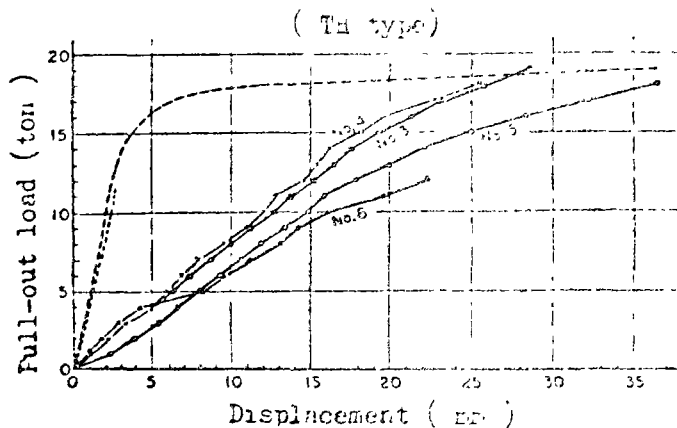


Fig.-3 Curve of Pull-out load and Displacement

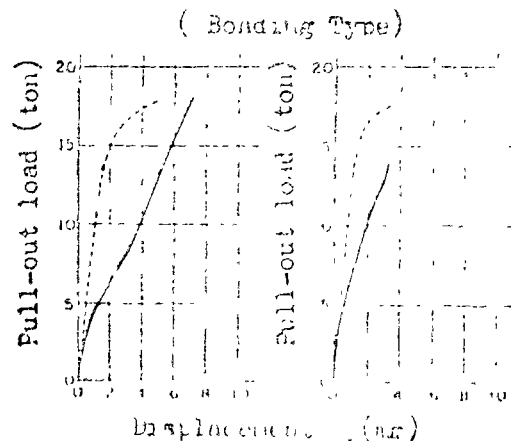


Fig.-4 Curve of Pull-out load and Displacement

On the other hand, the varieties of the adhesive strength to the surface and different shear strengths according to the object materials, hole boring methods, etc. obtained from the pull-out test results are in such amounts as shown Table-1.

3-4 Adhesive mechanism of Celfix.

If suppose the bolt falling down whilst it was stucked to the rock by the solidified resin, the following three occasions would be considered as (1) slipping between the hole wall and the resin, (2) slipping between the bolt and resin, and (3) break of the resin itself. When the sticking face was smoothly flat, the resin would likely come off as (1) and (2), and to the contrary, when the sticking face was rough, the resin would likely be broken as (3). Therefore these shall differently be valued according to the natural properties of the object materials and to the roughness of their facing points. That is, when the hole wall surface is smoothly finished by drilling with such as a diamond core bit, the resin is likely to come off from the hole wall, and when the hole wall surface is roughly finished by drilling with such as a fish tail bit the resin shall completely be filled through even in the concaved portions of the hole wall face as well as of the bolt threads, so that the resin is likely to cause shear breaking in this portion.

4 Concluding Remarks

By the way, here at present (March 1974) about 50,000 rock bolts are monthly used for various minings and tunnellings in Japan, and now various problems are being studied closely at many research institutes, for such as how to prevent any loosening of the tightened bolts caused due to vibrations by the excavations operated in the vicinity, the photo elastic tests of the fully embedded resin, analysis by the Finite Element Method and examinations by the block models.

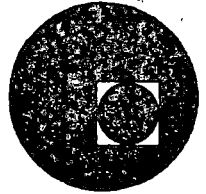
Table - 1 Adhesive strengths and shear strengths of solidified resin

Materials	Adhesive strength (Kg / cm ²)	Shear strength (Kg / cm ²)	Remark
Steel pipe	52	114	Drilling by diamond core bit
Rhyolite	32	—	
Andesite	59	—	
Marble	42	—	
Tuff	18	—	
Concrete	100	120	Drilling by fish tail bit
Andesite	114	< 15	
Marble	67	86	
Tuff	49	—	





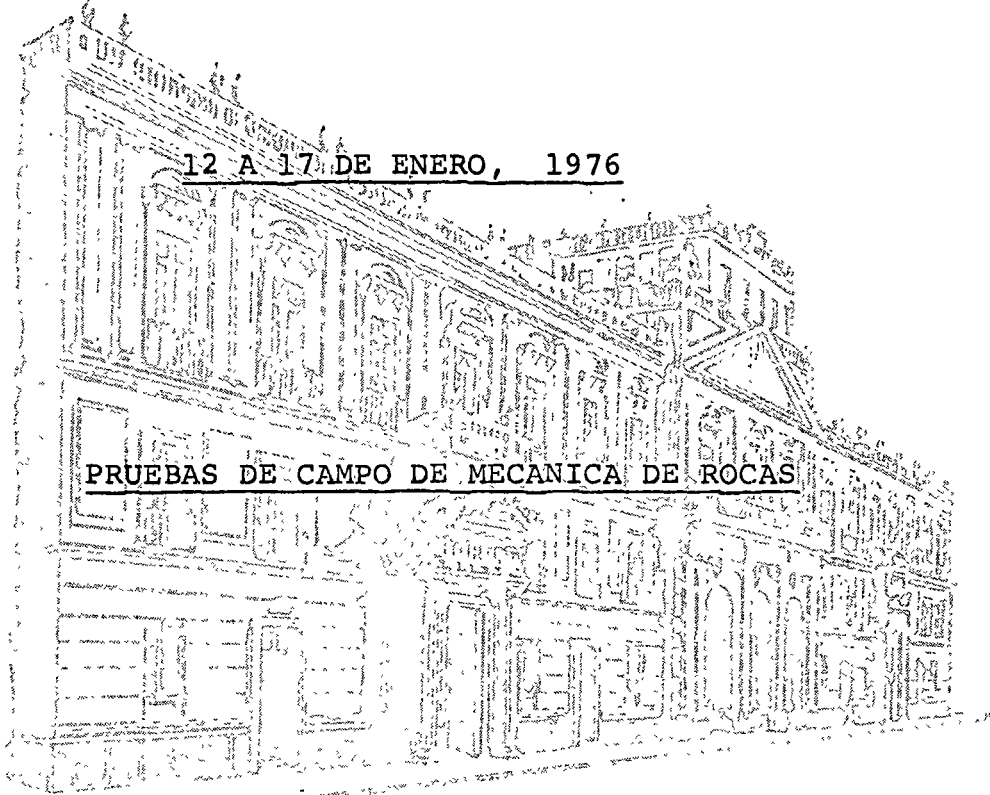
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADO A LA MINERIA

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA, UNAM

12 A 17 DE ENERO, 1976



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 Gloetzl
 - 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 GEOMECANICAS

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 solici-
taciones de carga estáticas o dinámicas depende tanto de sus pro-
piedades 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 esfuer-
zos 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 me-
dición del estado natural de esfuerzos, pues siempre este se encuen-
tra alterado en la vecindad de las excavaciones.

En los esfuerzos naturales están incluidos los esfuerzos ocasiona-
dos por fuerzas gravitatorias debidas al peso de la cobertura de
roca, así como esfuerzos por procesos de cristalización, metamor-
fismo, 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:

$$\sigma_1 = \gamma Z \text{ (donde } \gamma = \text{ peso por unidad de volumen)}$$

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 so la 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

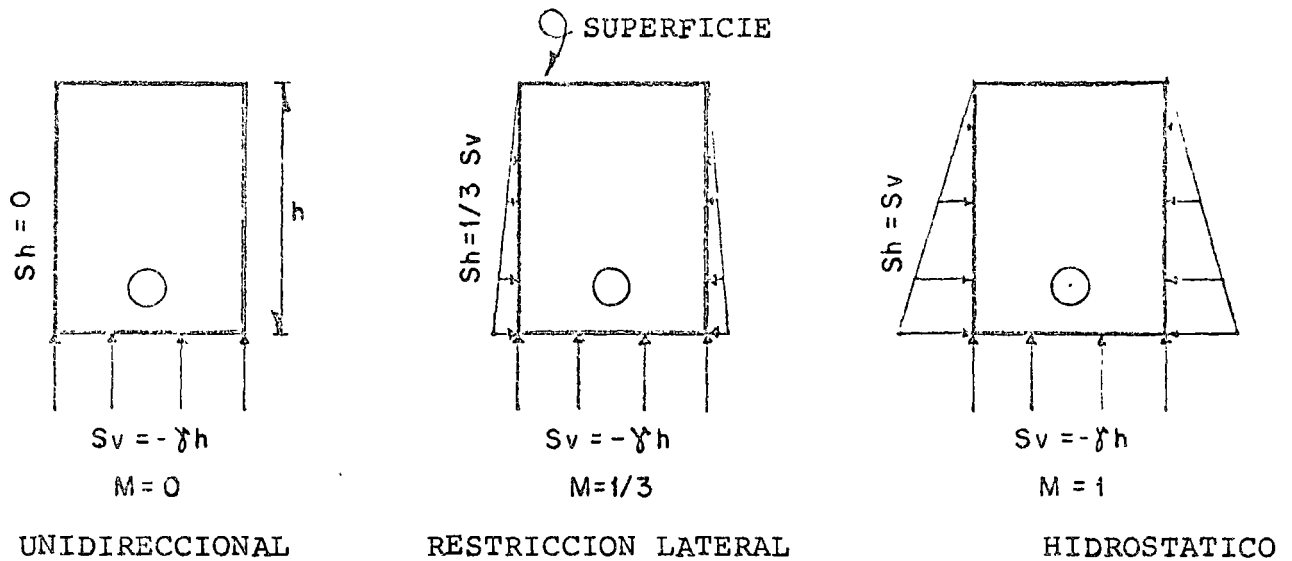
$$S_h = MS_v, \quad \text{en donde: } S_h = \text{Esfuerzo de compresión horizontal}$$

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
$$S_h = \frac{\gamma}{1-\gamma} S_v$$



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:

$$S_h = \frac{\gamma}{1-\gamma} S_v$$

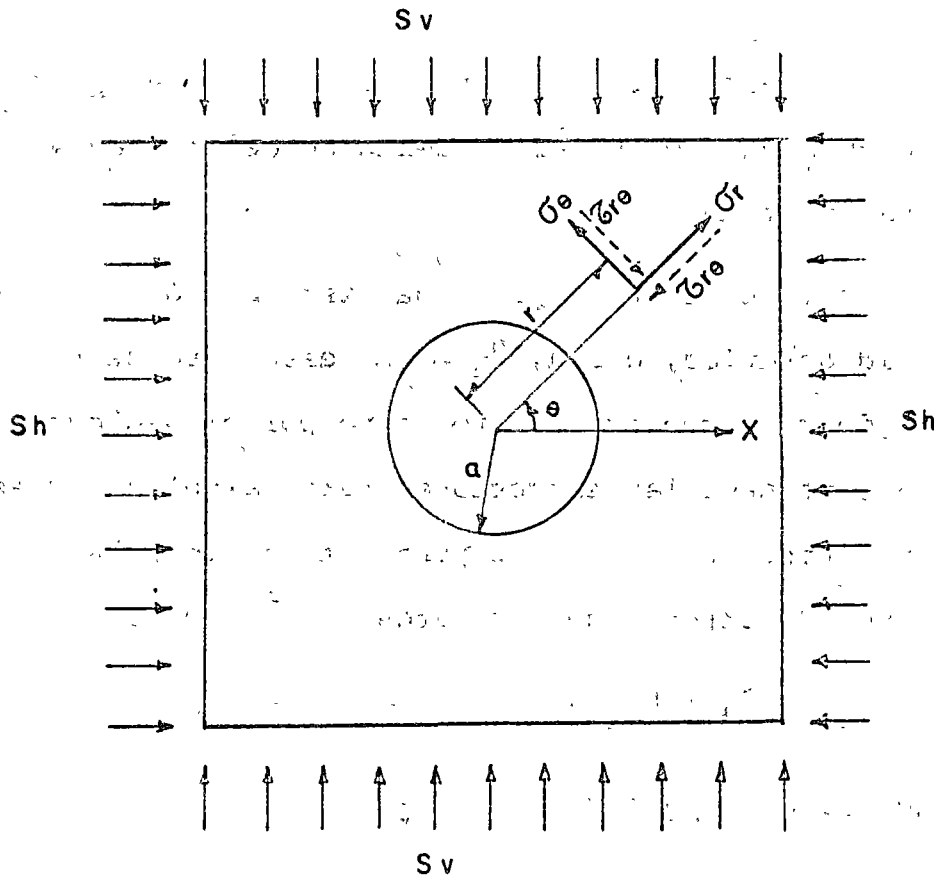
en donde:

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:



$$\text{Esfuerzo radial: } \sigma_r = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{S_h - S_v}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\text{Esfuerzo tangencial: } \sigma_\theta = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{S_h - S_v}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } \tau_{r\theta} = \frac{S_v - S_h}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

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	θ = ángulo con la horizontal
$\zeta_{r\theta}$ = Esfuerzo cortante	

En este caso los esfuerzos dependen únicamente de S_v y S_h , no intervienen el módulo elástico E , ni la relación de Poisson γ , 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 $\sigma_h = \sigma_v$

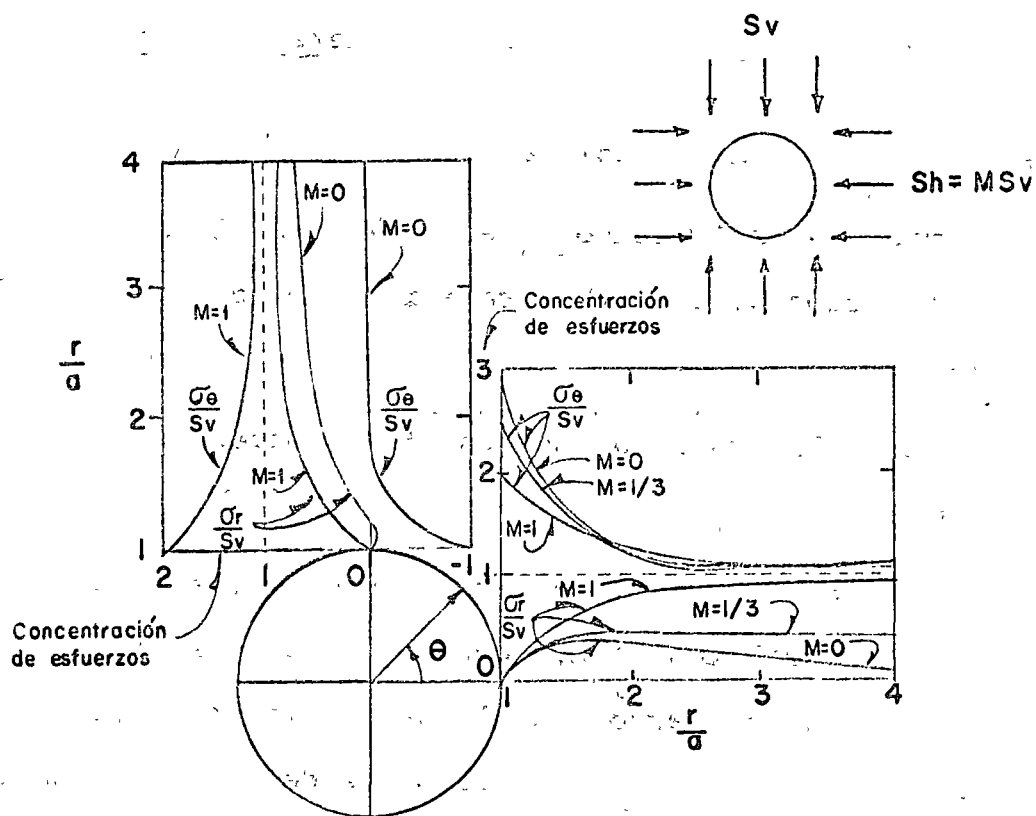
$$\text{Esfuerzo radial: } \sigma_r = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

$$\text{Esfuerzo tangencial: } \sigma_\theta = \frac{S_h + S_v}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } \zeta_{r\theta} = 0$$

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 Merrill, 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 Hiramatsu 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 mecanismo

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 silicón 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:

$$\epsilon_1 \text{ ó } \epsilon_2 = \left\{ (\epsilon_h + \epsilon_v) \pm \sqrt{2 \epsilon_{45} - (\epsilon_h + \epsilon_v)^2 + (\epsilon_h - \epsilon_v)^2} \right\}$$

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:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\gamma^2} (\epsilon_1 + \gamma\epsilon_2) ; \quad \sigma_2 = \frac{E}{1-\gamma^2} (\epsilon_2 + \gamma\epsilon_1)$$

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.

2.73.- 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 $7\pi/4$ 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 midiéndose 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

continuación se colocan otros dos pares de gatos EF y GH en el anillo de roca sobrebarrenado aplicándoles presión para restaurar los esfuerzos en A y B. Según el estudio teórico de Alexander, puede demostrarse que en función de los desplazamientos que se producen al perforar la ranura (2W):

$$E = \frac{cS - dQ}{W}$$

y para los desplazamientos producidos al aplicar presión a los gatos ($2W_1$):

$$E = \frac{fp}{W_1}$$

donde c, d y f son constantes que dependen de la geometría del ensayo.

2.8.3.- Celdas Menard y Gloetzl

La celda "Geogell" de Menard está formada esencialmente por dos cámaras coaxiales, conectadas a manómetros, en una celda cilíndrica de acero. Se utiliza para determinar el módulo elástico de las rocas.

La celda Gloetzl es un gato plano de 7 cm x 14 cm x 2 mm de espesor, que utiliza mercurio como fluido transmisor de la presión, lo cual se mide equilibrando presiones transmitidas a través de un diagrama como se indica en la Fig. 18. Se utiliza para medir esfuerzos en revestimientos de concreto p.ej. de concreto lanzado.

2.9.- Medida indirecta de esfuerzos en roca

2.9.1. Métodos geofísicos

Se han hecho varios intentos a través de los años para utilizar

la velocidad sónica con los esfuerzos, para la medida de esfuerzos en roca. Sin embargo, los resultados han sido en general desalentadores, al igual que en los métodos para encontrar una correlación práctica entre los esfuerzos y las resistividades "in situ". Un mayor éxito ha alcanzado el empleo de métodos acústico-microsísmicos para la observación de la velocidad de aumento de los esfuerzos en minas susceptibles de desprendimientos, especialmente en Europa Central.

Por ejemplo, los ensayos de laboratorio con muestras de roca extraídas de la mina Příbam en Checoslovaquia, muestran que aparecen impulsos microsísmicos cuando la presión aplicada alcanza el 80% de la resistencia de la roca a la ruptura, y con presiones mayores el número de impulsos presenta un notable aumento.

Como consecuencia, es posible seguir la formación de presiones en el interior de las rocas a partir de varias estaciones que registren los sonidos internos, pudiendo, a partir de la evidencia acumulada, establecer un código de seguridad para la entibación a colocar en las minas según los impulsos registrados por hora.

2.9.2.- Rotura hidráulica

El método de rotura hidráulica se emplea en la industria del petróleo para estimular la producción de un pozo agotado. Consiste en taponar una sección del pozo introduciendo un fluido a presión en el mismo y aumentando la presión hasta que las paredes del pozo se fractura.

En la rotura hidráulica se supone que las paredes del barrenado se rompen cuando el esfuerzo máximo provocado en la zona puesta en

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-

sión Federal de Electricidad asesorada por el Instituto de Ingeniería, UNAM, desarrolló un programa de mediciones de campo para conocer las propiedades geomecánicas y estado natural de esfuerzos en el macizo rocoso que aloja la caverna.

Para tal finalidad se realizaron ensayos de relajación de esfuerzos de roseta de deformaciones, gato plano y deformabilidad de la roca utilizando placas y métodos geofísicos. Estas mediciones se llevaron a cabo en tres galerías de exploración geológica localizadas transversalmente al eje longitudinal de la caverna y ubicadas 11 m por arriba de la clave de la bóveda de la caverna. Los ensayos se realizaron previamente a la excavación de la caverna y las galerías se utilizaron también para la instalación de instrumentos de medición para conocer la magnitud de desplazamientos de la roca en bóveda y paredes de la caverna. En la Fig. 20 se muestra la localización de la caverna de casa de máquinas y las galerías de ensayos e instrumentación.

2.10.1- Características geológicas del sitio La Angostura, Chis.

La Planta se encuentra sobre el río Grijalva a 45 km al SE de Tuxtla Gutiérrez, a 1 km aguas arriba de la salida del cañón de Angostura.

La Presa está localizada en el flanco sur de un sinclinal que forma la depresión de Chiapas, de 200 km de largo por 50 km de ancho, que corresponde al primer gran plegamiento tectónico originado por empujes provenientes de la Placa Cocos ubicada en el Pacífico al suroeste de la República Mexicana, al norte de este gran sinclinal se encuentra la Sierra de San Cristobal de las Casas.

El eje del sinclinal tiene rumbo N 45°W, con echados de 3° a 12°

el flanco sur y 65° en el flanco norte (lado de las montañas de 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 de esfuerzos principales utilizando el círculo de Mohr.

Los esfuerzos principales para un estado de deformación plana son:

$$N_1 = \frac{E}{1-\gamma^2} (\epsilon_1 + \gamma\epsilon_2)$$

$$N_2 = -\frac{E}{1-\gamma^2} (\epsilon_2 + \gamma\epsilon_1)$$

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:

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ t_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_y}{(1-n\gamma^2)} \begin{bmatrix} n & n\gamma & 0 \\ n\gamma & 1 & 0 \\ 0 & 0 & m(1-\gamma^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

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

γ = 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

$\gamma = 0.25$

$n = 1.63$

$m = 0.4$

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

$$\alpha_1, \alpha_2 = \frac{E_y}{E_x} = 0.6$$

$$\alpha_1 + \alpha_2 = \frac{E_y}{G - 2\mu} = 2$$

$$\delta_1 = \frac{(\alpha_1^{1/2} - 1)}{(\alpha_1^{1/2} + 1)}$$

$$\delta_2 = \frac{(\alpha_2^{1/2} - 1)}{(\alpha_2^{1/2} + 1)}$$

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 n_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 80 kg/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.- Ensayes 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.

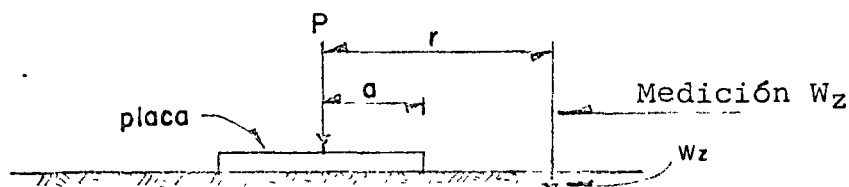
Aunque, ciertamente la roca no es ni homogénea ni elástica, se acostumbra interpretar los resultados de ensaye a partir de la teoría elástica, asignando a la roca valores de constantes elásticas apropiadas como el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν). La justificación de este procedimiento 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:

$$W_{z(0 < r < a)} = \frac{P(1-\gamma^2)}{2Ea}$$

Cuando la medición se hace fuera de la placa, se tiene:

$$W_z = \frac{P(1-\gamma^2)}{\pi E a} \quad \text{arco sen } \frac{a}{r}$$

Placa flexible llena

Para $r = 0$ $W_{z(r=0)} = \frac{2(1-\gamma^2)P}{\pi E a}$

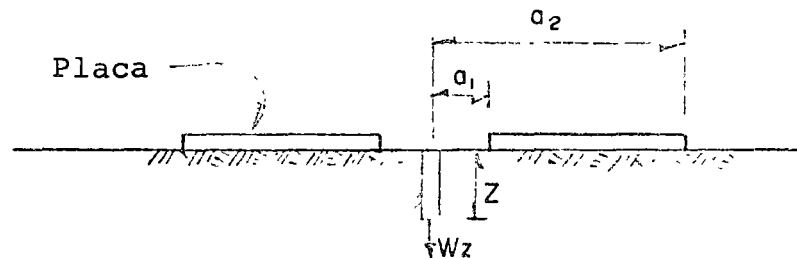
para $r = a$ $W_{z(r=a)} = \frac{4(1-\gamma^2)P}{\pi E a}$

Para un punto fuera de la placa:

$$W_z = \frac{4(1-\nu^2)}{\pi E a} P \left[\int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta} d\theta - \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \int_0^{\pi/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}} \right]$$

Se obtienen mediante las tablas de integrales elípticas

Placa flexible con agujero en el centro



El módulo elástico se determina mediante la siguiente expresión:

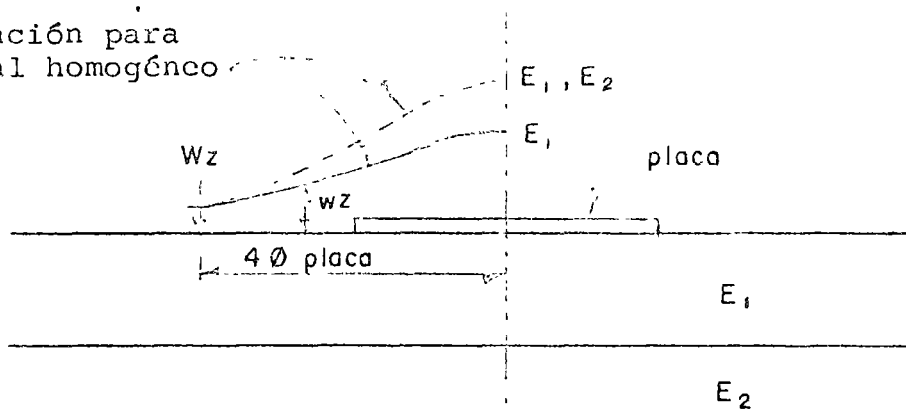
$$E = \frac{P}{W_z} \left\{ \left[(1+\nu) Z^2 \right] \left[\frac{1}{(a_2^2 + Z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_1^2 + Z^2)^{1/2}} \right] + 2(1-\nu Z) \left[(a_2^2 + Z^2)^{1/2} - (a_1^2 + Z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

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-

jas 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:

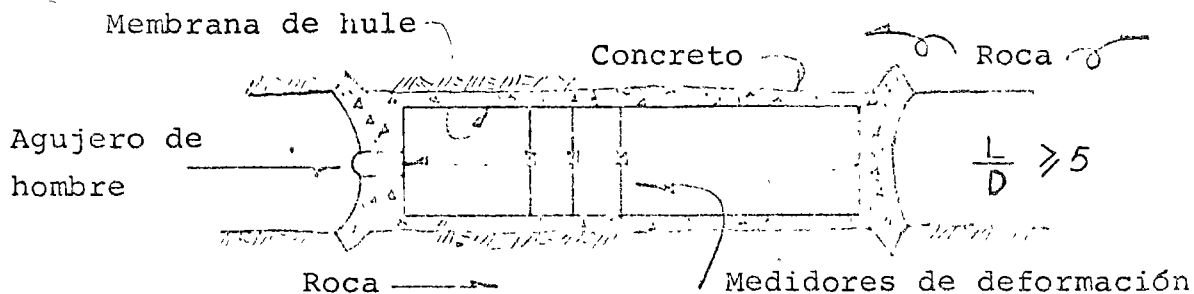


Fig. 34.- Ensayo de presión en galería

El módulo elástico se determina mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{p D}{\Delta D} (1 + \gamma)$$

en donde:

p = presión del agua

D = diámetro interior

γ = 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:

$$E = \frac{p D^2}{4 r \delta_r} (1 + \gamma)$$

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:

$$E = \frac{p D}{\Delta D} \left(\log_c \sqrt{\frac{p}{R_t}} + 1 + \gamma \right)$$

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 0.4cm 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 las 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)

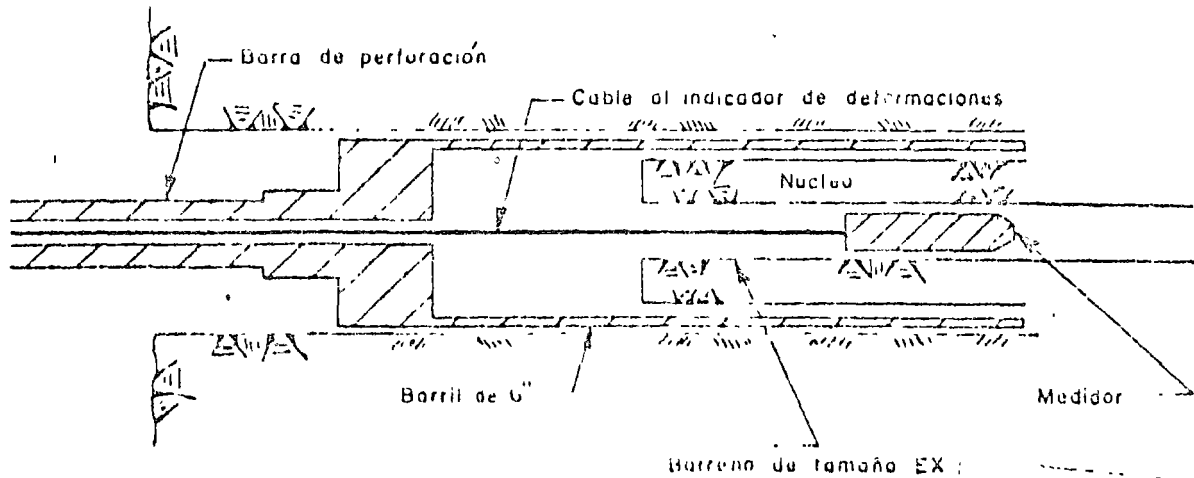
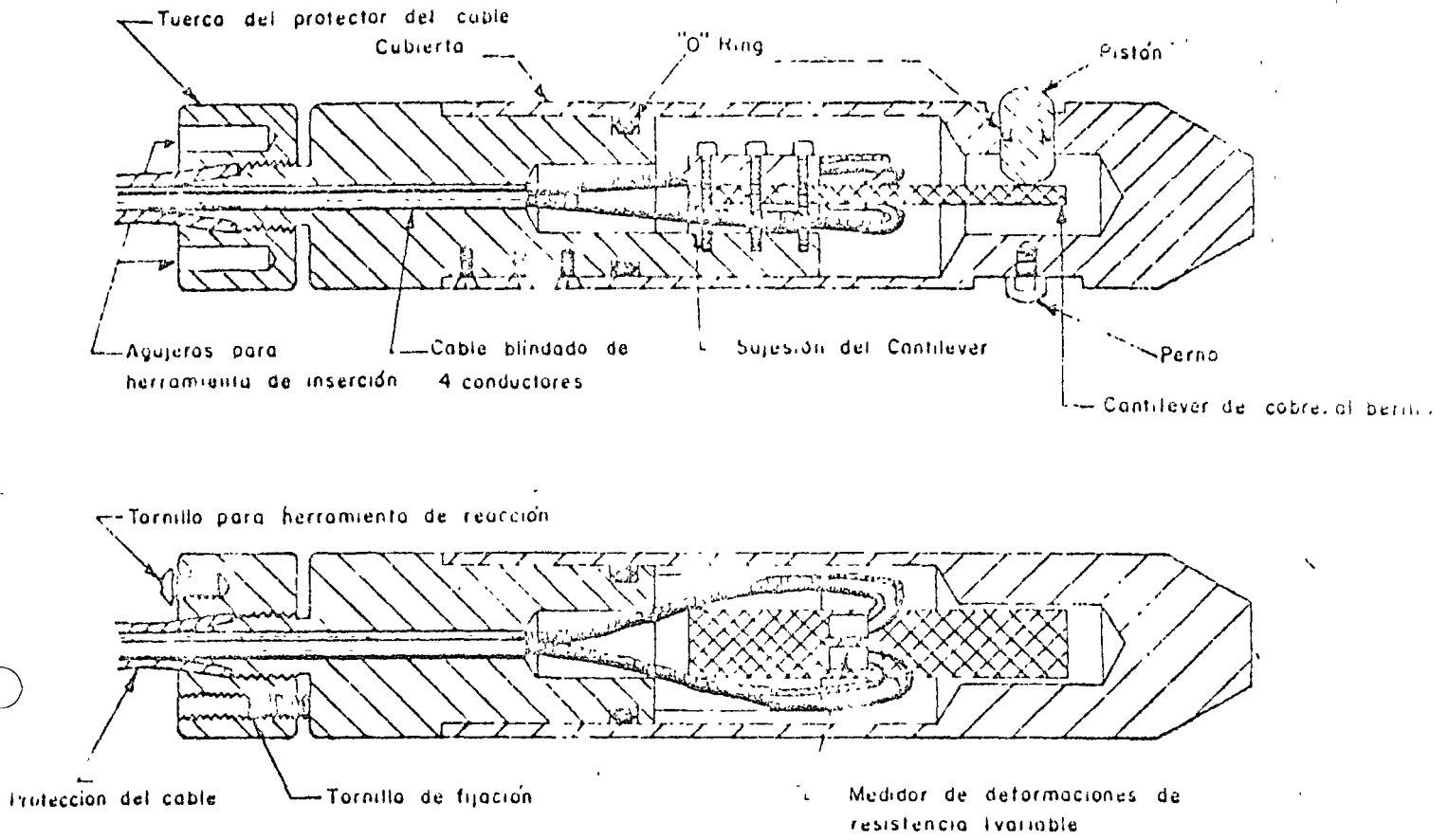
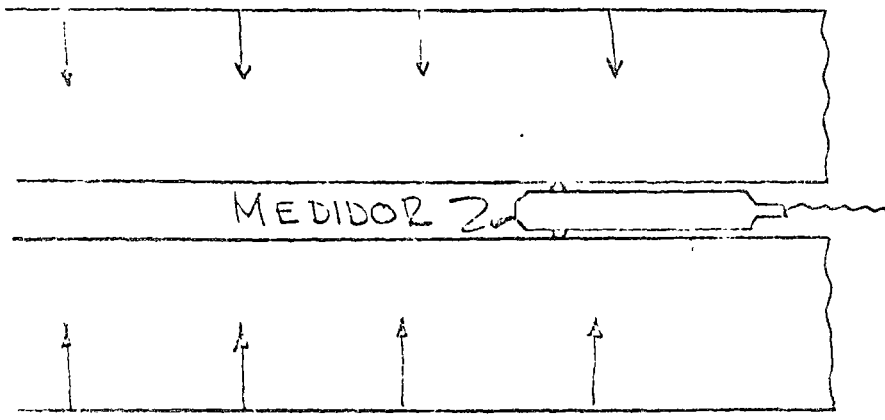
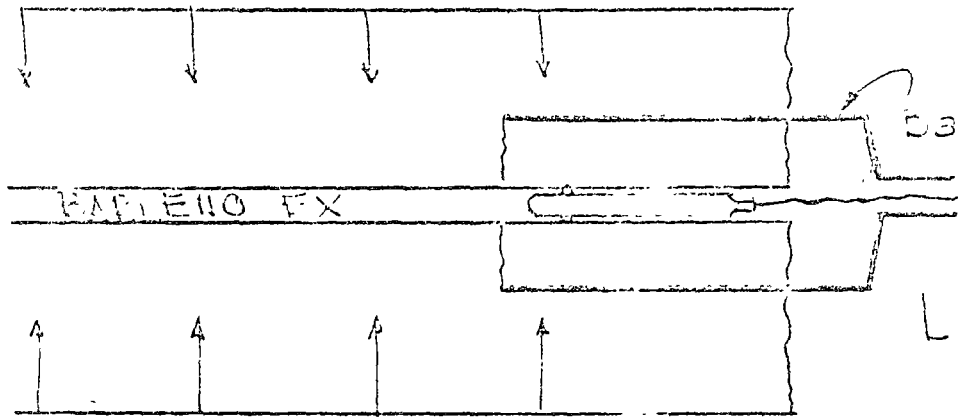


Fig. 1



- 1ª Medición

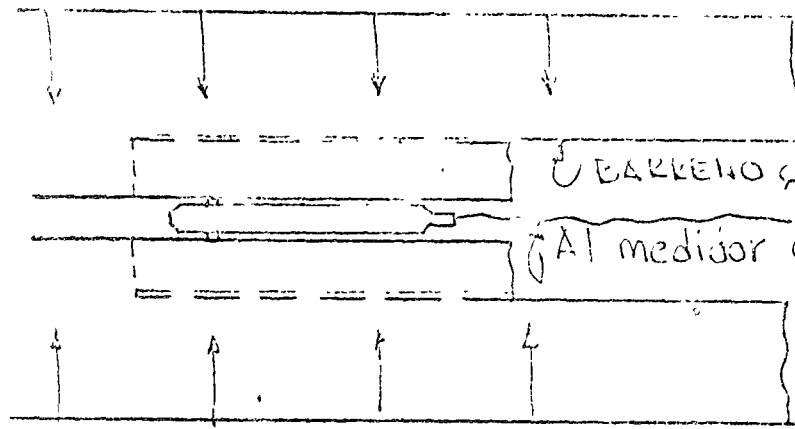
Lectura inicial



1ª Medición

BARRERA

Lectura final



2ª Medición
Dispositivo girato 60°

BARRERNO $\phi 6''$

AL medidor de deformaciones

Lectura inicial

PRUEBA DE SOBRECARGACION
MEDIDOR DE DEFORMACION TRILINEAL
 DISPOSITIVO DE MERRILL, USCM

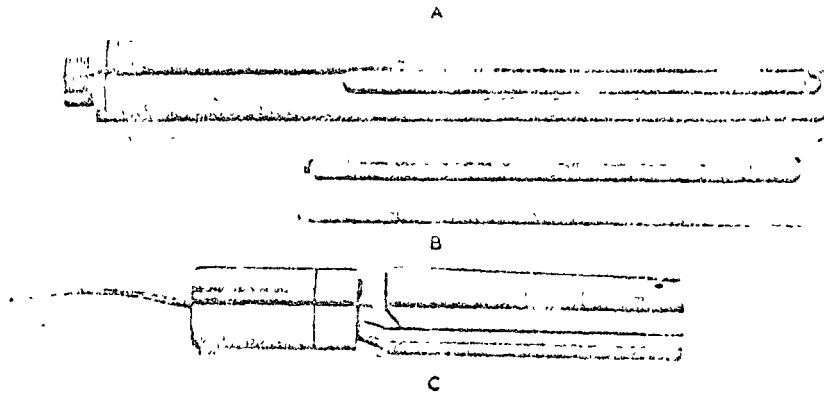


Fig. 3. Rigid inclusion gage with tapered mounting sleeve. (After Potts and Tomlin¹⁴)

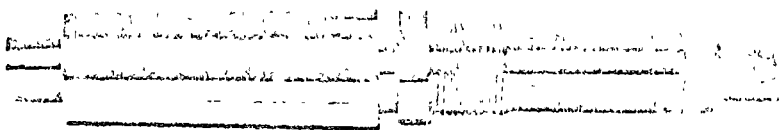
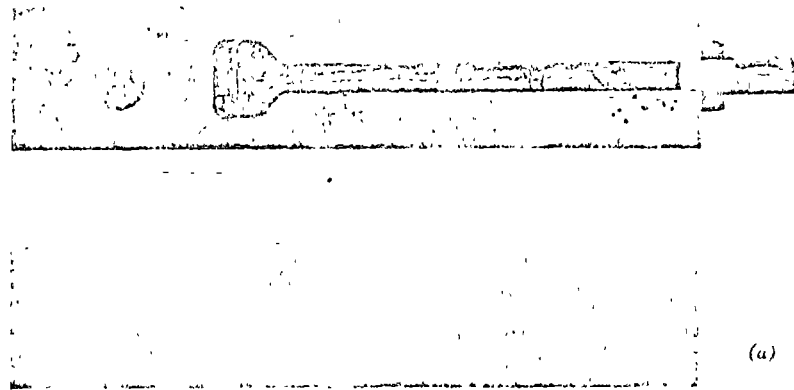


Fig. 4. Rigid inclusion gage (After Wilson¹⁵) (a) Two halves ready for joining, (b) Assembled gage.

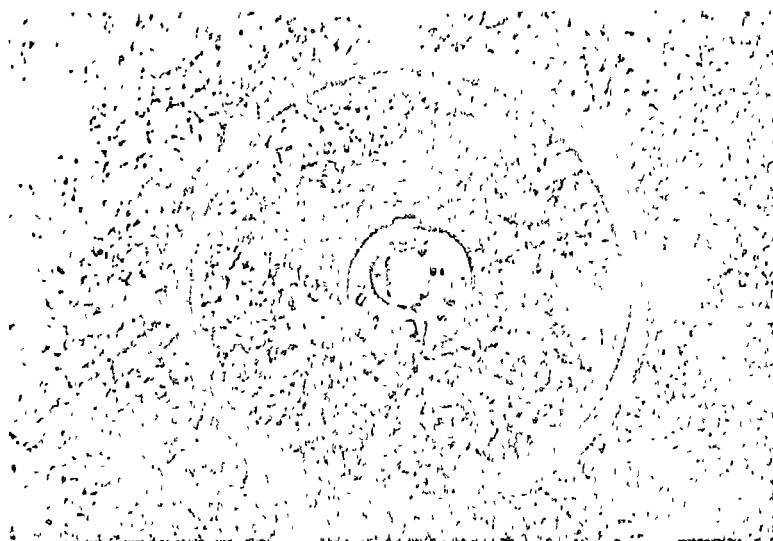


Figura 5 Tensimetro de Hawkes

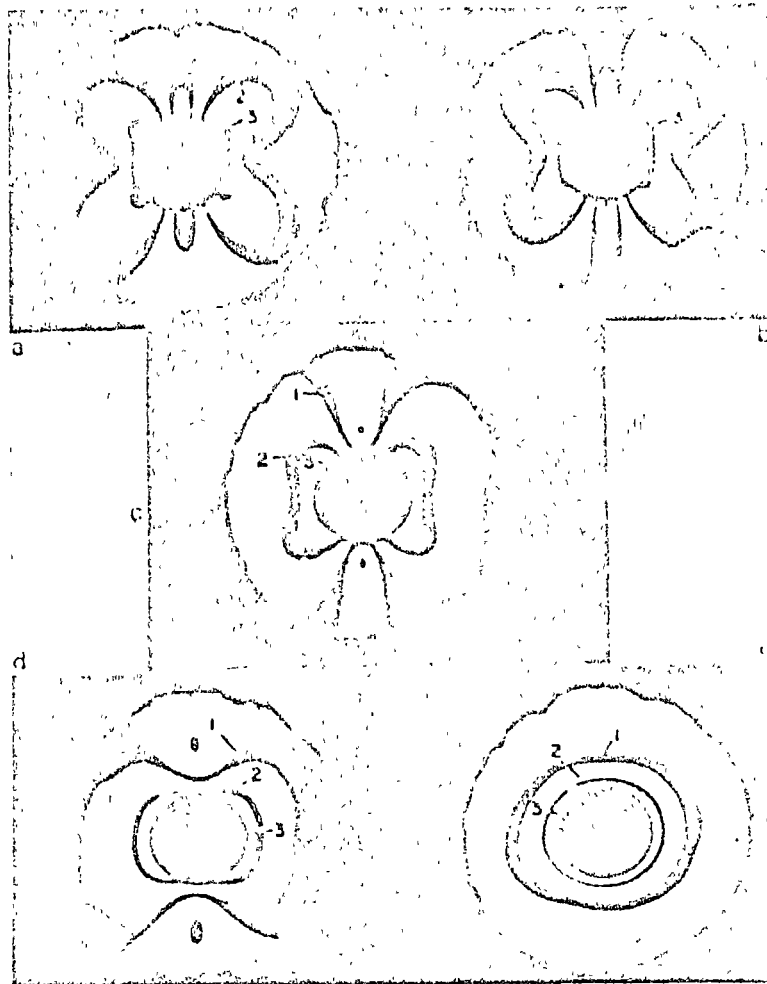


Figura 6) Señales presentadas por una célula fotoelástica biaxial en diversos campos tensionales (todas con una franja de tercer orden)

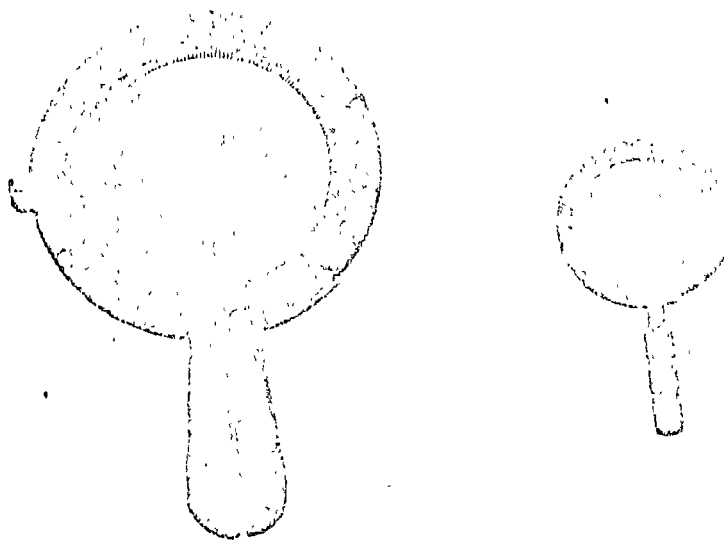


Figura 7) Lupas analizadoras

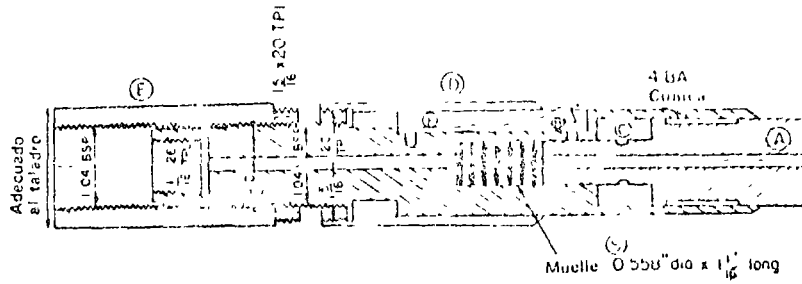
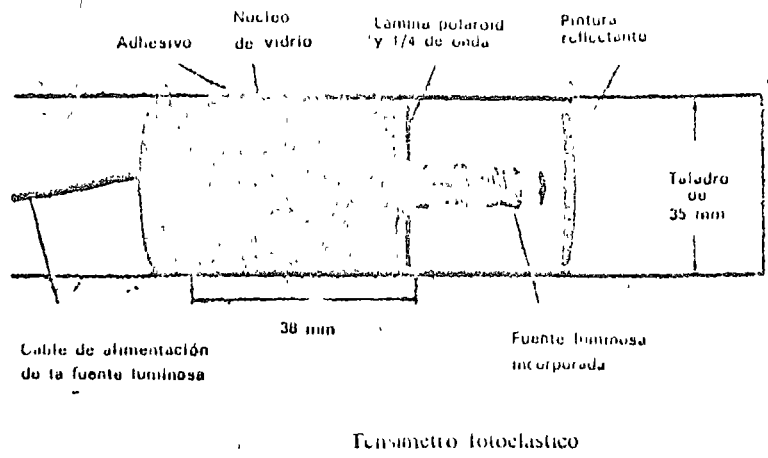


Figura 8. Dispositivo con muelle de liberación automática para la colocación del tensímetro fotoelástico en taladros profundos

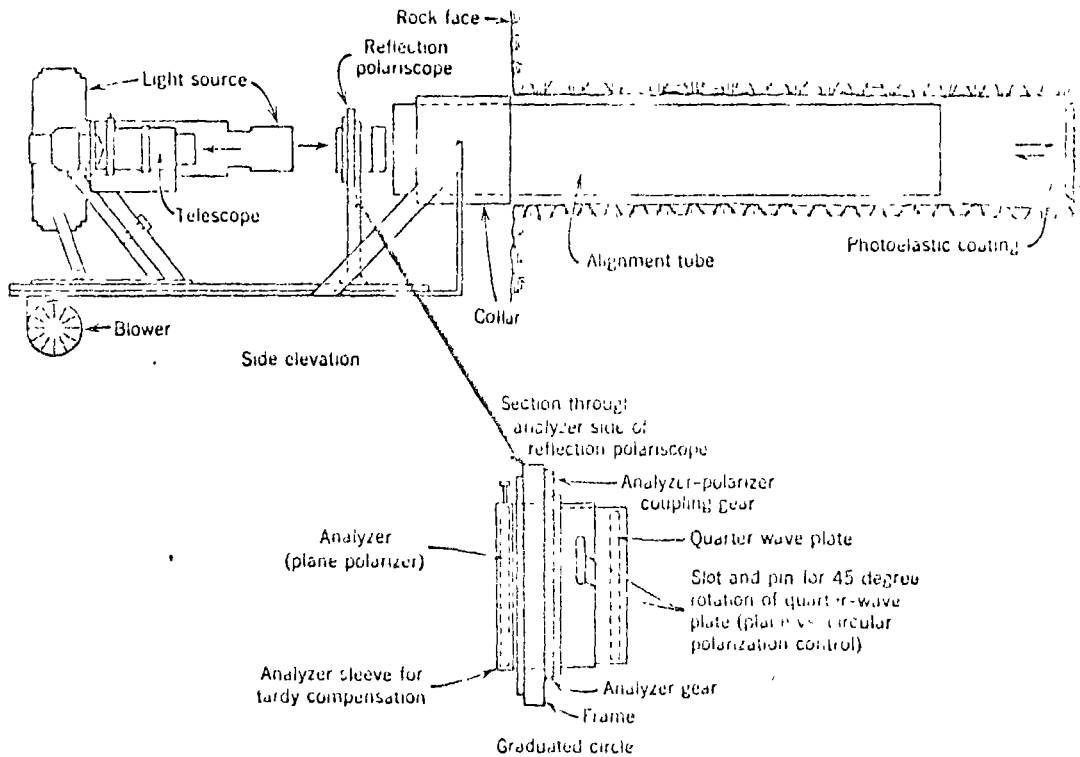


Fig. 9. Borehole polariscope (private communication from Professor Pineo).

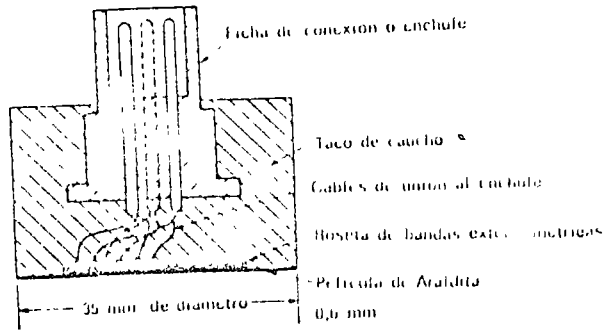


Figura 10 «Doorstopper» de Leeman

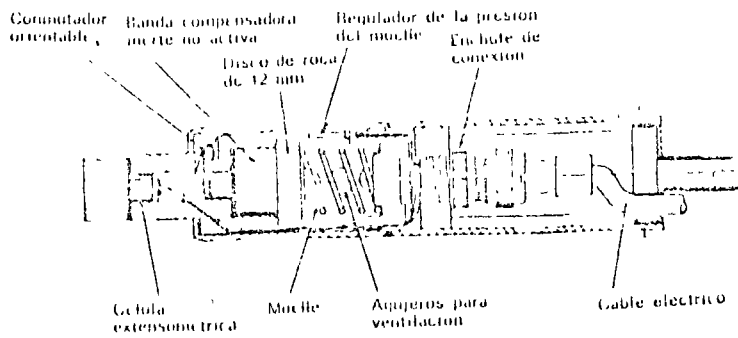


Figura 11 Elemento de inserción de la celda de Leeman

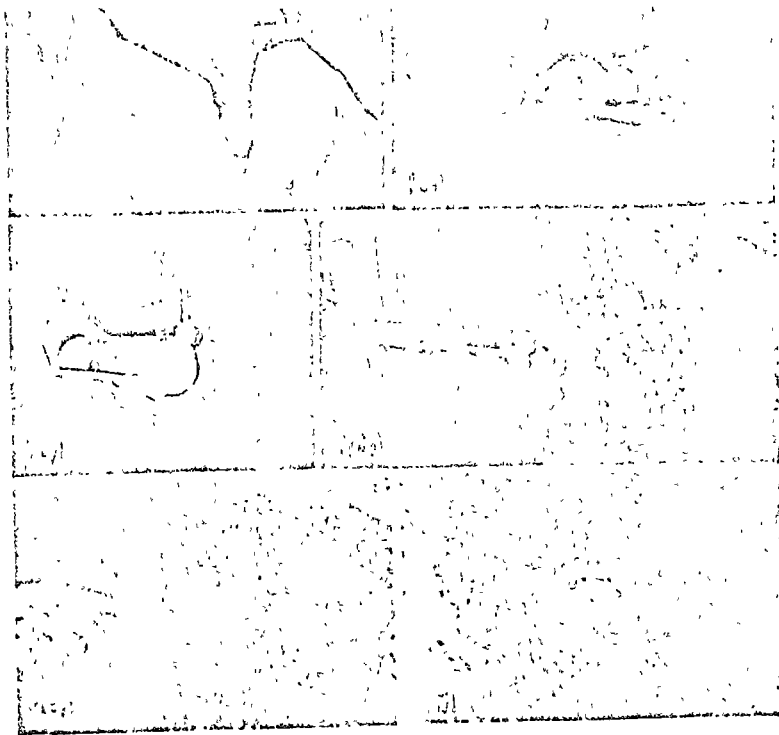
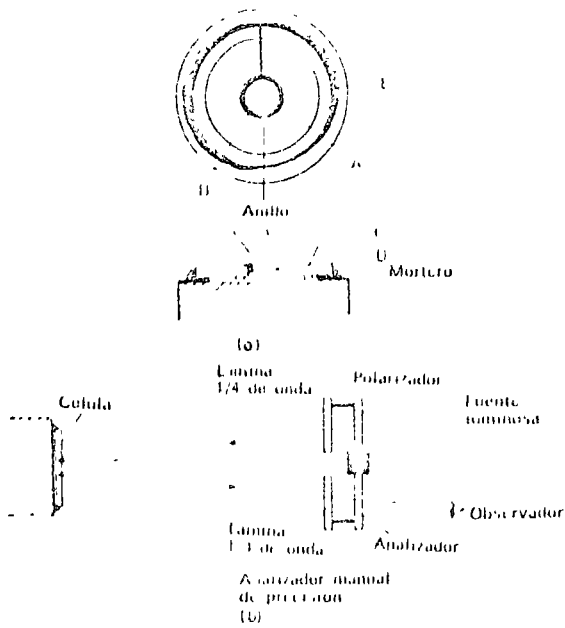


Figura 121 Colocación de la célula fotoelástica biaxial para medir tensiones *in situ*



(a) Célula fotoelástica biaxial; (b) Sistema de observación

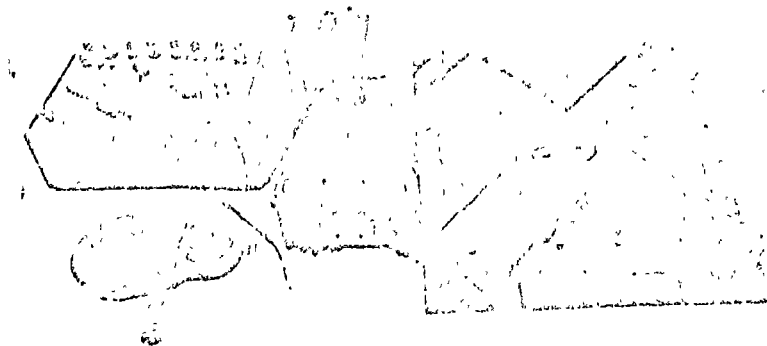


Figura 122 (a) Equipo de calibrado de la célula fotoelástica biaxial

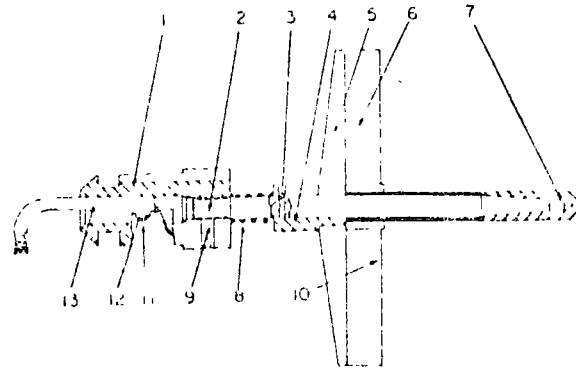


Figura 14 Célula de Slobodov (WNIM)

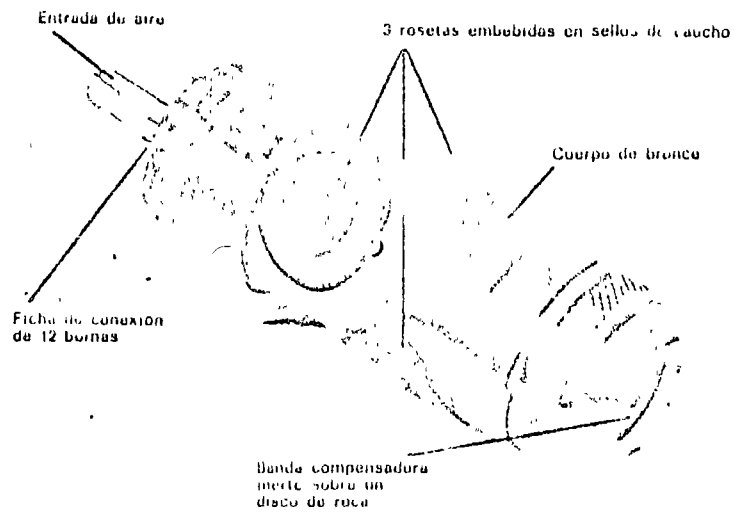


Figura 15 Célula múltiple de Leeman

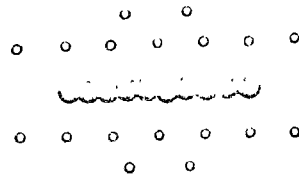


Figura 16 Disposición de la red y los puntos de medida para la determinación de tensiones *in situ* con gatós planos

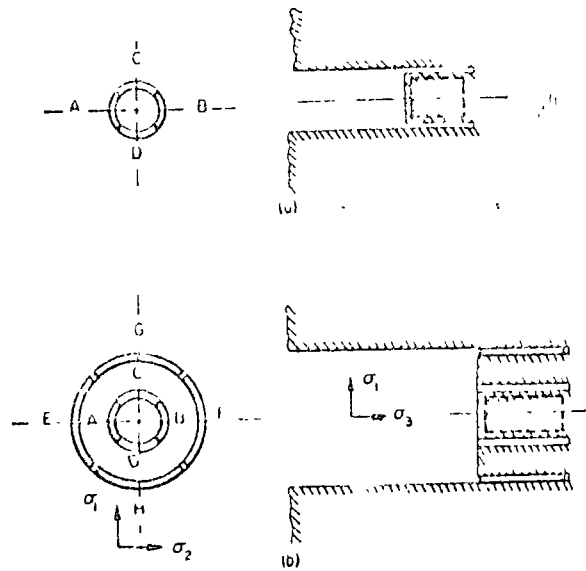


Figura 17 Determinación de tensiones absolutas mediante gatós curvos

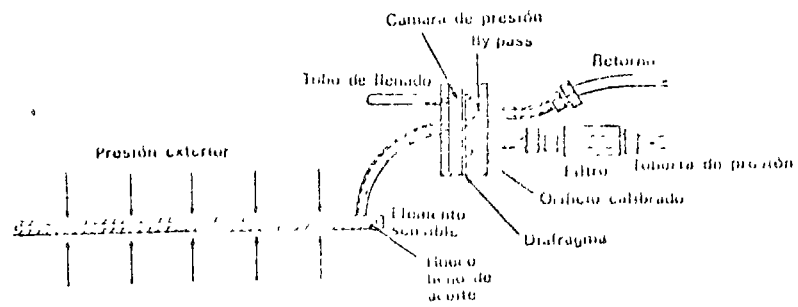


Figura 18 Célula de Götzi (ferromagnética)

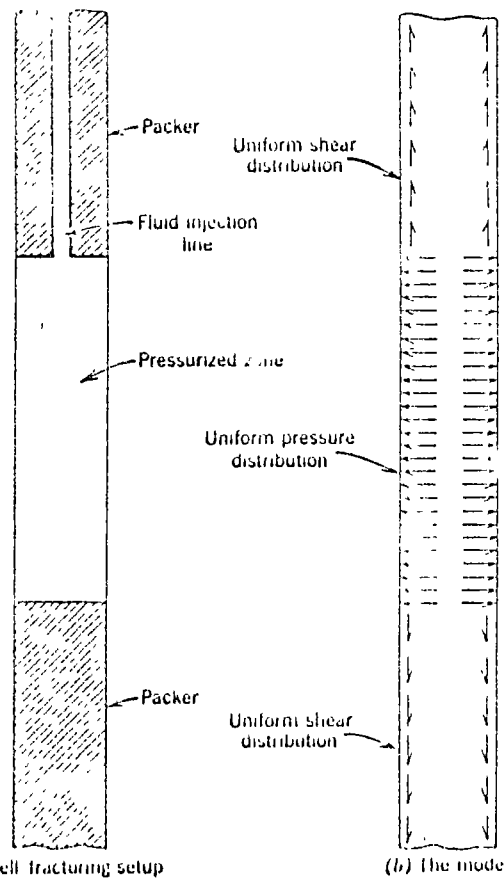
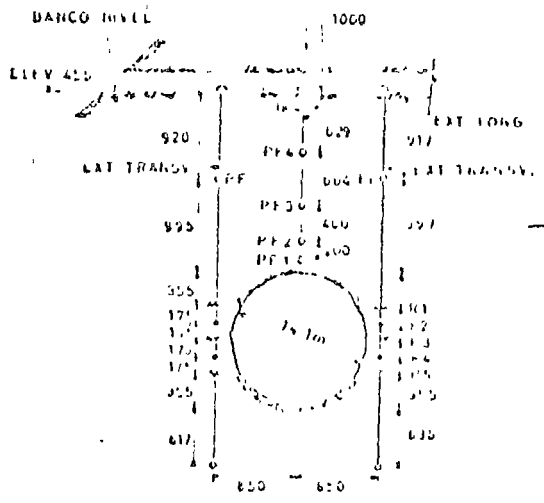
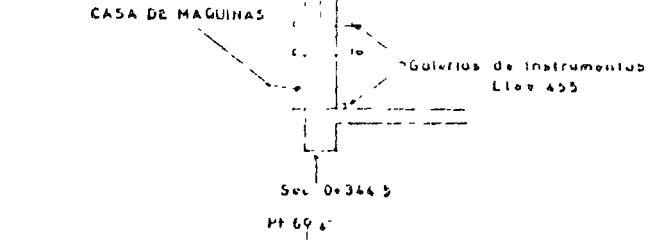
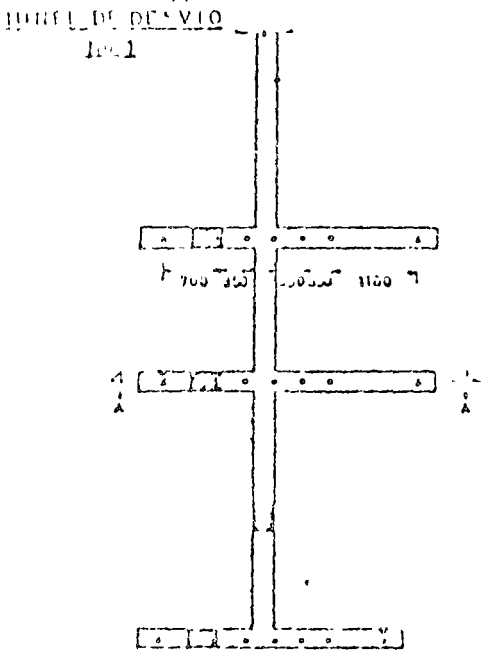
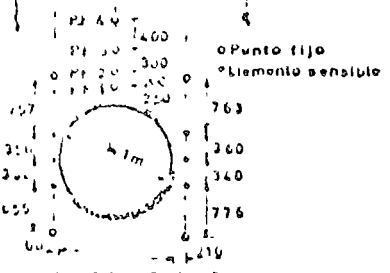
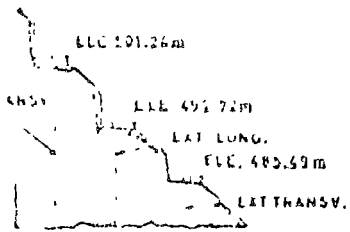
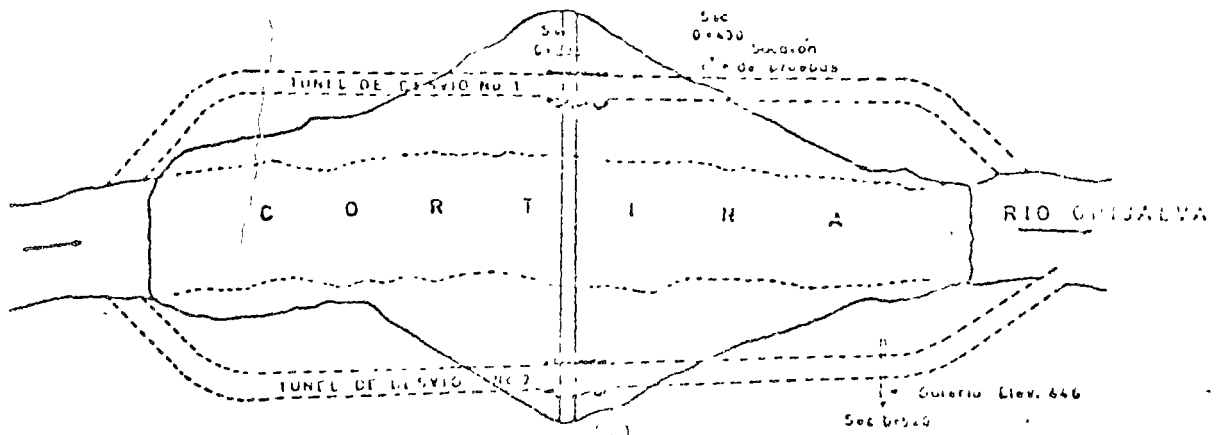
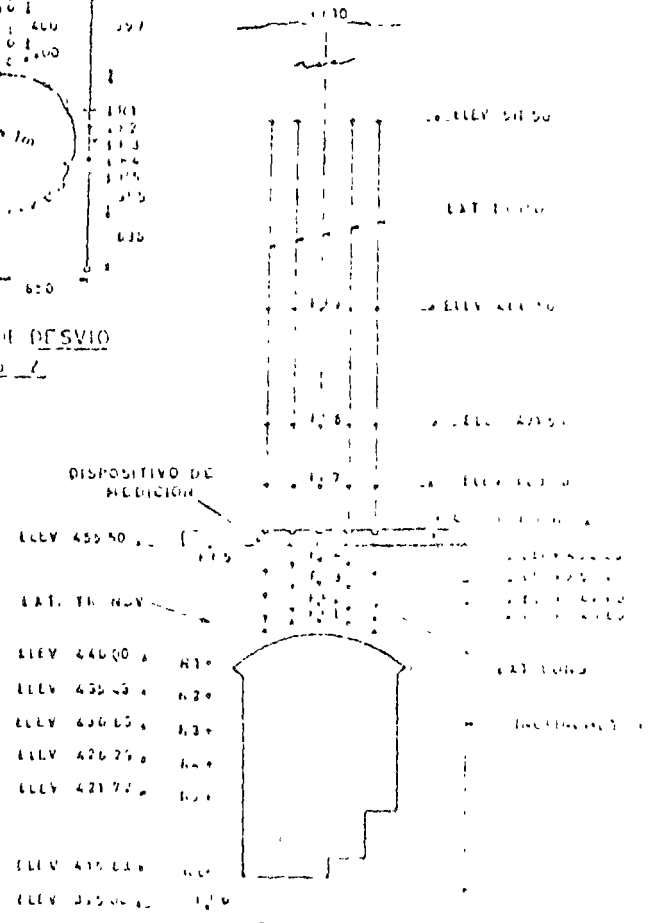


Fig. 10. Schematic diagram of the pressurized section and the accompanying stresses. (After Kehle,¹⁴)

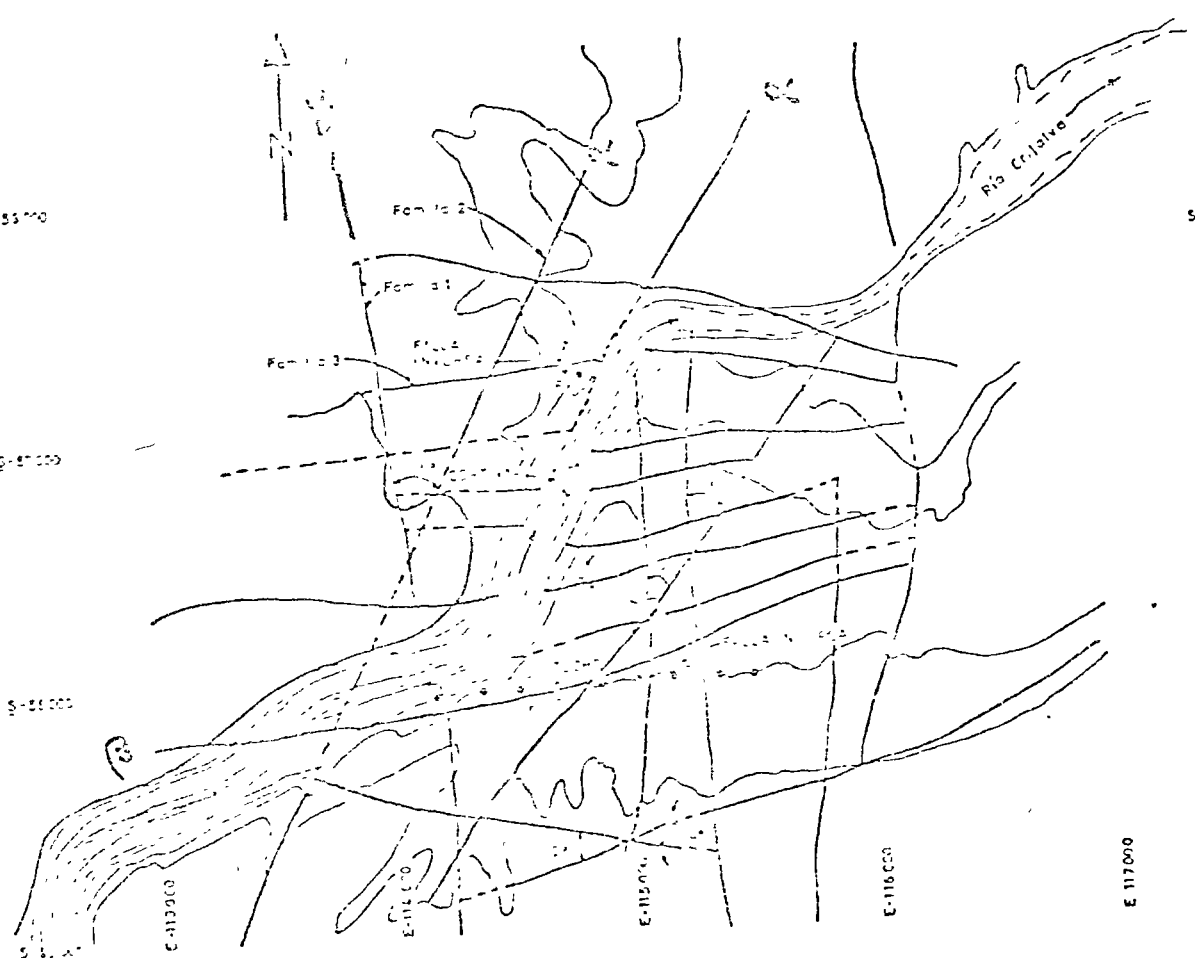


TUNEL DE DESVIO No 2

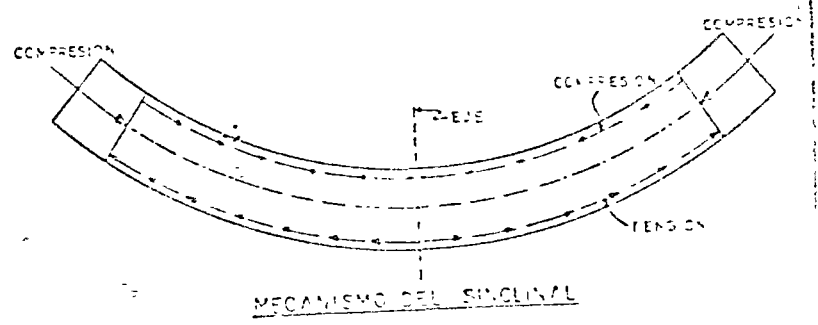
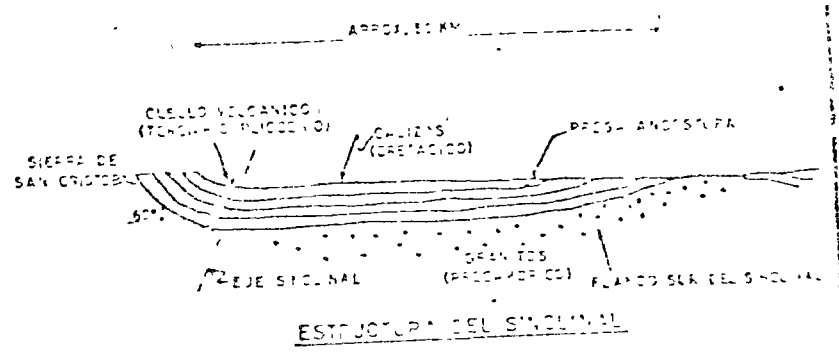


CORTE A-A LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS Y SITIOS DE PRUEBAS

A- INCLINOMETRO
 O- EXT. LONGITUDINAL
 X- EXT. TRANSVERSAL
 S- SITIO DE PRUEBAS
 LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 CASA DE MAQUINAS



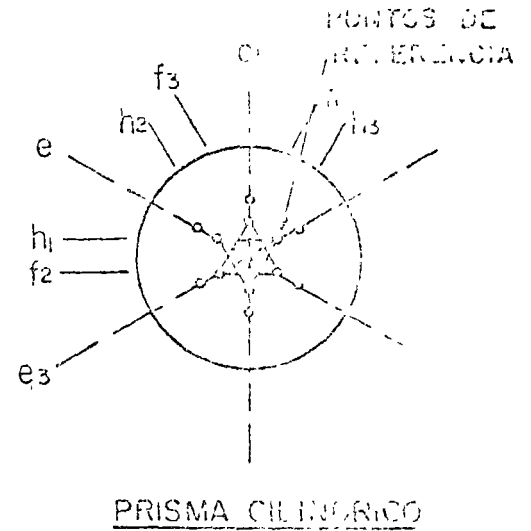
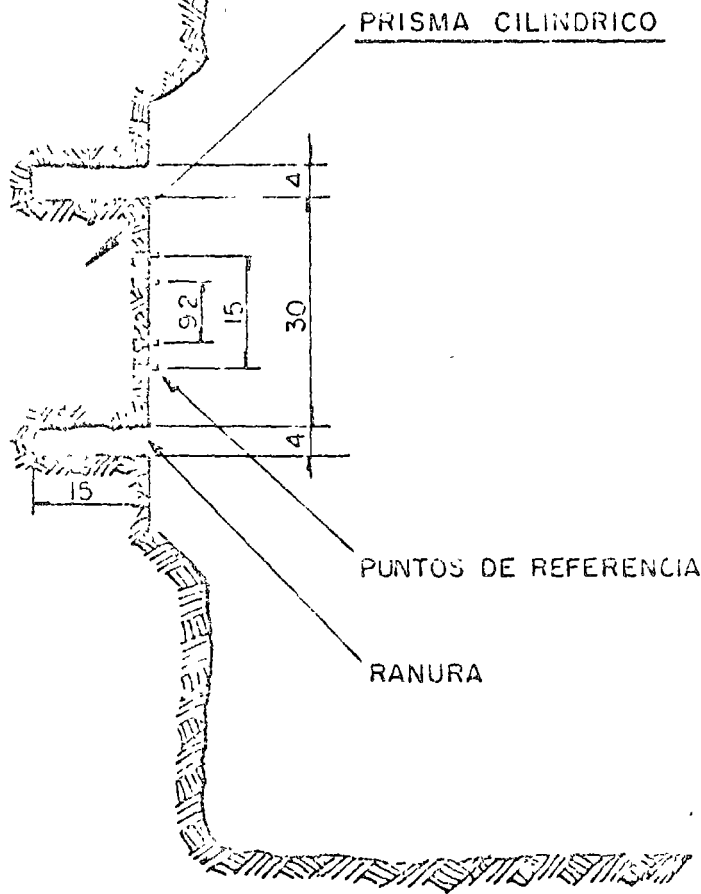
SISTEMAS DE EFRACTURAS EN EL SITIO DE LA PRESA LA ANGOSTURA



USO DE LA REGION
SINCLINAL

MACIZO
ROCOSO

SOCAVON



Acotaciones en mm.

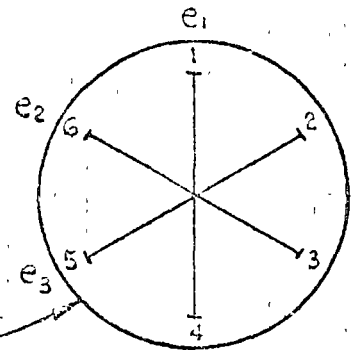
" PRUEBA DE ROSETA "

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, fijándolos con epoxy.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con precisión de 0.001mm.
- 4.- Barrenación de la ranura de forma circular, de 30cm de diámetro, 15cm de profundidad y 4cm 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 cilíndrico de roca).
- 6.- Medición de estas deformaciones en tres direcciones a 60°.
- 7.- Obtención de la dirección de deformaciones principales.

Deformaciones transversales unitarias, g , $\times 10^{-4}$

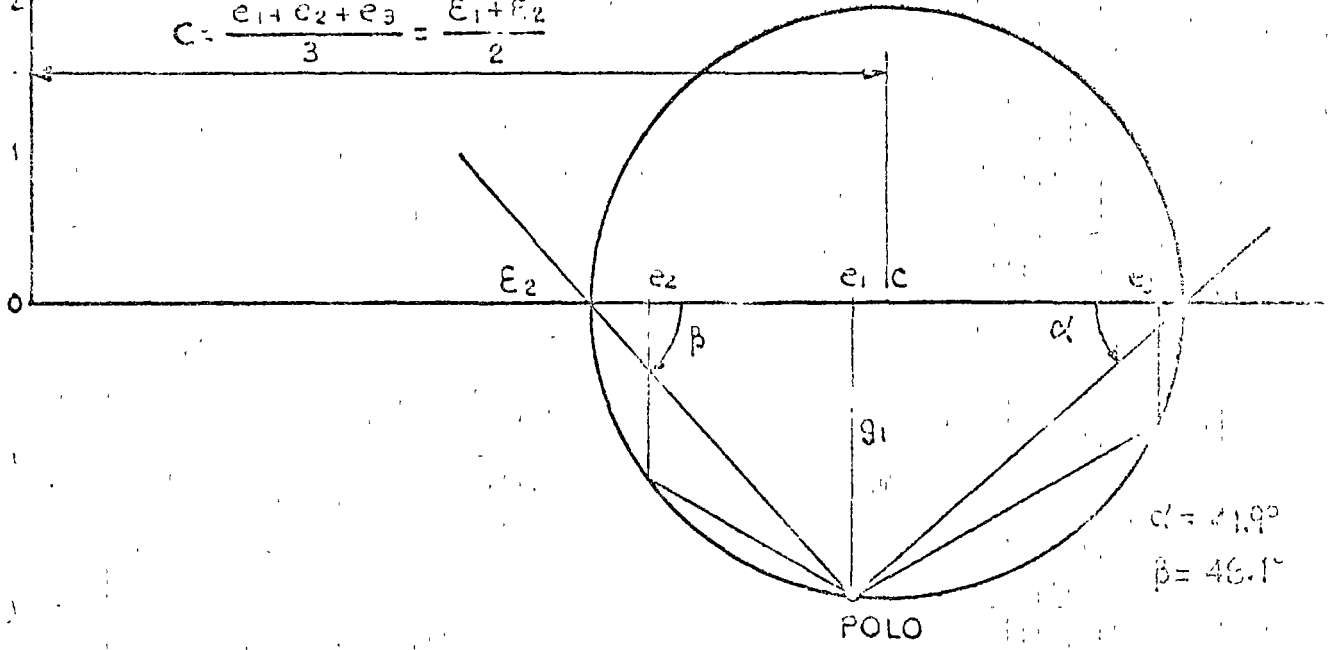


Diámetro cilindro: 21 cm
Profundidad ranura: 21 cm

Línea	Dist. mm	Def. total mm	Def. unitaria $\times 10^{-4}$	Dirección
1-4	150.214	0.081	5.39	ϵ_1
5-2	150.194	0.111	7.39	ϵ_2
6-3	150.187	0.061	4.06	ϵ_3

$$g_1 = \frac{e_2 - e_3}{\sqrt{3}} ; \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2} = c$$

$$c = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$$

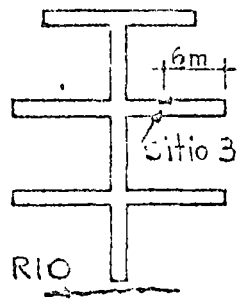


$\alpha = 41.9^\circ$
 $\beta = 46.1^\circ$

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, CHIC. —
— CASA DE MAQUINAS. —

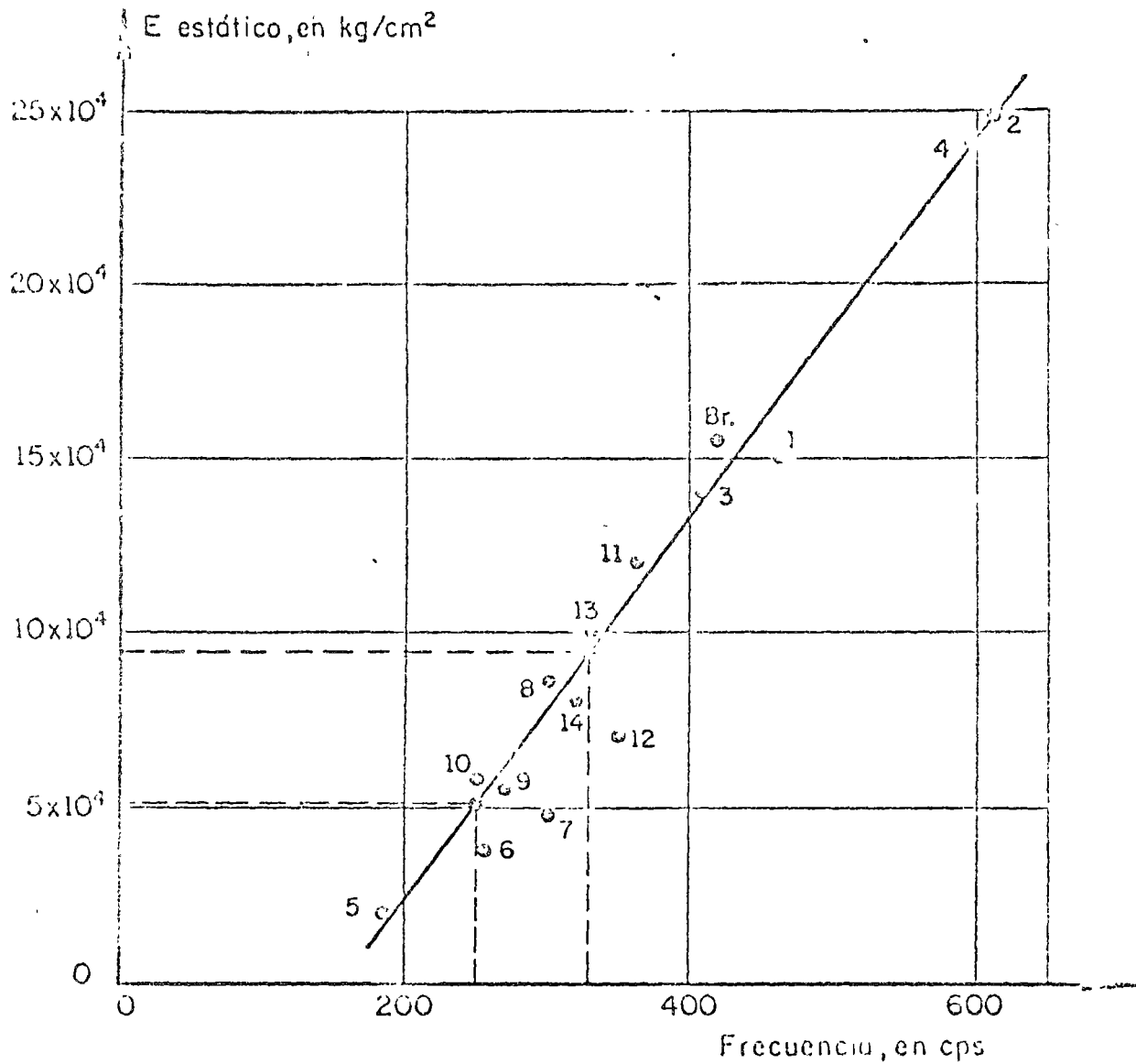
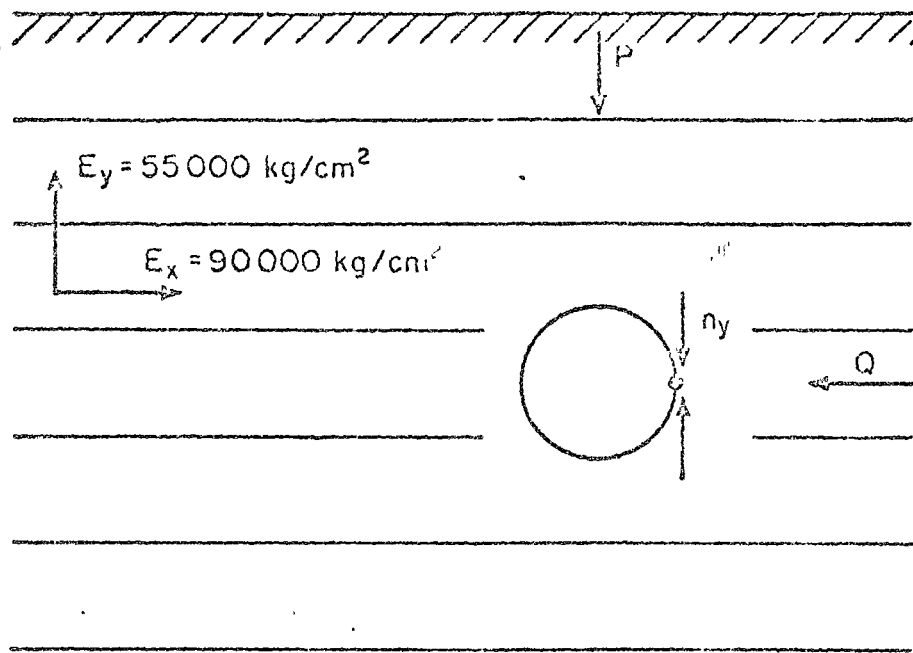


Fig 24. Relación experimental entre el módulo estático medido con placa y la frecuencia de la onda transversal

Tabla 1. EFECTO DE ALTIOS DE BARRERA

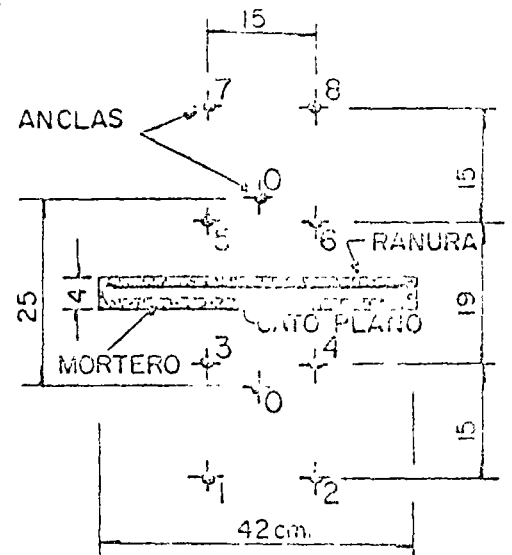
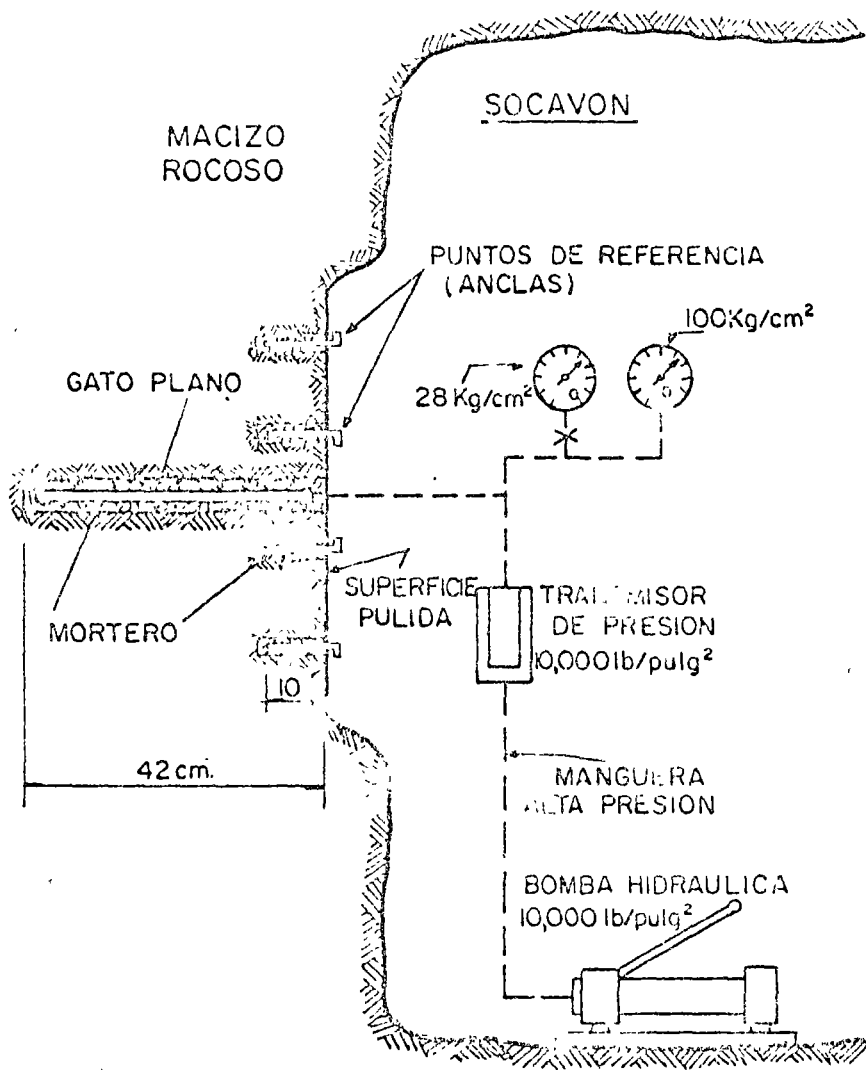
Prue Nº	$\bar{x}_x \times 10^4$ promedio	$\bar{x}_y \times 10^4$ promedio	$\frac{1}{2} \gamma_{xy} \times 10^4$ promedio	n_x kg/cm ²	n_y kg/cm ²	t_{xy} kg/cm ²	Observaciones
2	7	9.2	-3.5	102.8	81.2	-14	Diámetro del cilindro de prueba: 15 cm Profundidad de la ranura: 7.5 cm
2	6.5	6.7	-4.0	90.3	63.1	-16	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	83.3	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	6.1	1	120.5	67.6	4.0	Diámetro del cilindro de prueba: 21 cm Profundidad de la ranura: 21 cm
9	10.0	4.9	0.4	120.7	60.8	1.6	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	9.1	5.6	0.3	120.7	60.5	1.2	Operador 3. Diámetro del cilindro de prueba: 30 cm Profundidad de la ranura: 15 cm

Los datos de la tabla $n_x = 10^4$ $n_y = 10^4$ $t_{xy} = 10^4$

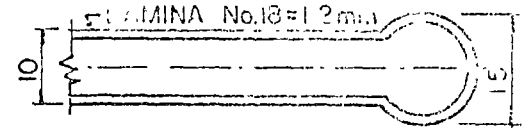


$$n_y = (1+\gamma_1)(1+\gamma_2) \left[\frac{P(3+\gamma_1+\gamma_2-\gamma_1\gamma_2)}{(1+\gamma_1)^2(1+\gamma_2)^2} + \frac{Q(\gamma_1+\gamma_2-\gamma_1\gamma_2-1)}{(1-\gamma_1)^2(1-\gamma_2)^2} \right]$$

Fig.26 Túnel en un medio de anisotropía transversa



DISTRIBUCION DE ANCLAS

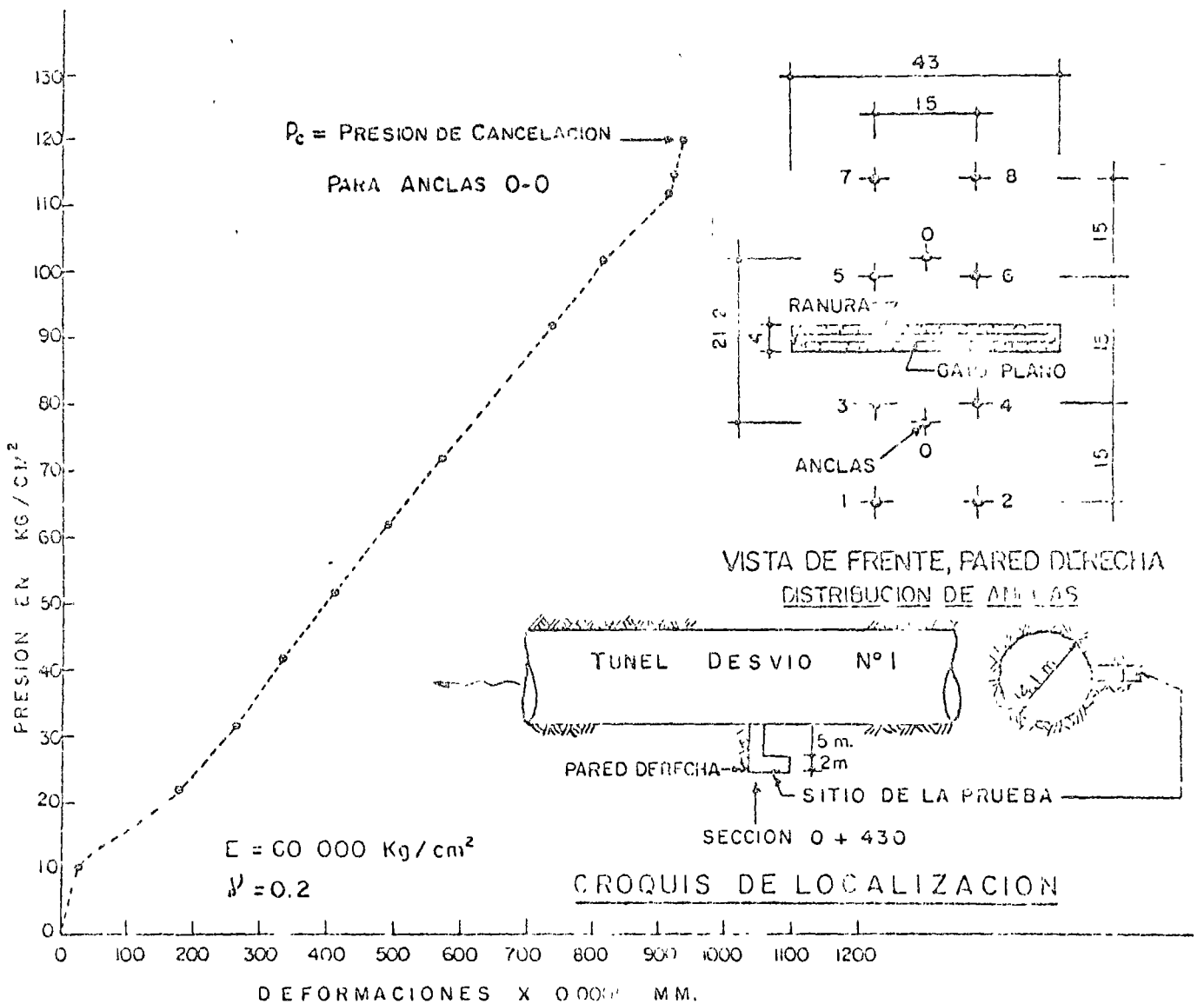


SECCION GATO PLANO

**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 50Kg/cm² a los 7 días.
- 8.- Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9.- Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.



LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO *

LÍNEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA 120 Kg/cm ² DE PRESION
1-3	515	795	505
1-4	548	670	525
2-4	485	550	-----
2-5	410	535	420
3-5	1060	50	1015
3-6	1130	415	1138
4-6	1180	225	-----
4-5	530	225	925
5-7	370	570	400
5-8	510	670	300
5-6	288	505	300
6-7	578	760	655
0-0	1090	155	1090

* EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA

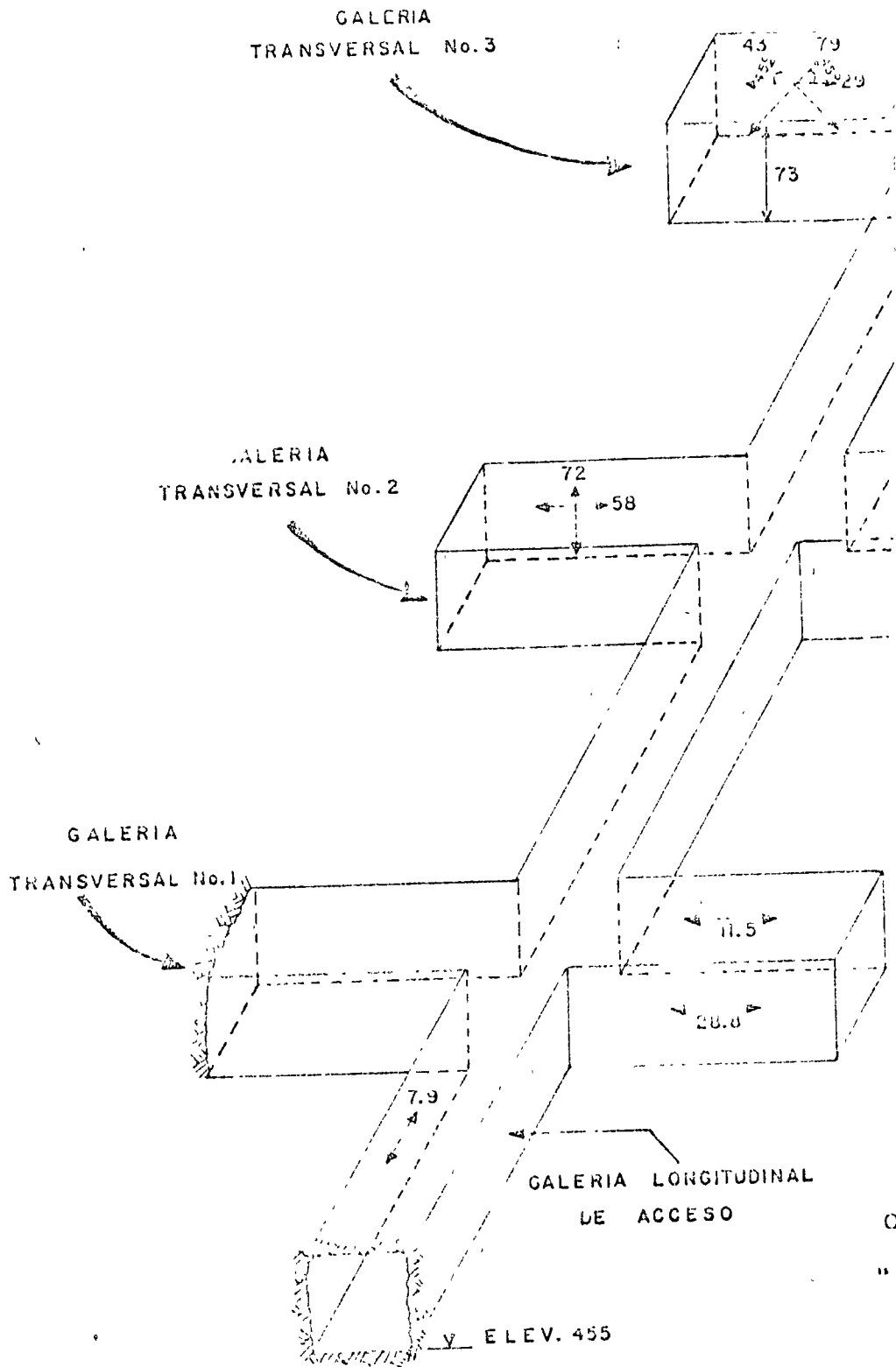
F E, LAB. MEC. DE ROCAS
MAYO 16 DE 1970 OPERADOR: ING. J.H.U Y E.E.Q

P.H. ANGOSTURA, CHIS.
TUNEL DE DESVIO Nº 1
SOCAVON DE PRUEBAS
SECCION 0+430

PRUEBA DE "GATO PLANO"
GATO EN POSICION HORIZONTAL
PRESION DE CANCELACION VERTICAL

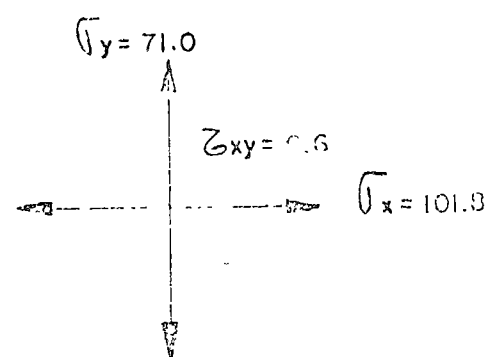
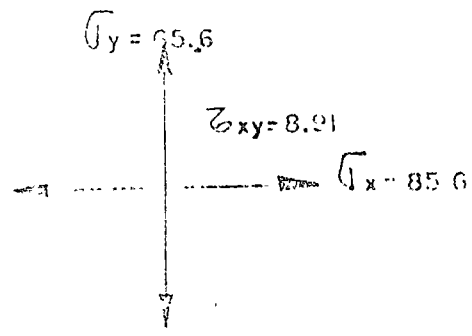
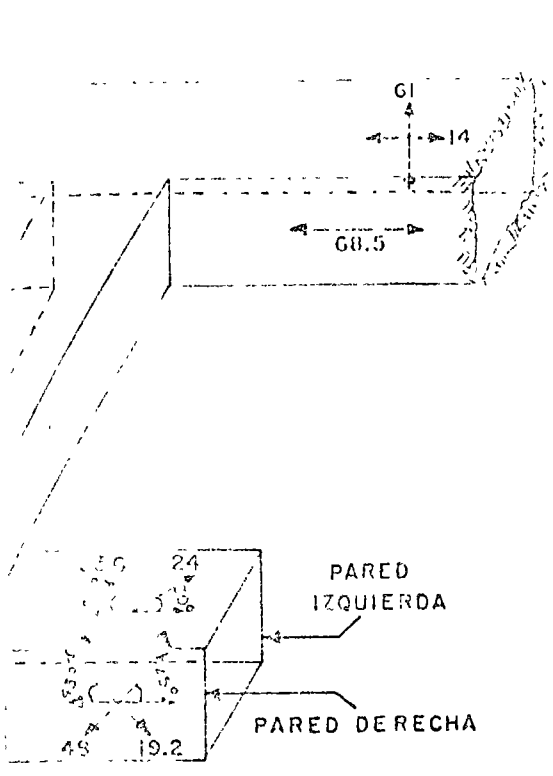
$$\sigma_n = \frac{p_c (c_1 - d)}{c} = \frac{120(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$\sigma_n = 86.5 \text{ kg/cm}^2$$



GALERIAS DE EXPLORACION
E INSTRUMENTACION SOBRE
DE MAQUINAS, MARGEN E





Valores de esfuerzos normales calculados de ensayos de roseta de deformaciones

ESFUERZOS NORMALES
 OBTENIDOS EN PRUEBAS DE
 "CORTO PLANO" y "ROSETA DE --
 DEFORMACIONES"

IN GEOLOGICA
 DE LA CASA
 DE LA DERECHA.

Fig. 28



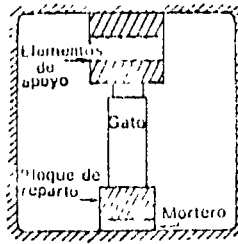


Figura 30 Ensayo de carga en un tunel

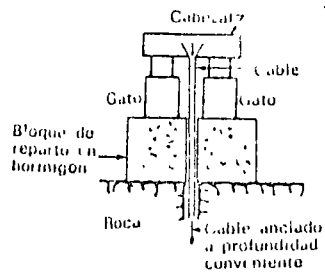


Figura 31 Ensayo con cable de anclaje

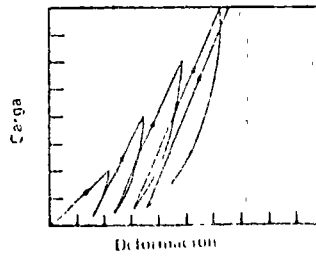
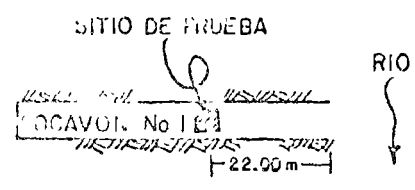
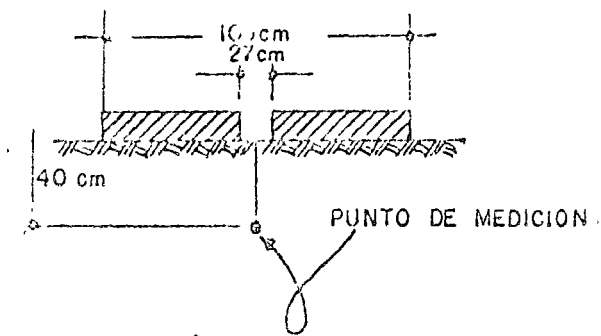


Figura 32 Tipica curva carga-deformacion

P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON No 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 PISO 0
 15 OCT 1974



$$E = \frac{\nu'}{\delta} \left\{ (1-\gamma) z^2 \left[\frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} \right] + (1-\gamma^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

CROQUIS DE LOCALIZACION

- Z = 40.0 cm.
- a₂ = 54.5 cm
- a₁ = 13.5 cm.
- γ = 0.25

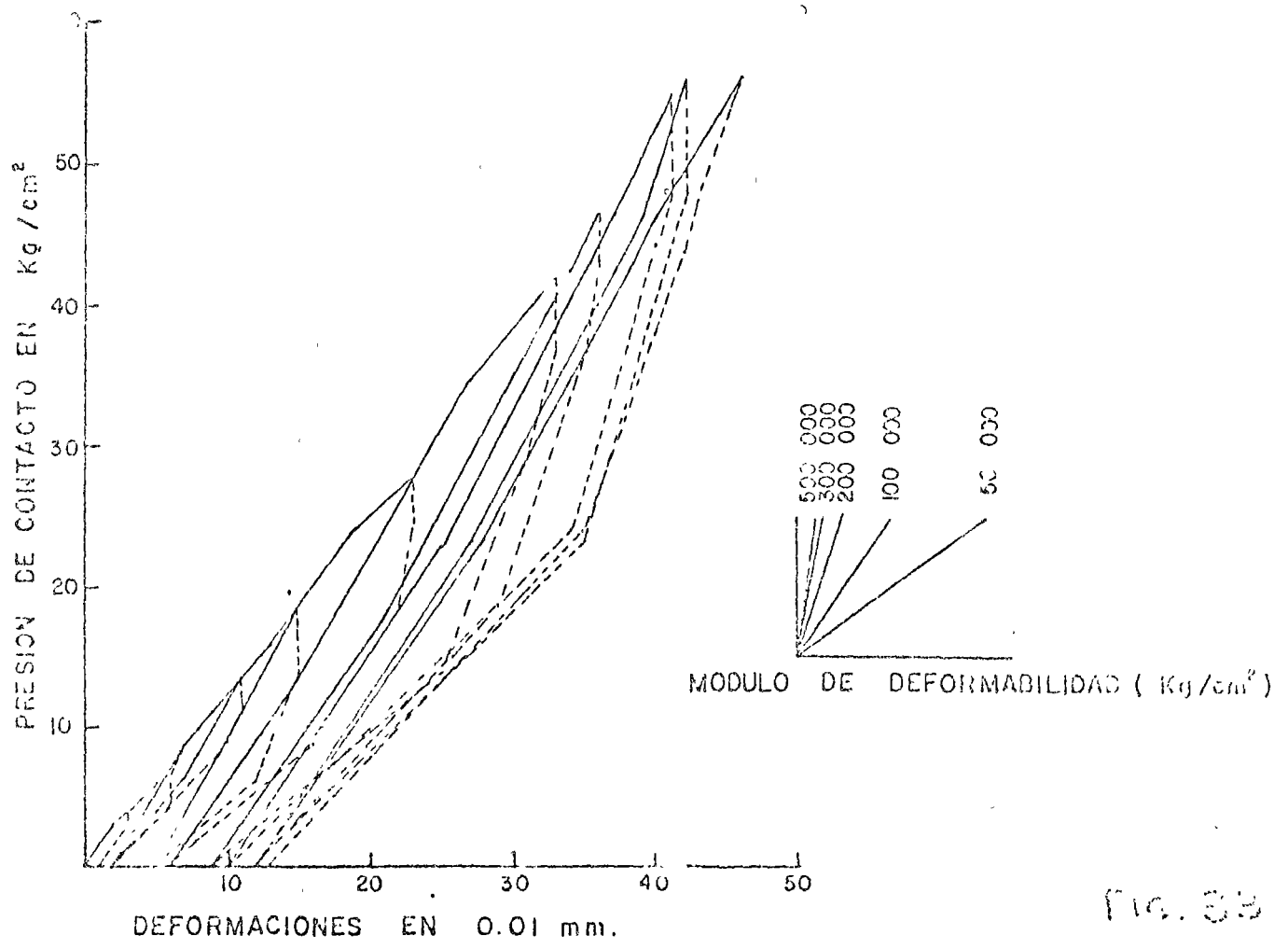


Fig. 33

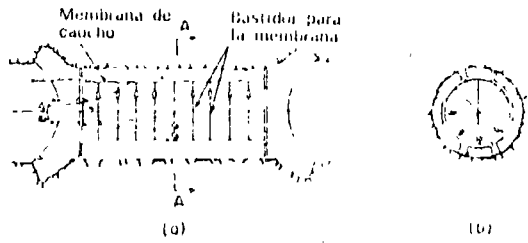


Figura 34 Ensayo de presión en galería normalizado. (a) Galería en sección longitudinal; (b) Sección A-A

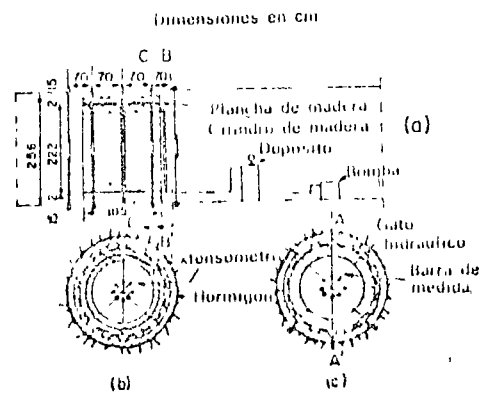
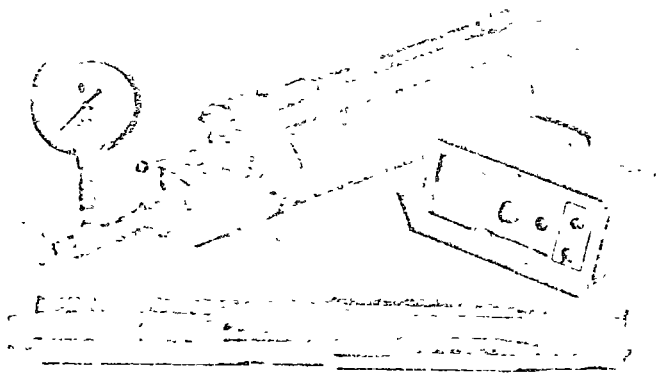


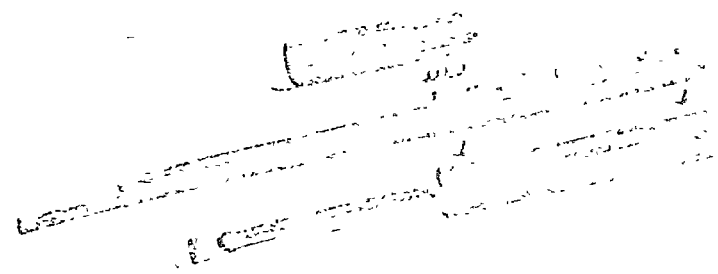
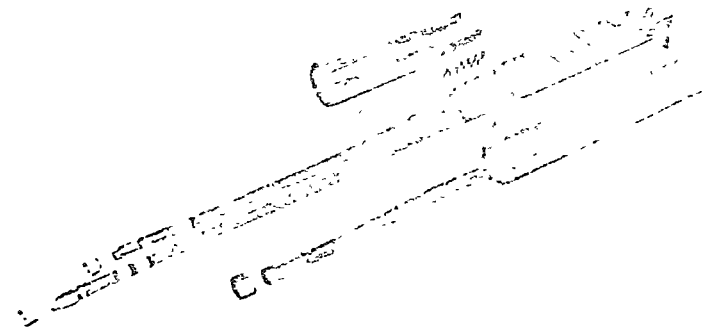
Figura 35 Gato radial. (a) Sección A-A'; (b) Sección B-B'; (c) Sección C-C' (dimensiones en mm)

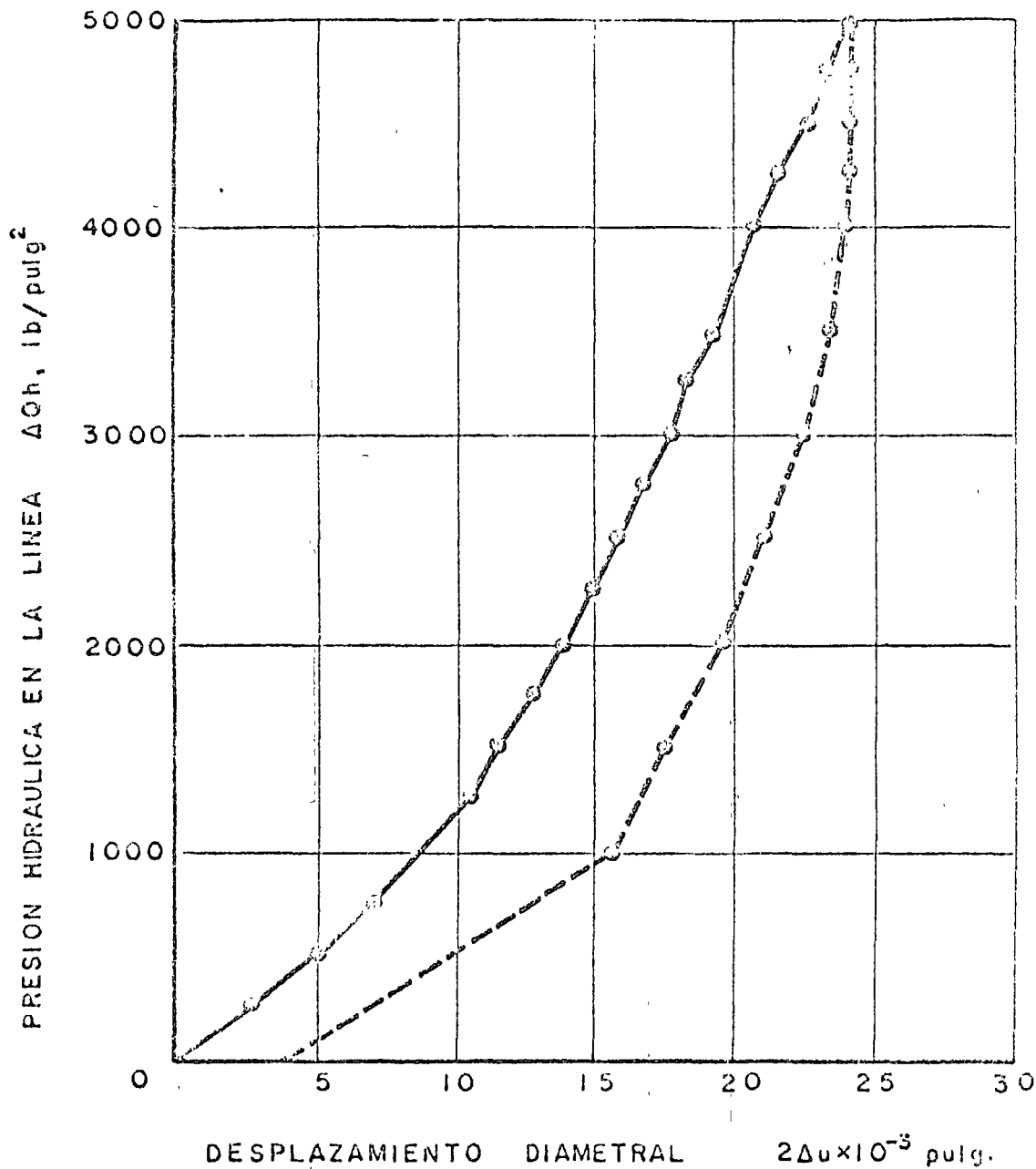


above Goodman Jack System

above right Model 5210

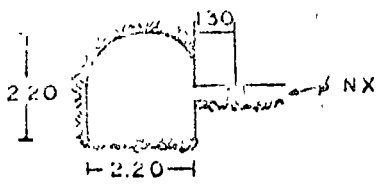
right Model 52102





"MODULO DE ELASTICIDAD" $E = 3.05 \frac{\Delta Qh}{2\Delta u}$

INTERVALO DE PRESION (ΔQh) lb/pulg²	DESPLAZAMIENTO (2Δu) × 10⁻³ pulg	MODULO ELASTICO E lb/pulg² × 10⁵	Kg/cm² × 10⁵
CARGA 1000 - 5000	15.0	0.82	88
DESCARGA 5000 - 1000	8.5	1.49	165



P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.
PRUEBA CON GATO GOODMAN
 POSICION VERTICAL

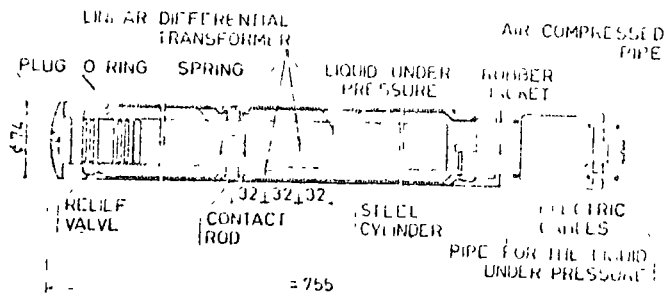
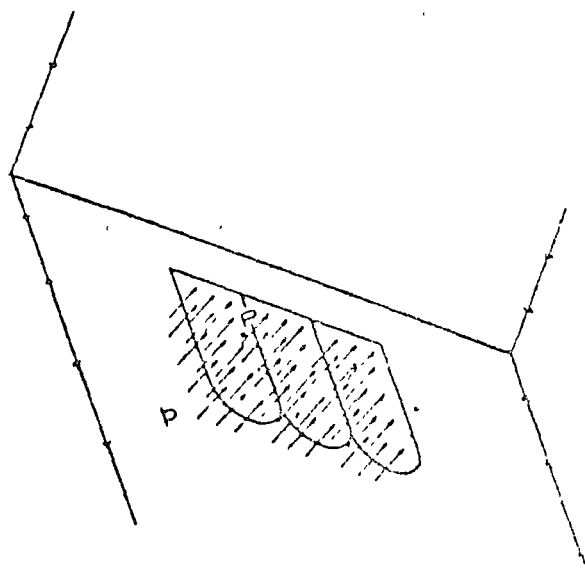
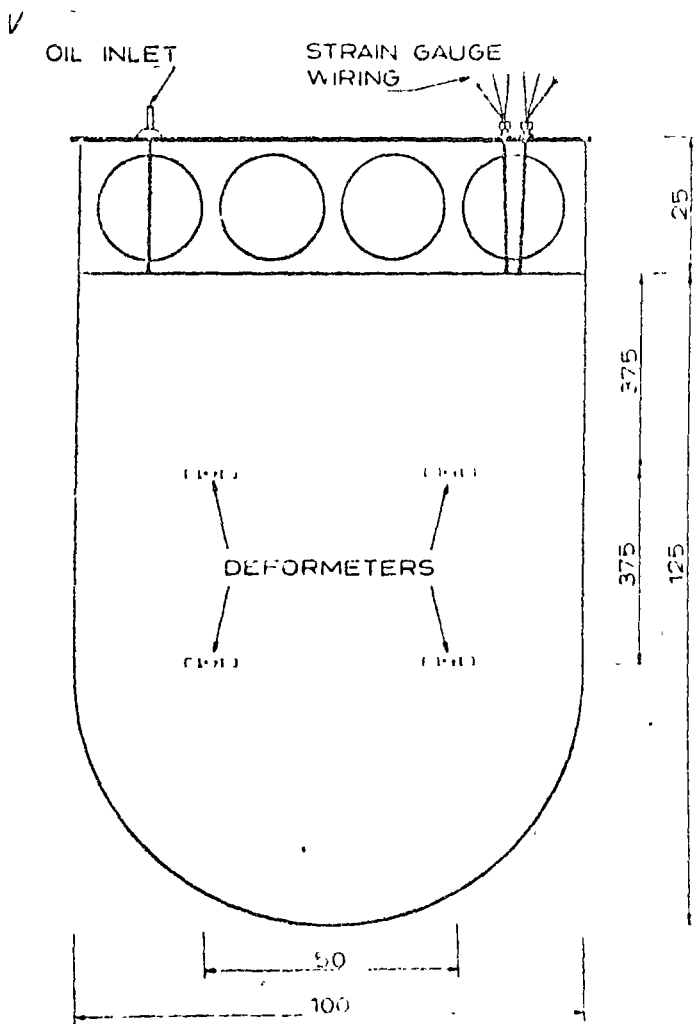
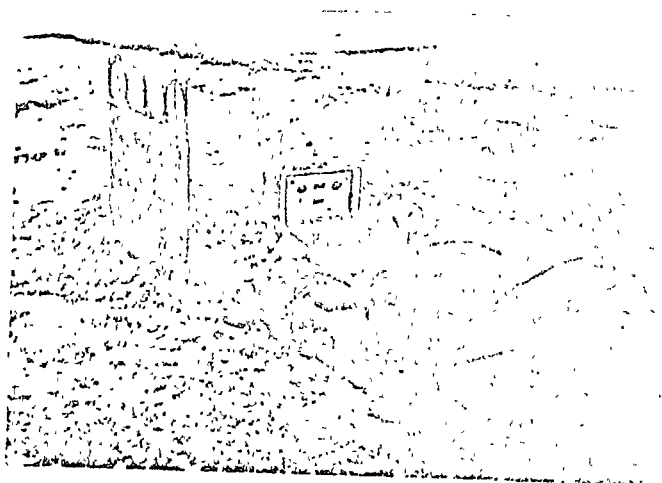
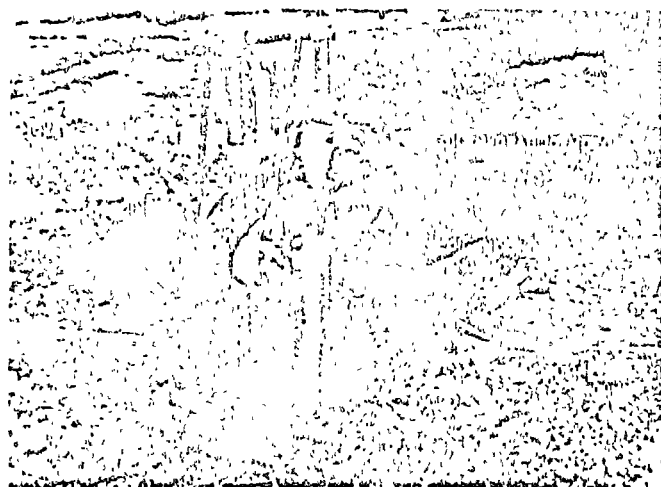
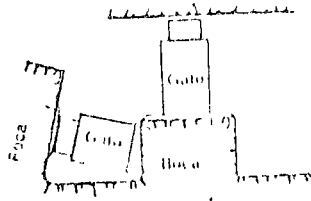


Fig. 10

- Dilatometer -- Dilatomètre -- Dilatometer*
Linear differential transformer -- Transformateur différentiel
linéaire -- Differenzialtransformer
Plug -- Bouchon -- Stopfen
Ring -- Anneau d'étanchéité -- Dichtung
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





Ensayo de corte *in situ*



Foto. 10

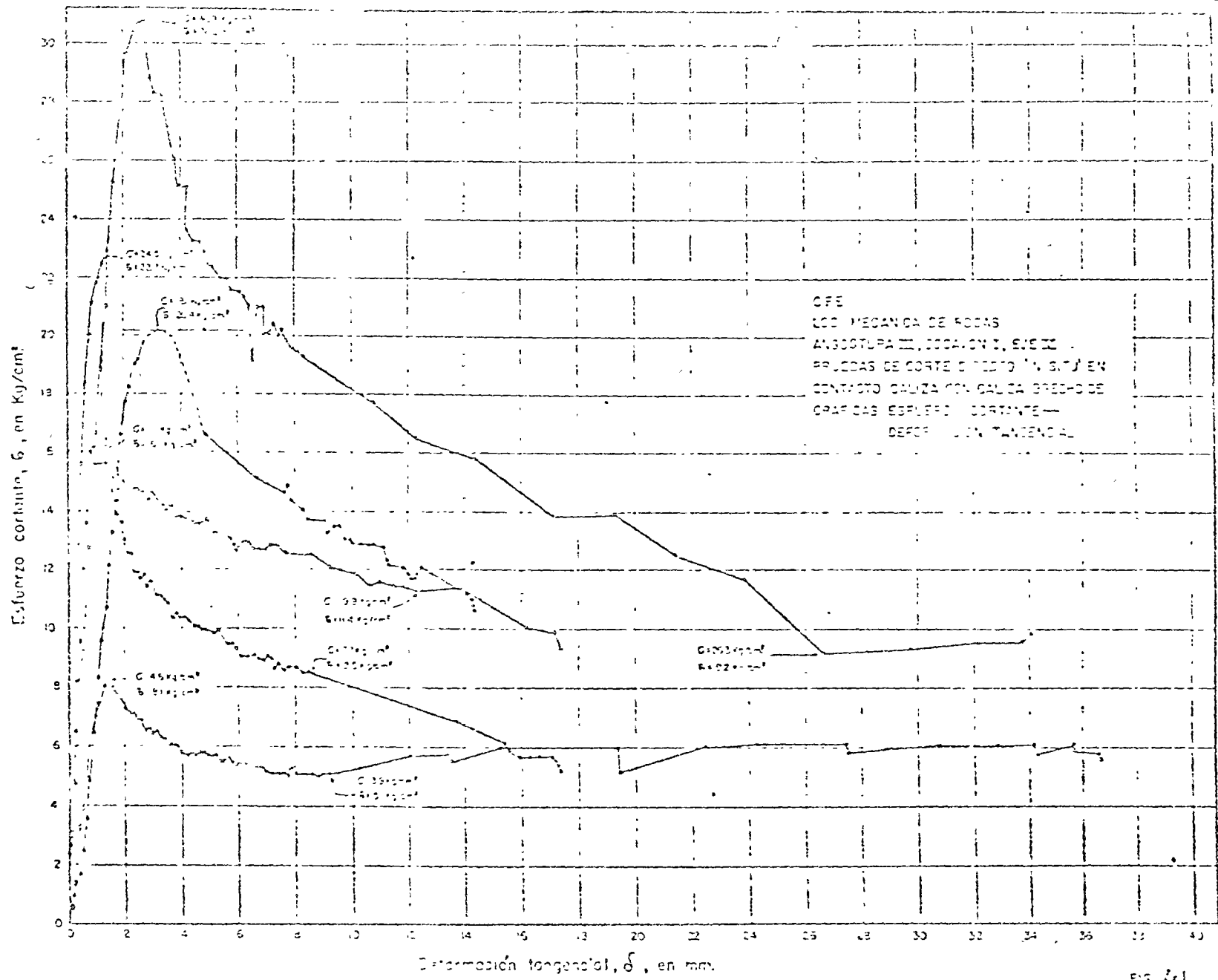
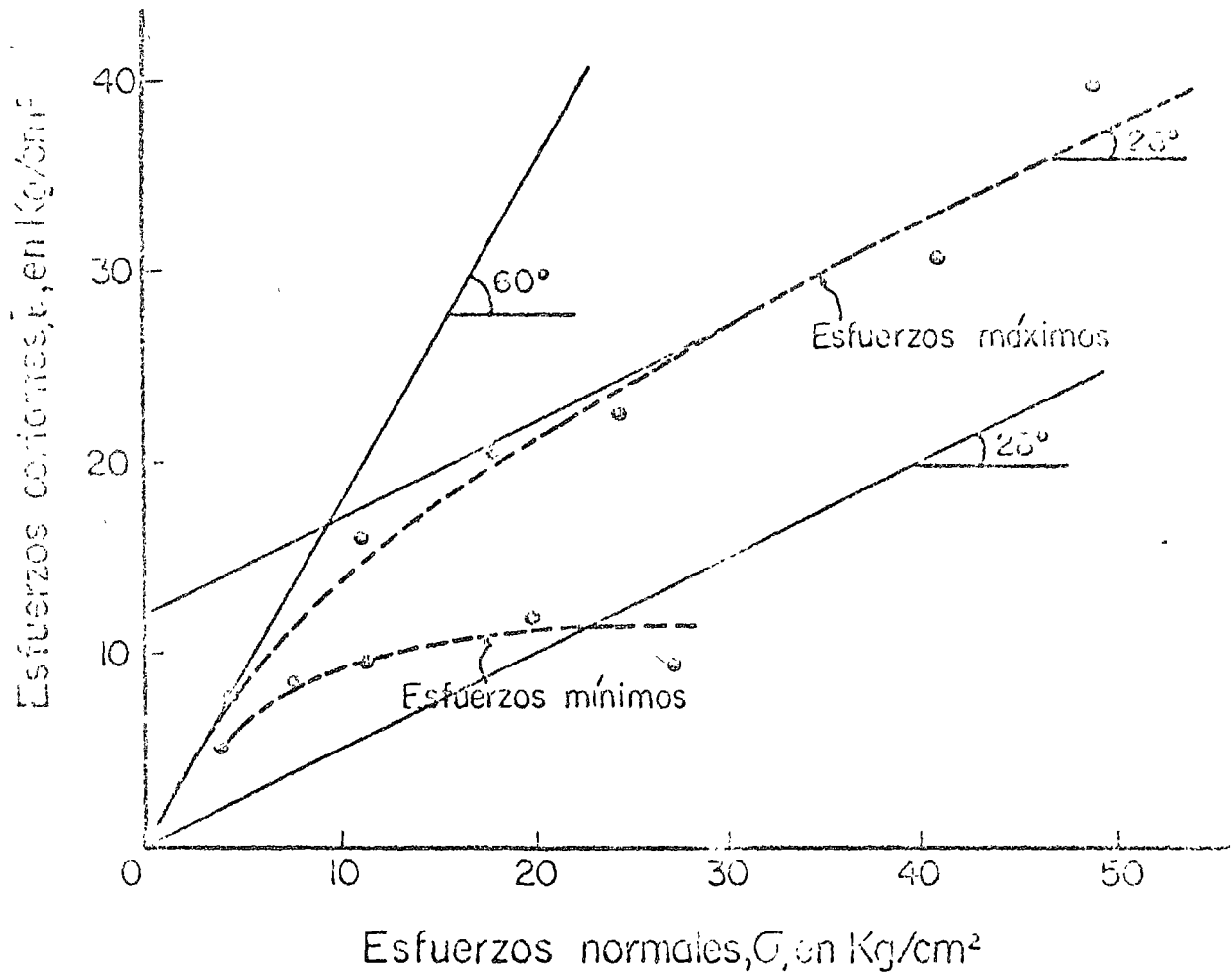


FIG 27



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 BRECHÓN
 EN PROBETAS PRISMATICAS DE 0.5x0.5x0.5 CM

ENERO 1965

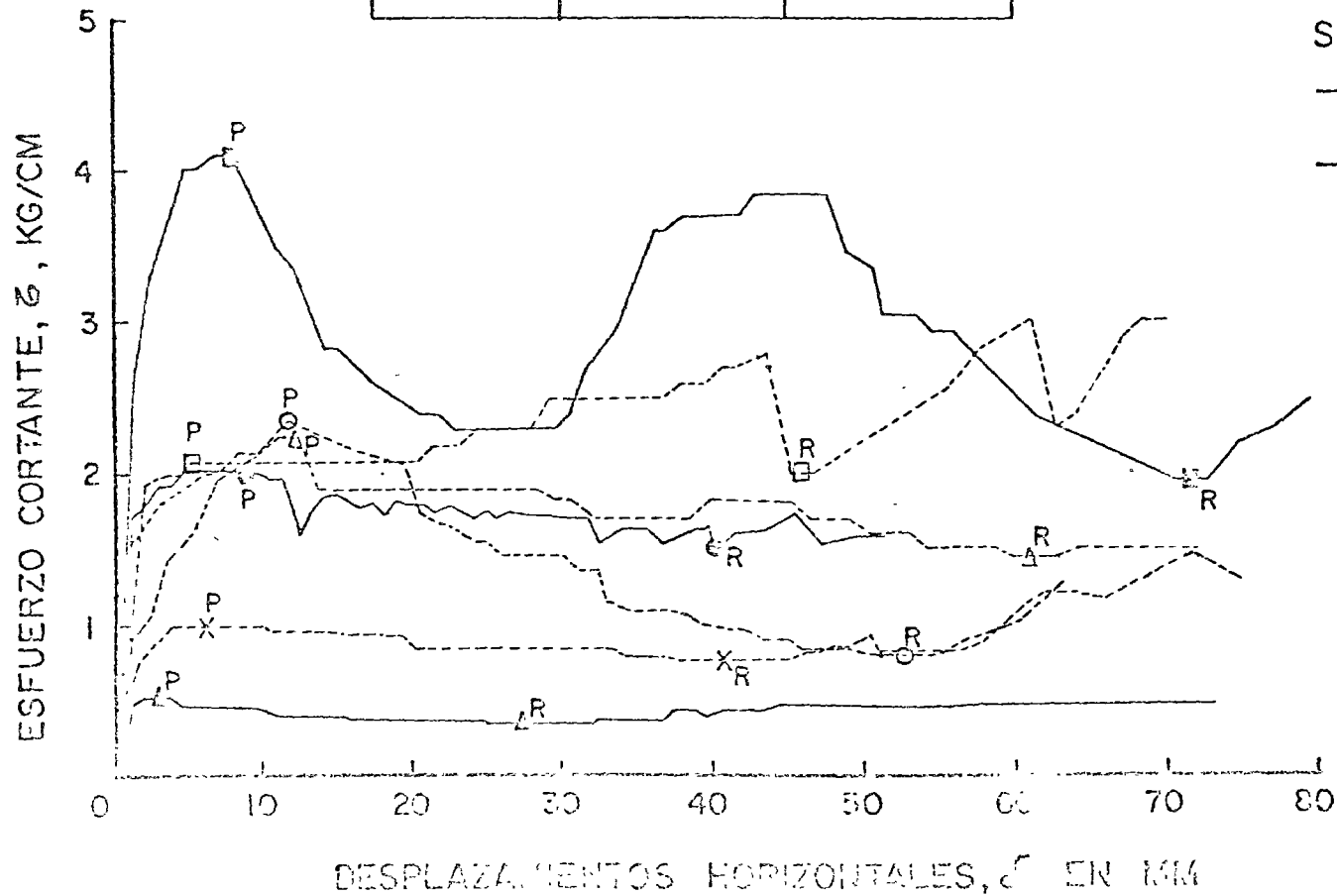
P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No.7
 PRUEBA DE CORTE DIRECTO
 "IN SITU" EN ARCILLAS
 Dimensiones del espécimen de roca:
 60x60x30cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7cm

GRAFICA	ESFUERZOS NORMALES	
	PEAK	RESIDUAL
△——△	2.00	2.00
○——○	5.00	4.70
□——□	11.00	10.20
△-----△	2.00	1.90
○-----○	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



P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No. 7
 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
 EN ARCILLAS SATURADAS
 Dimensiones del espécimen de arcilla:
 60x60x30 cr.
 Espesor de la arcilla: 3-7 cm.

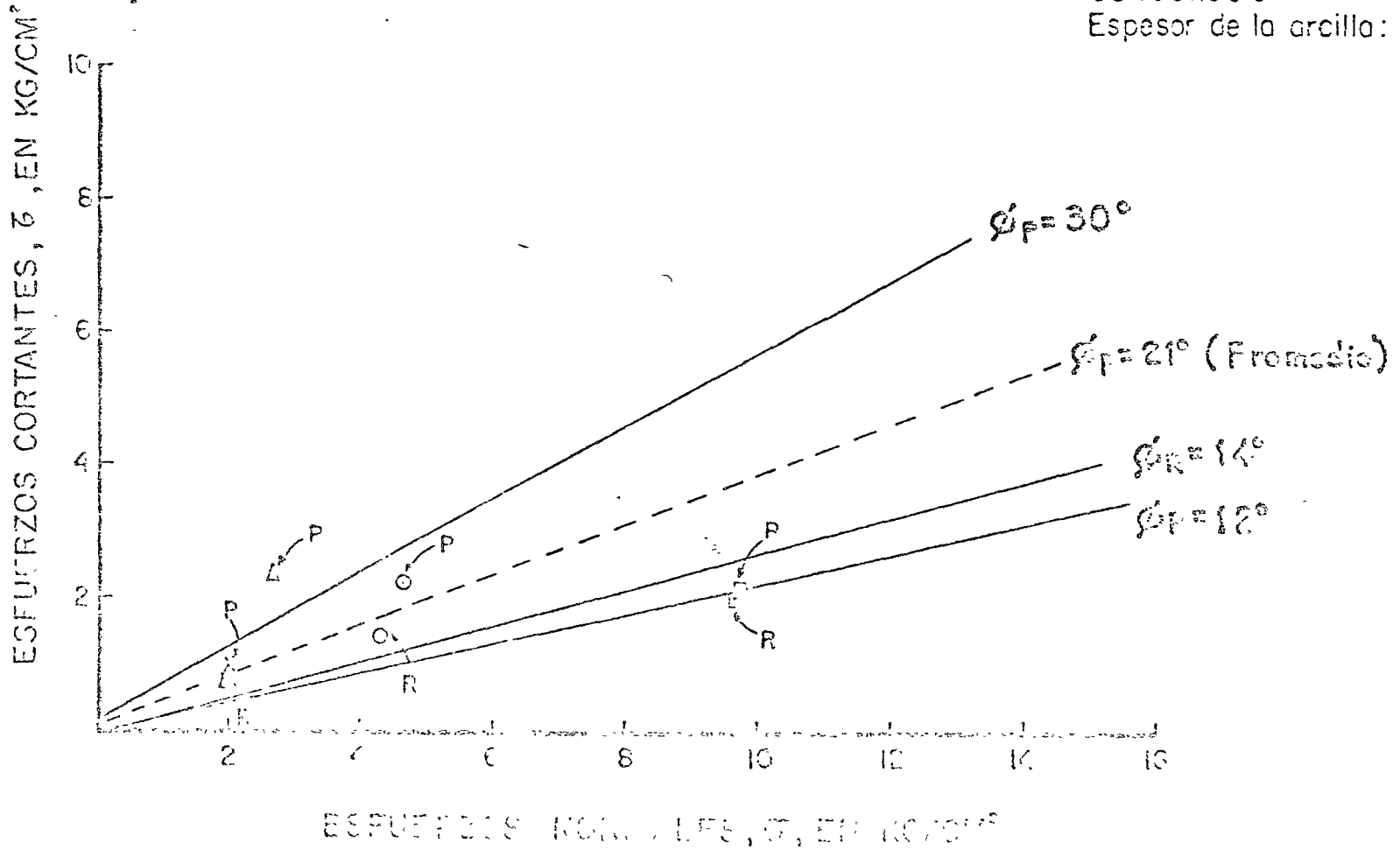


TABLE 7.1 — ROCK MECHANICS IN-SITU TESTS

LEGEND

n — necessary	F — Feasible
a — advisable	DD — Detailed design
o — of interest	DC — During construction
() — alternative	AC — After completion

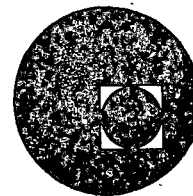
IN SITU MECHANICAL TESTS	TYPE OF WORK	FOUNDATIONS			NATURAL AND ARTIFICIAL ROCK SLOPES		UNDERGROUND WORK		ROCK EXCAVATION	HARBOURS AND OTHER SLEWING WORKS
		Gravit. Dams	Arch Dams	Large Structures	Involving Reservoirs	Involving other works	Large Underground Works	Tunnels Shafts Underground Mining	Open Air Mines Quarries Large Surface Excavations	
1.	Defornality Tests									
1.1	Static Method	nDD	aF nDD, nAC	aDD			nDC			oIF
1.1.1	Plate bearing (hydraulic jack; flat jack; cable jacking)		(n)DD, (n)AC				(n)DD	nDC		
1.1.2	Pressure tunnel (water loading, radial jacks)		(n)DD, (n)AC				(n)DD			
1.1.3	Pressure borehole (dilometer)	aF	(n)DD; (n)AC	oIF			aF, (n)DD	oIF		
1.2	Dynamic Method	rDD	nF; nDD, nAC	oIF			aF; nDC	nDC		aF
1.2.1	Measurement of longitudinal waves velocity (geophones)	nDD	nF, (n)AC				aF	nDC		
1.2.2	Measurement of the velocity of longitudinal and transversal waves Love's waves Rayleigh's (ultragraph)		rDD; (n)AC				nDD			
1.2.3	Measurement of direct longitudinal waves velocity in borehole (rock-hammer)		aDD, (n)AC				aDC			
1.2.4	Double ultragraphic surveys							nDC		
2.	Natural rock mass stresses tests									
2.1	Rock Surface Test						aF; nDD			

10





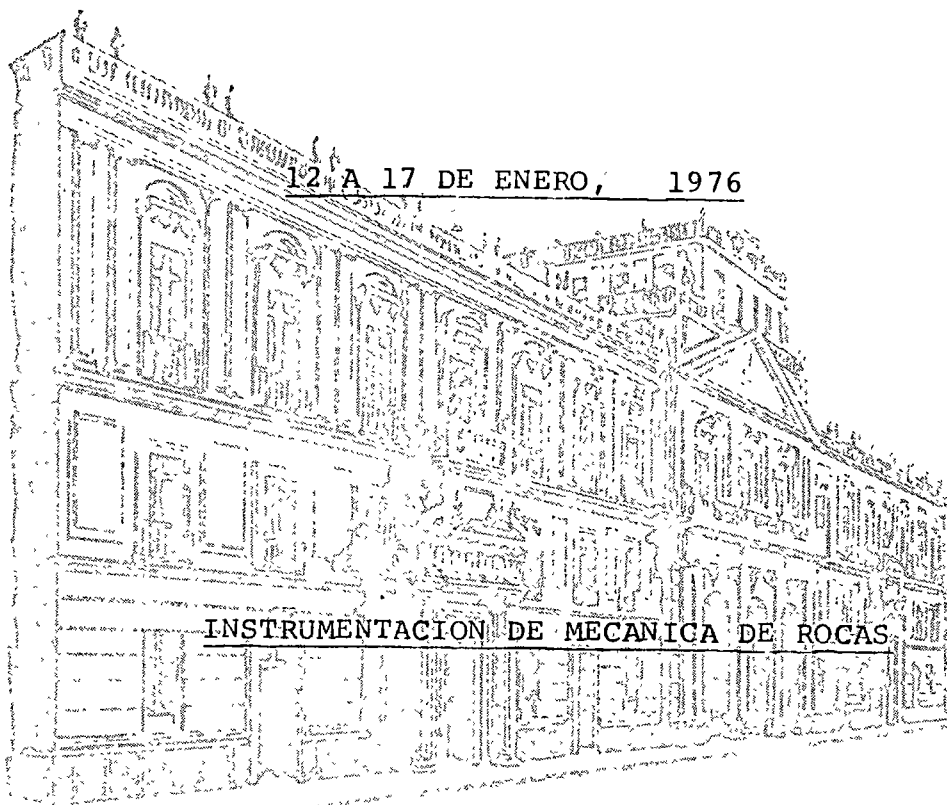
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADO A LA MINERIA

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA, UNAM

12 A 17 DE ENERO, 1976



INSTRUMENTACION DE MECANICA DE ROCAS

POR: RAUL CUELLAR BORJA

OFICINA DE MECANICA DE ROCAS

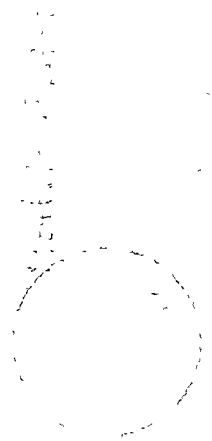
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 521-73-35

SECRET
1950



SECRET
1950



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 instalacion 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, $\varnothing 2"$. La tubería se llena con aceite diesel para proteger

los alambres de la corrosión.

El tubo de PVC \emptyset 2" se introduce en barrenos \emptyset 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 amplificados 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 "puntos 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 del terreno, entre bases metálicas o de concreto fijadas 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 0.2 mm. 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 $\varnothing=0.5$ 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 Lasser 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. MEDICIÓN 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 utilizado 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 la. 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

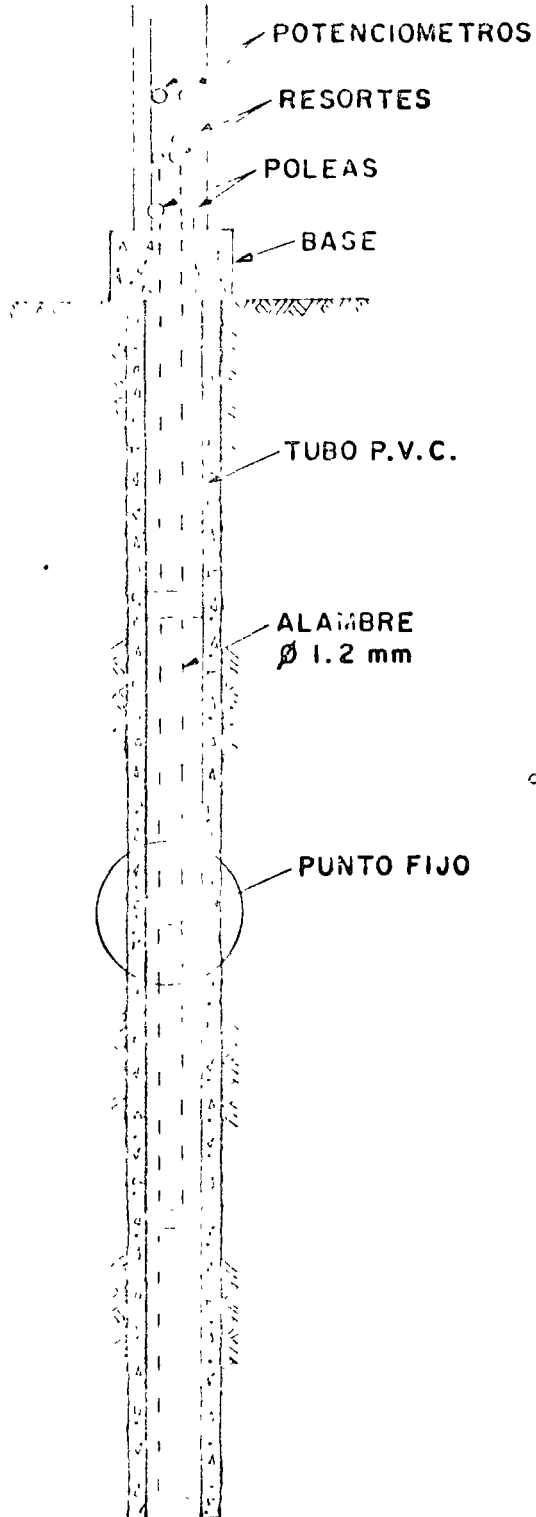
Catálogo Slope Indicator

Catálogo Kyowa

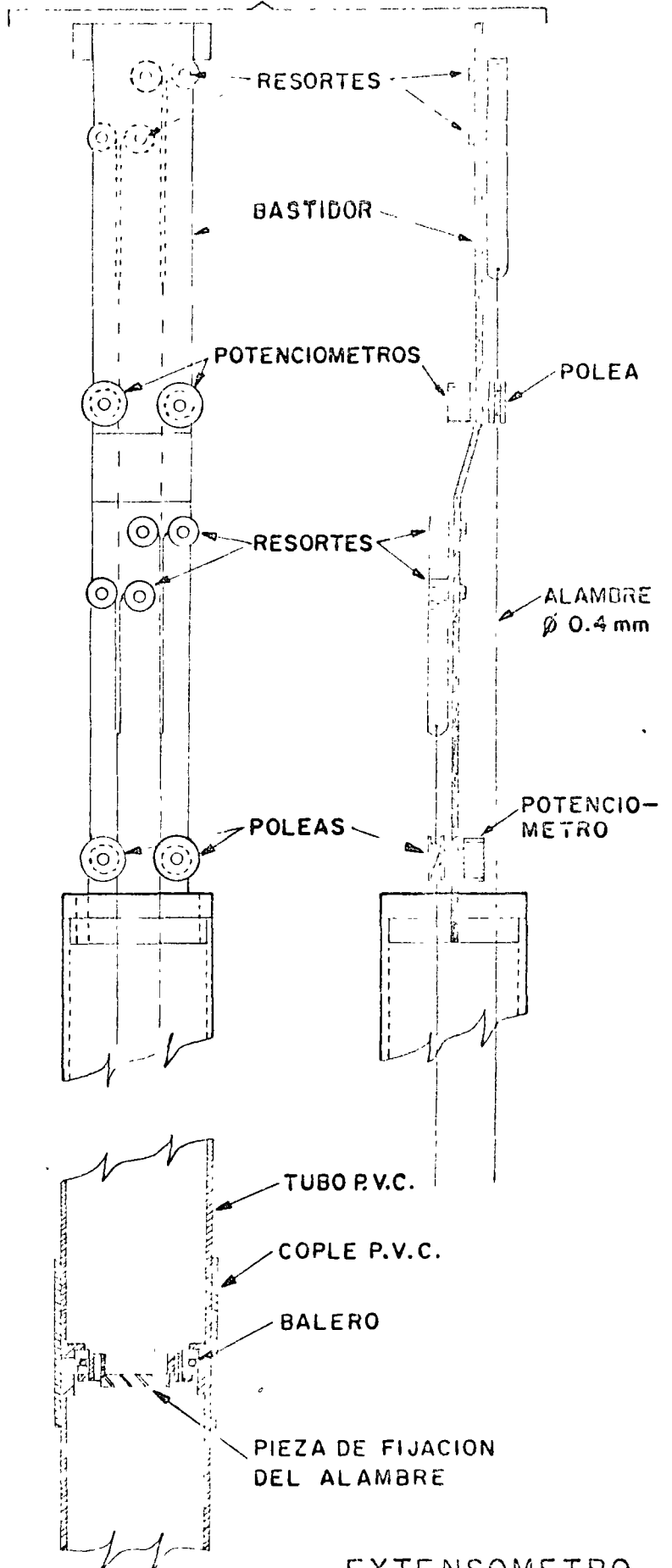
Catálogo Geositemas

Rock Mechanics and the design of structures in rock.-Obert
y Duvall

DISPOSITIVO DE MEDICION



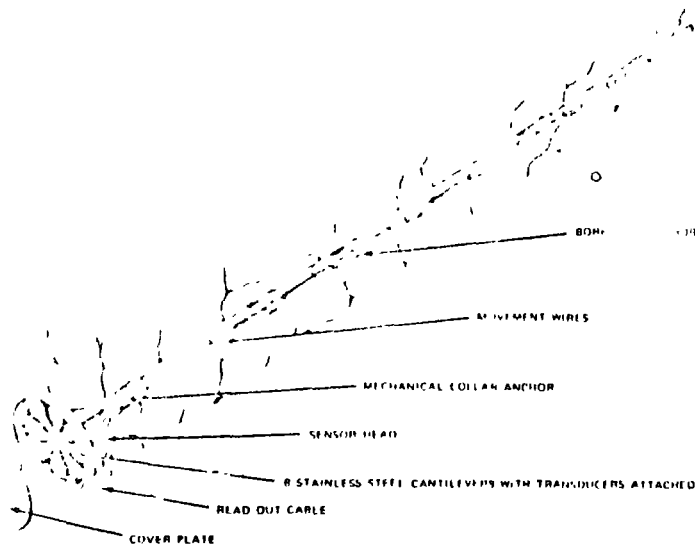
EXT. LONGITUDINAL



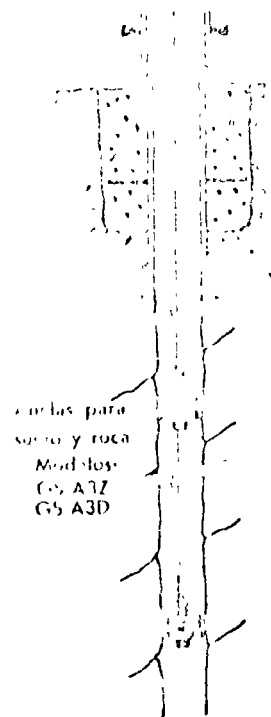
PUNTO FIJO

EXTENSOMETRO
LONGITUDINAL

ANISOTROPY OF STRESS IN ROCKS

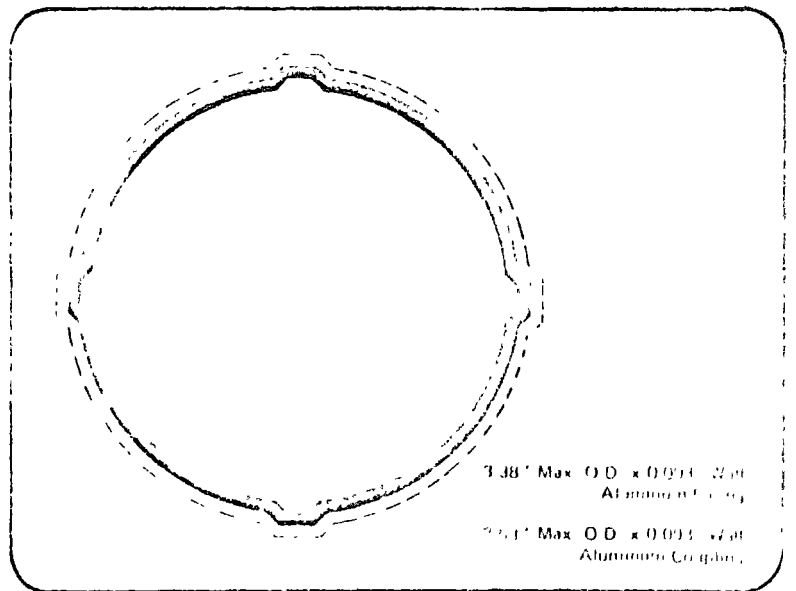
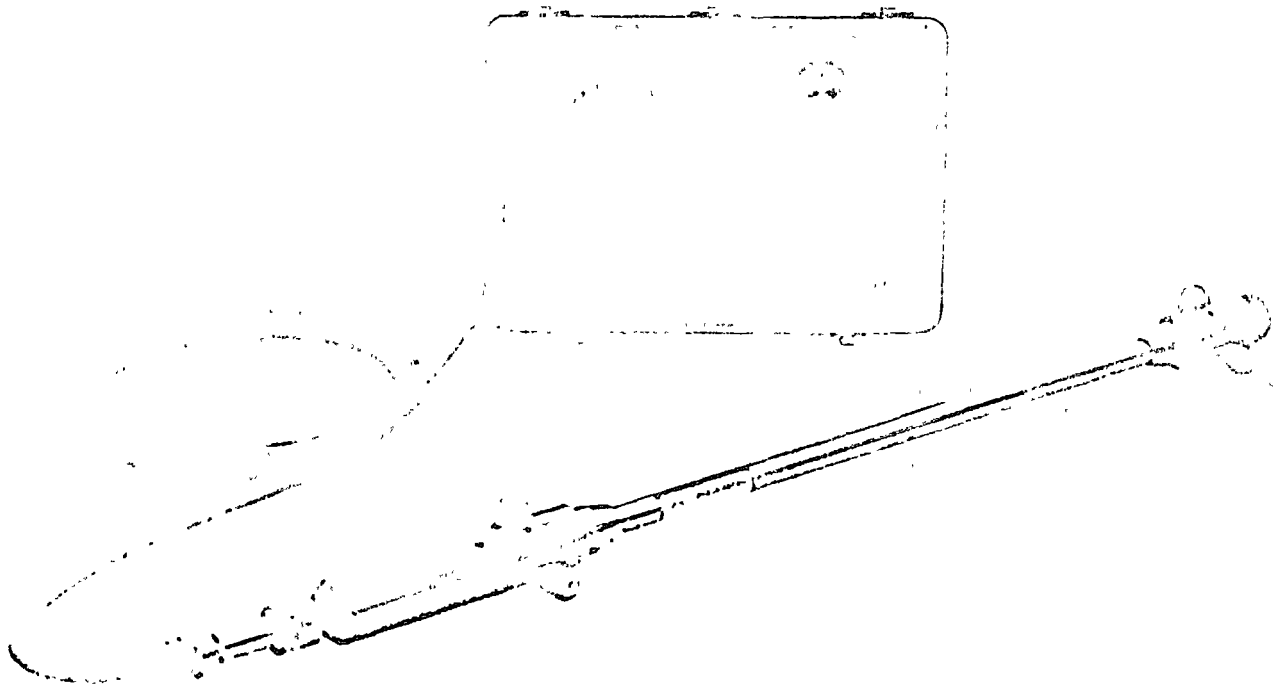


Esquema del extensómetro
mecánico de posición múltiple
M d GS-1MB



Detalle de la fijación del
ancla en la boca del ba-
rreno

DIGITAL INCLINOMETER



Aluminum Casing

3.38" Max O.D. x 0.091" ±.001
Aluminum Casing

2.51" Max O.D. x 0.091" ±.001
Aluminum Casing

MICROMETRO DE PRECISION DE
STARRET N° 445-100
MÉTRICO N° 124-11.



PUNTA DE BARRA

PLACAS GUIA PARA BARRAS

TUBO ϕ 3/4" GALV.

ϕ 1/8" @ 20cm V. y H.

PATAS ACERADAS EN EL
CENTRO DE LAS BARRAS

BARRENOS "BX" (6.02 cm)



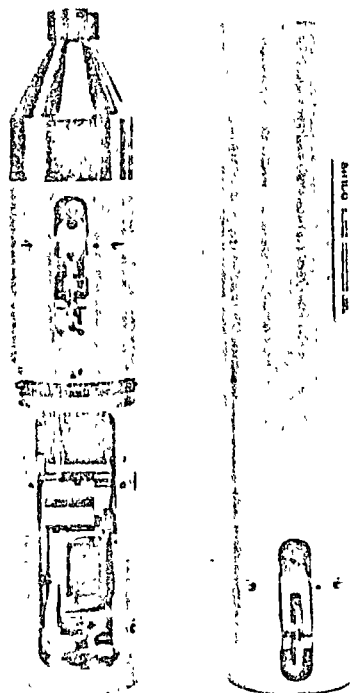
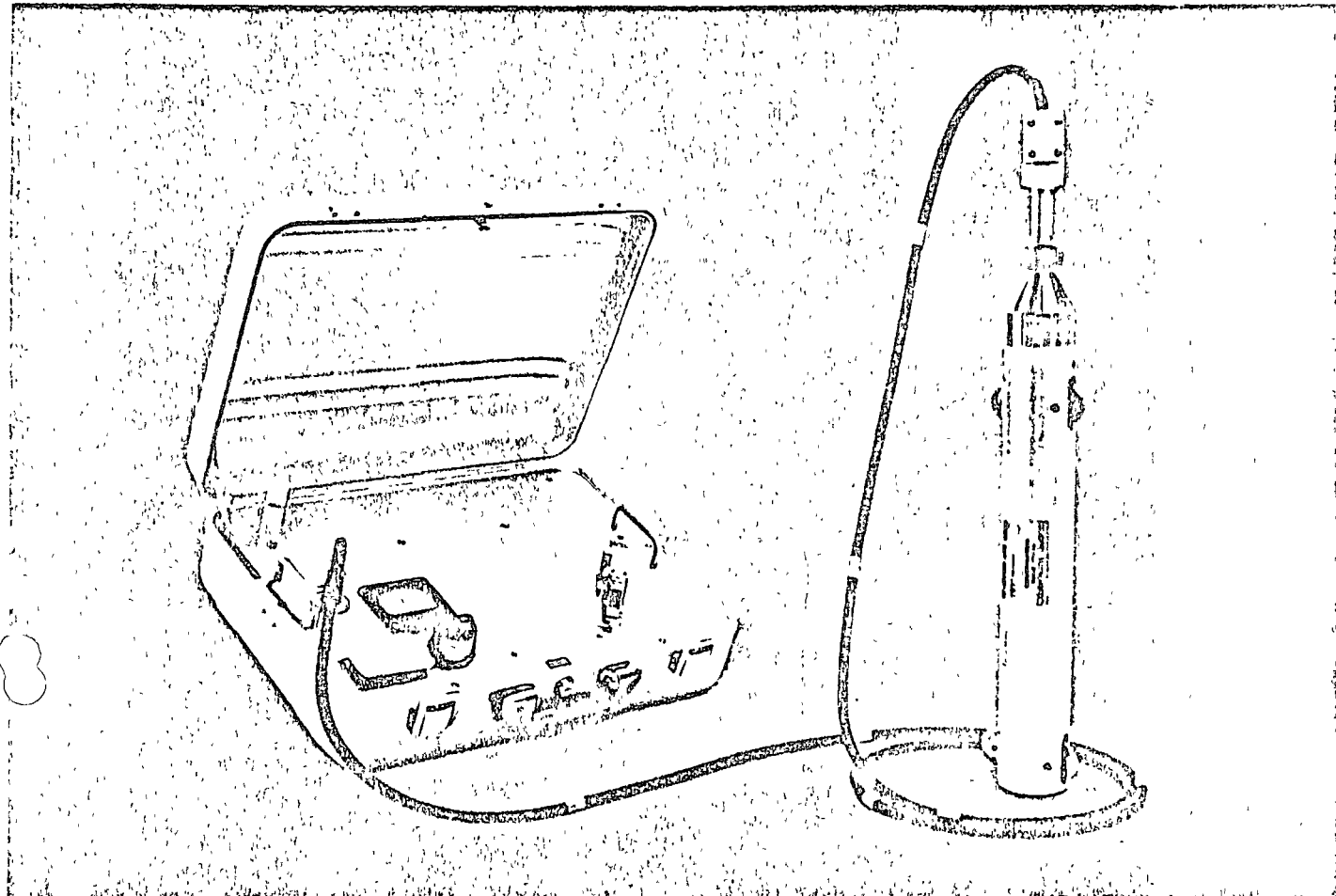
MORTERO.

EXPANSOR TIPO GEOMETRICO
 ϕ 1"



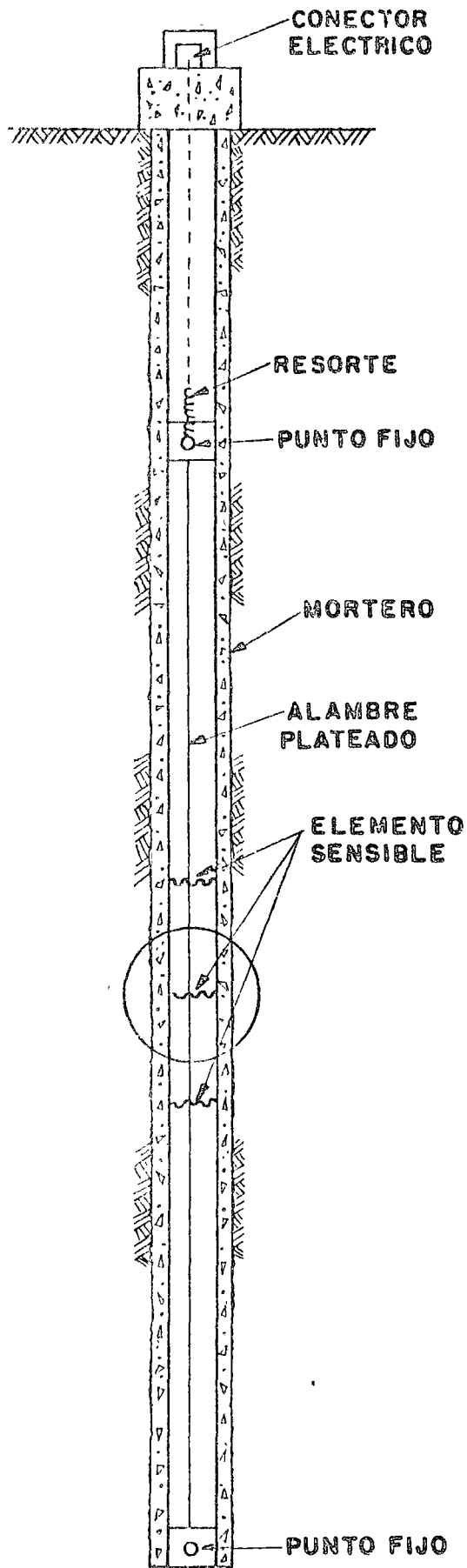
Fig. 5

INCLINOMETER

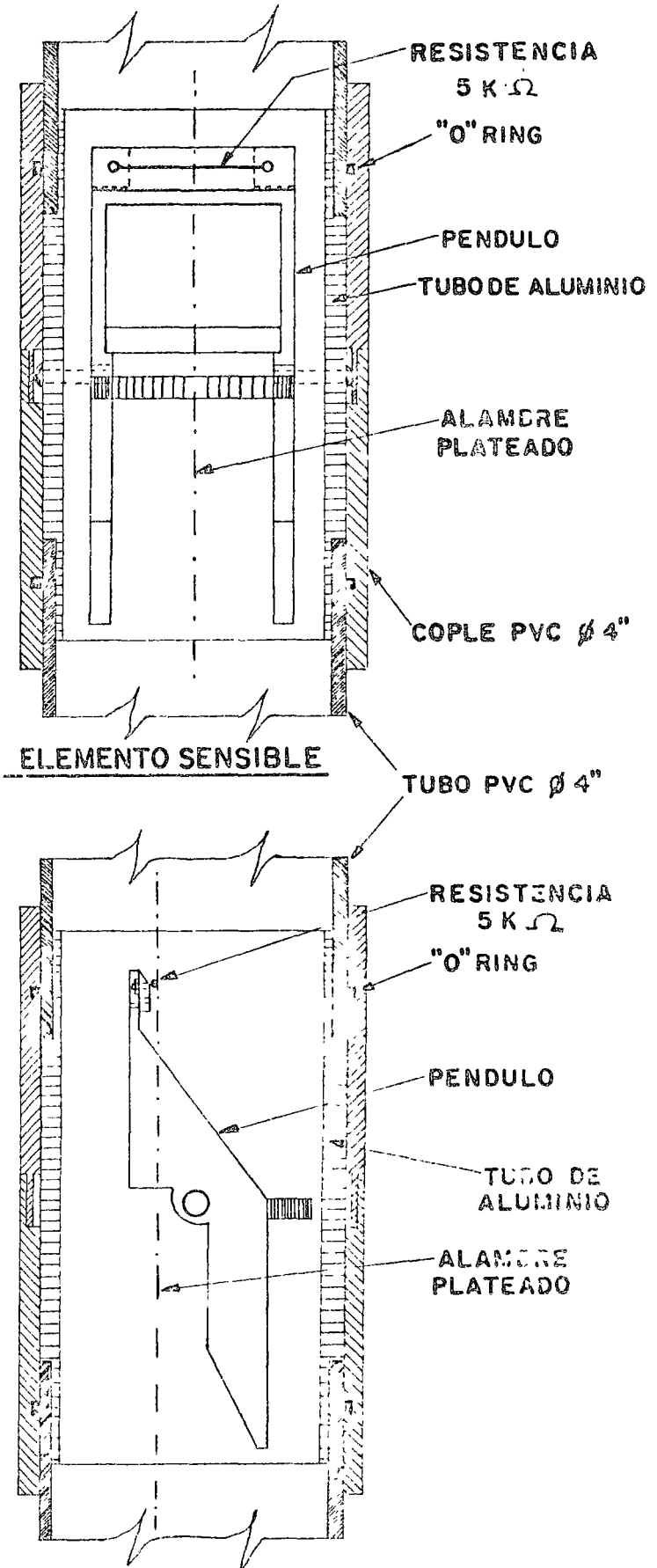


Series 200B Inclinometer Sensor

Fig - 4'



EXT. TRANSVERSAL

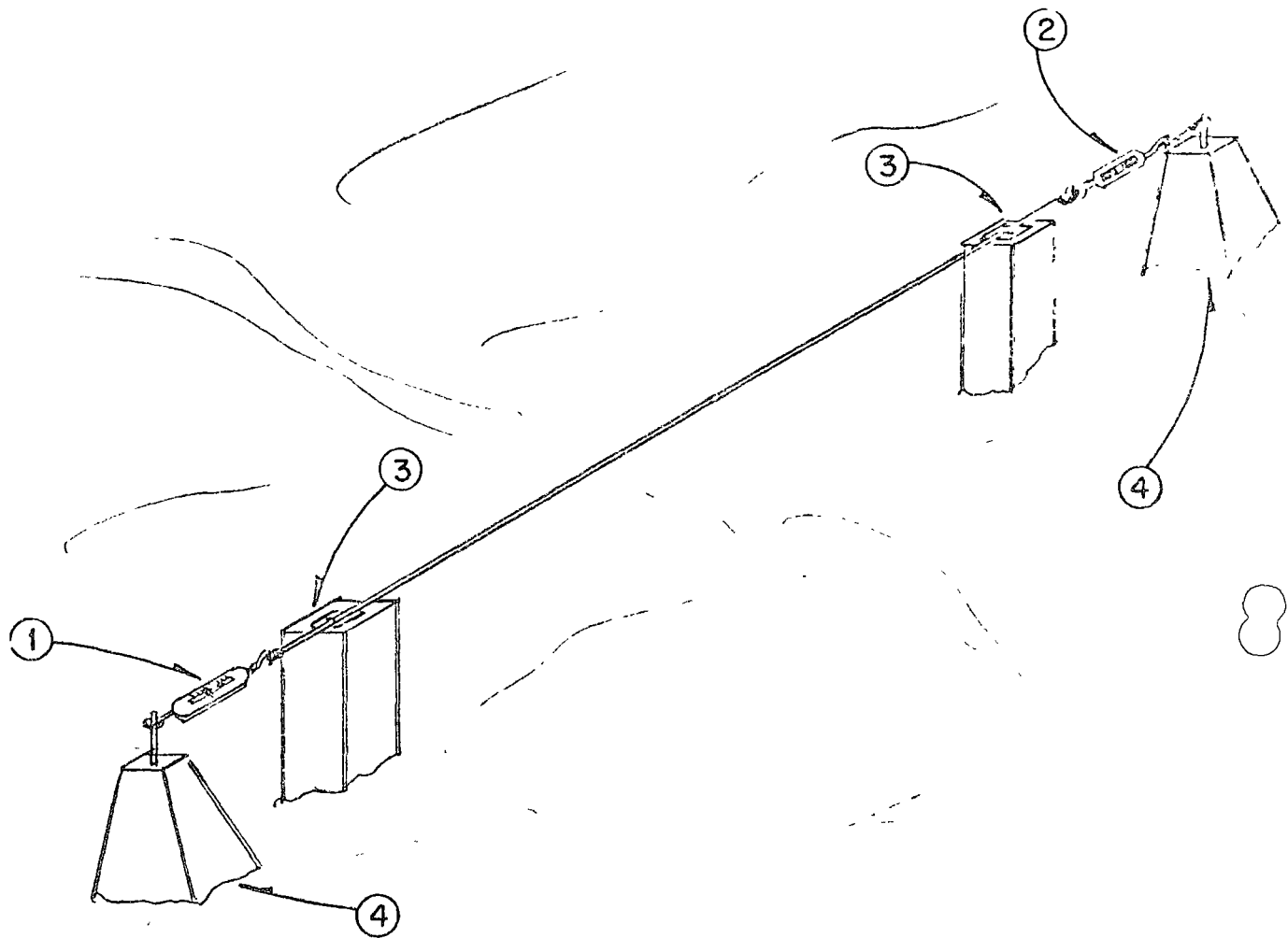


EXTENSOMETRO TRANSVERSAL

Fig 4a



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

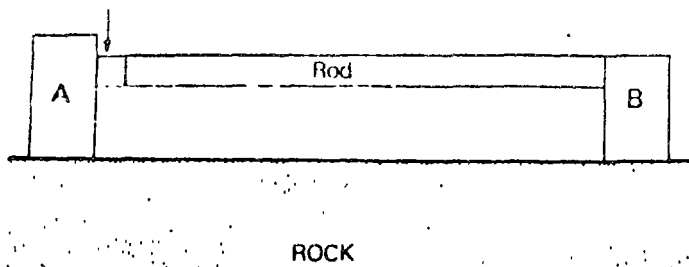


Fig. 2. The rod strain-meter, with rod of steel or fused quartz.

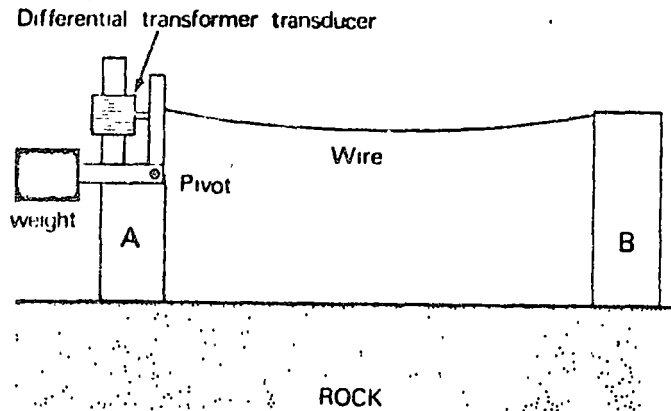
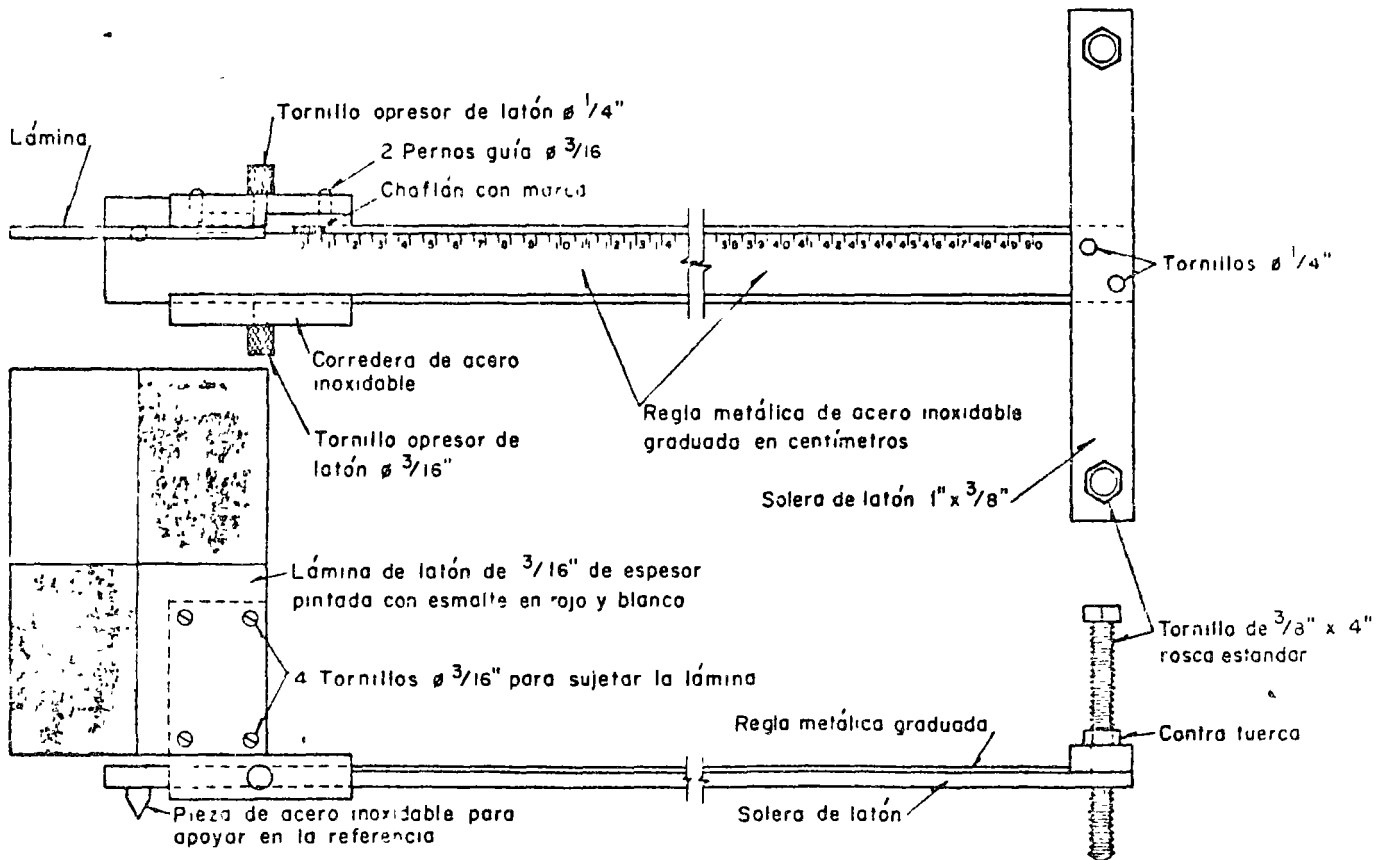


Fig. 7



MIRA DESLIZANTE

Fig. 8

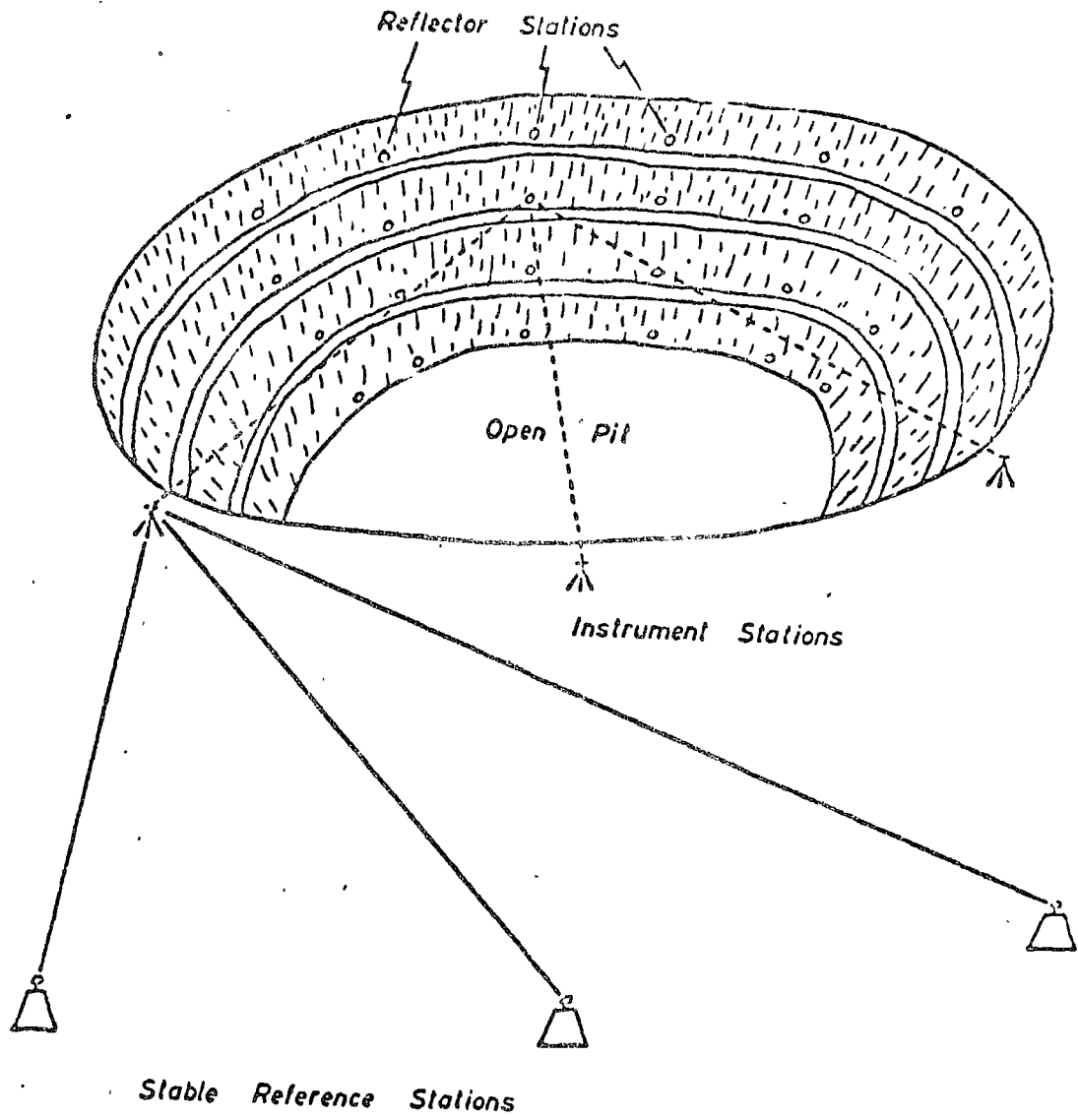
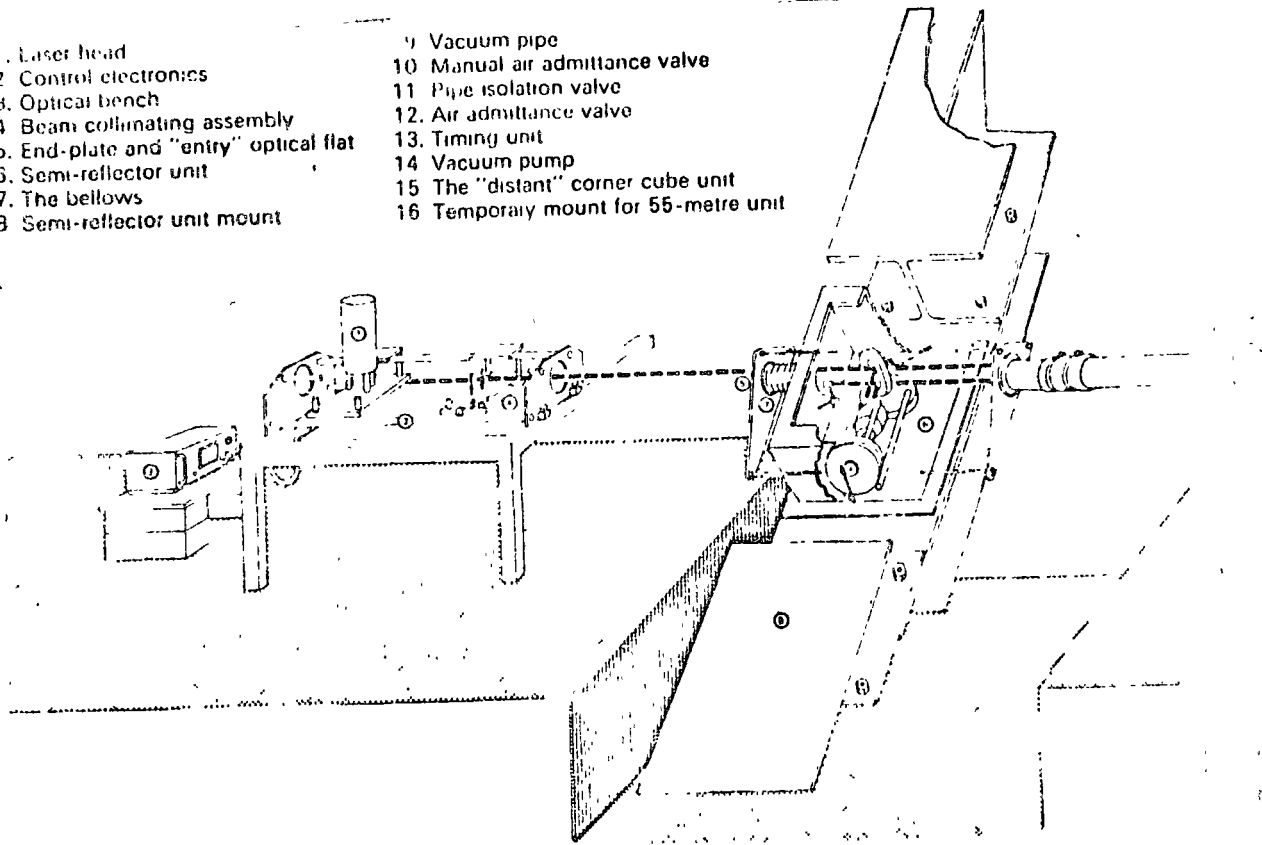


Fig. 8a.

1. Laser head
2. Control electronics
3. Optical bench
4. Beam collimating assembly
5. End-plate and "entry" optical flat
6. Semi-reflector unit
7. The bellows
8. Semi-reflector unit mount

9. Vacuum pipe
10. Manual air admittance valve
11. Pipe isolation valve
12. Air admittance valve
13. Timing unit
14. Vacuum pump
15. The "distant" corner cube unit
16. Temporary mount for 55-metre unit



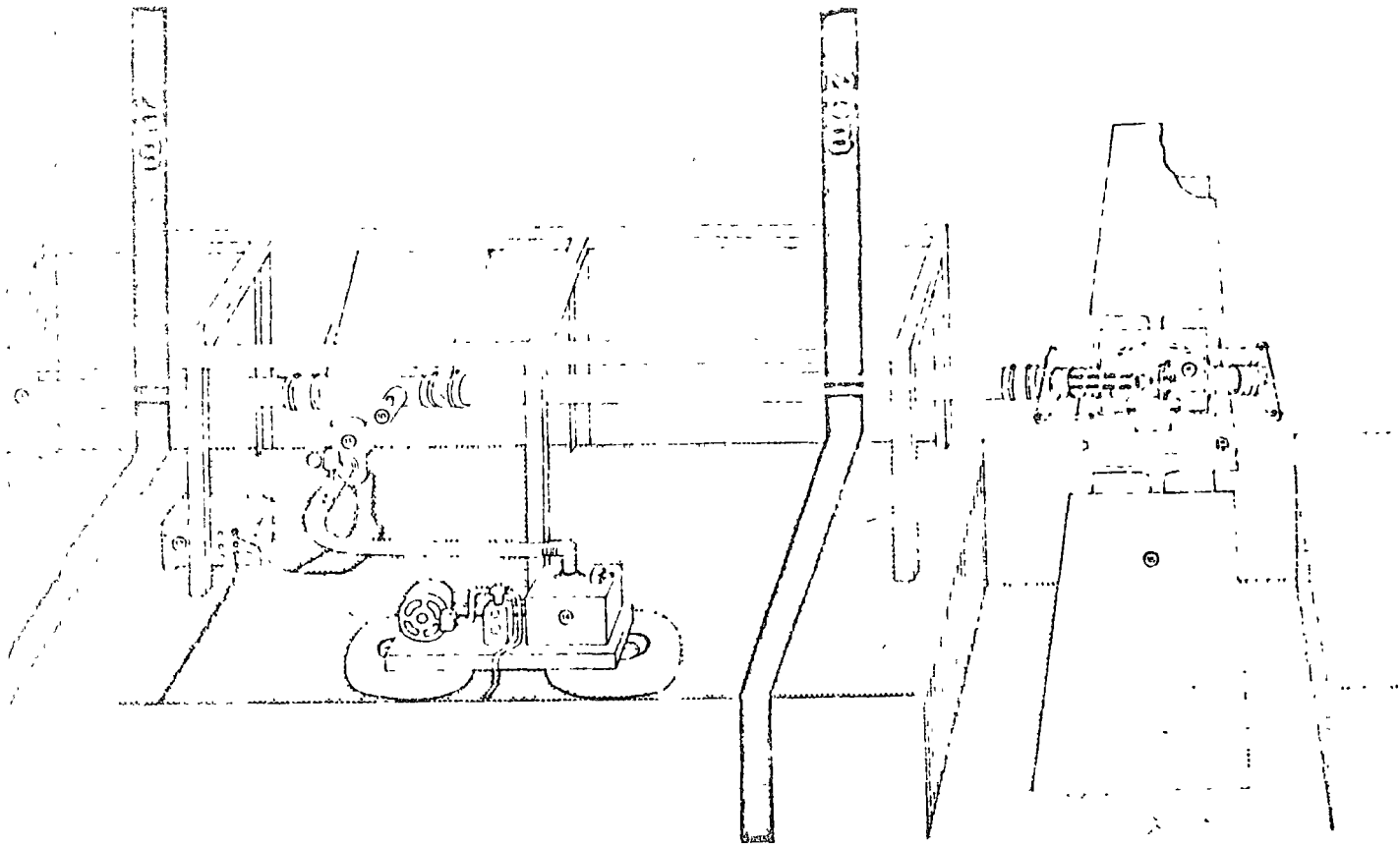


Fig. 9

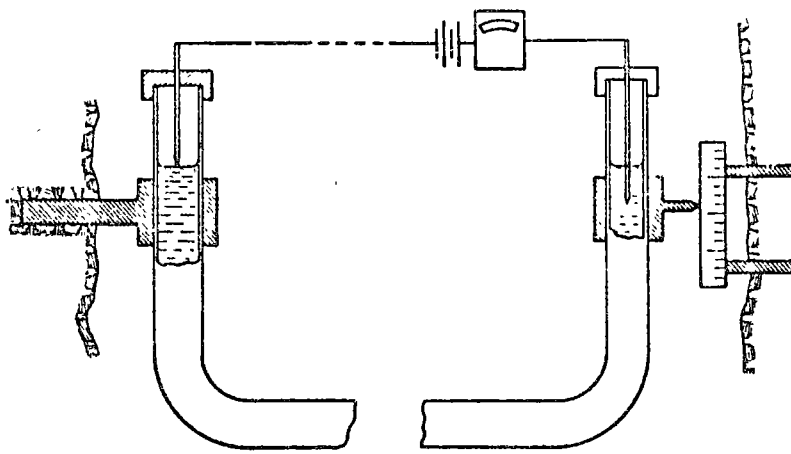
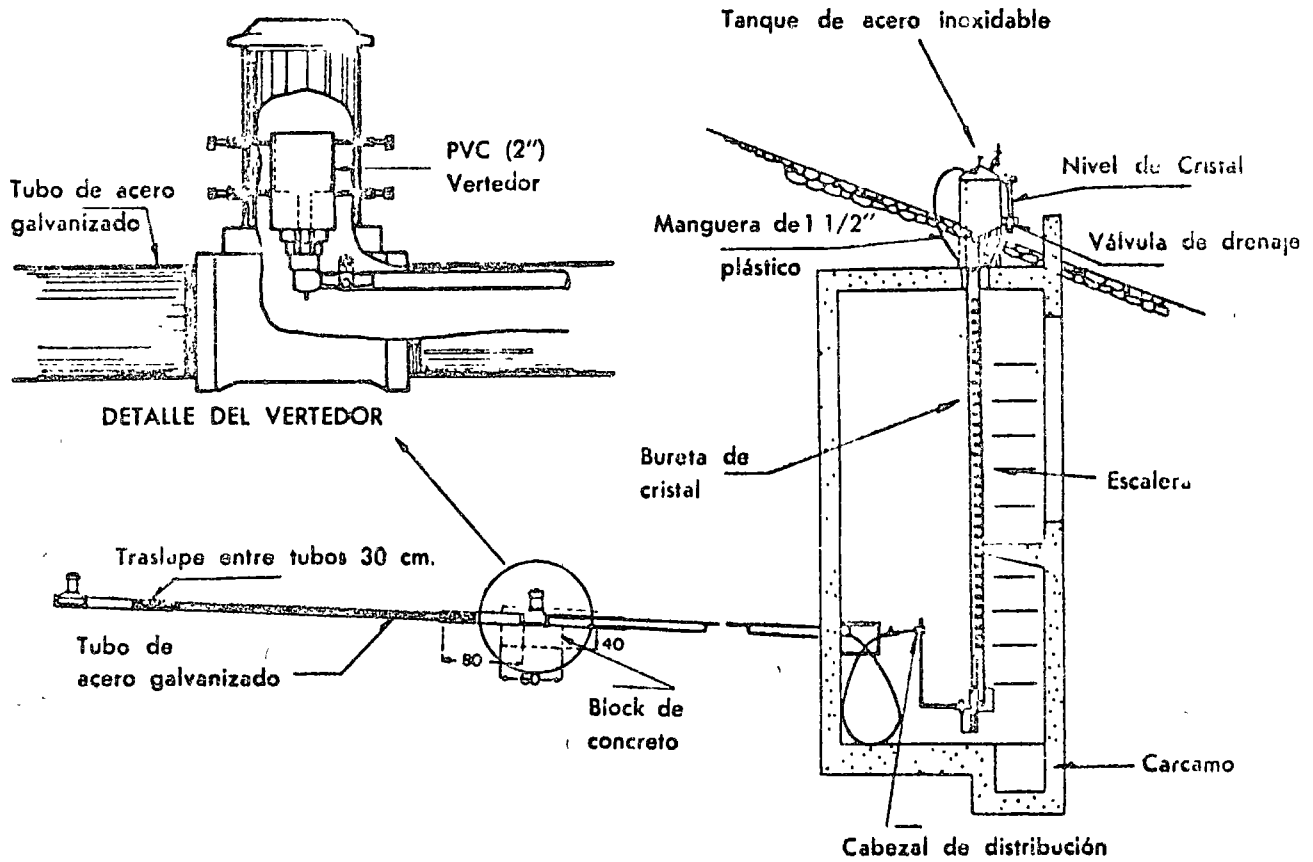


Fig. 10



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 Geusistemas, S. A.

Fig. 11

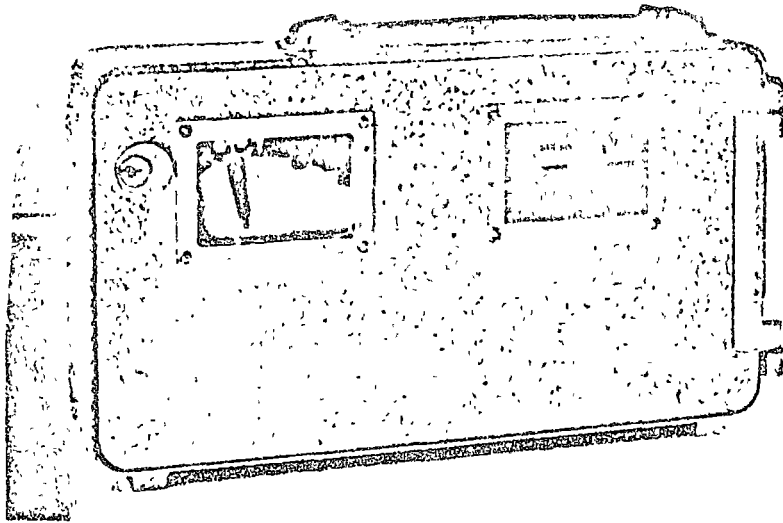
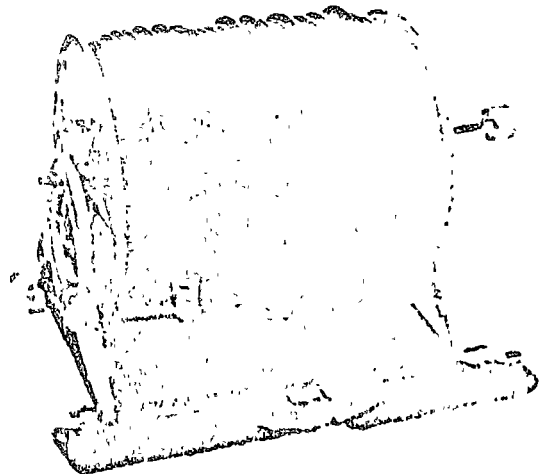
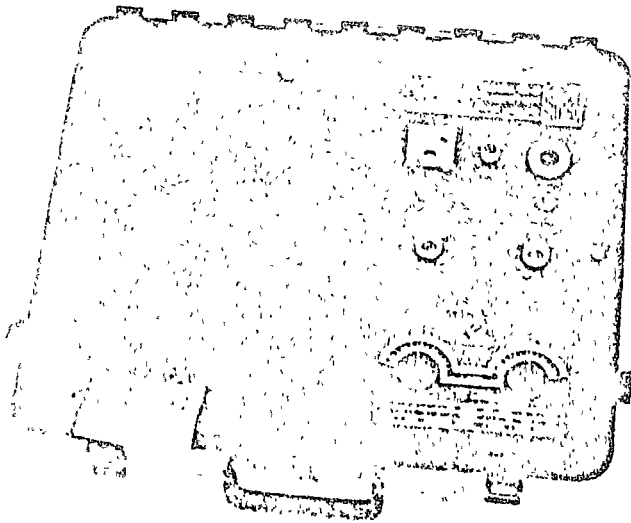


Fig. 12



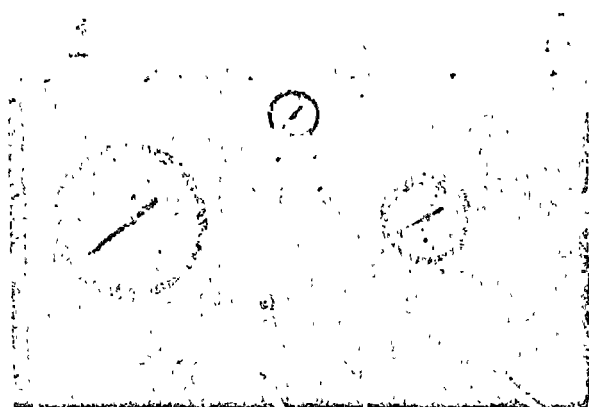
above left: control unit for the S-3 System

above right: optional 1000-foot transducer cable
with breast reel

below: two transducer packages

Fig. 13

PANEL DE MEDICION PARA CELDAS DE PRESION MOD. GS - TNC



El Panel de medición Mod. GS - TNC, consiste de un tanque neumático colocado en una 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.

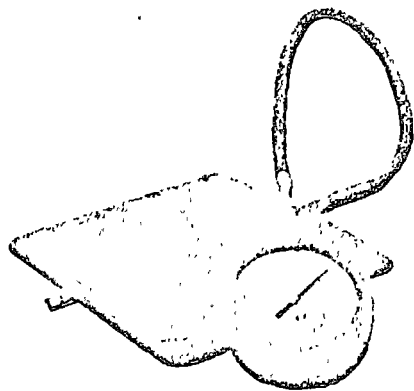
Modelo	Dimensiones	Presión Máxima
GS-GF40 ²	40x40cm (16"x16")	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF40	40 cm ϕ (16" ϕ .)	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF20 ²	20x20cm (8"x 8")	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF20	20 cm ϕ (8" ϕ .)	150 Kg/cm ² (2000 psi)

Sobre pedidos especiales se pueden fabricar gatos planos con mayores rangos o dimensiones.

CELDAS DE CARGA HIDRAULICA PARA TUNELES SERIE CCH



GATO HIDRAULICO PLANO SERIE GS-GF

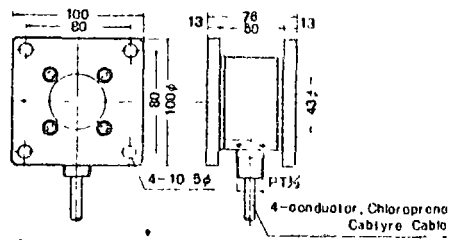
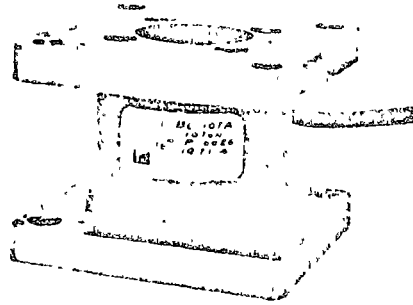


El gato plano serie GS-GF, se utiliza para medir esfuerzos de relajación en la roca o para medir presiones aplicadas durante las pruebas de carga en pilotes.

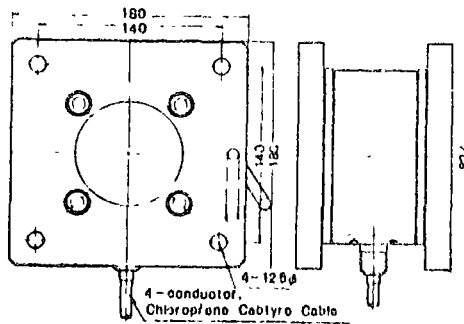
Este tipo de celda está diseñado para usarse en los ademes metálicos de túneles y puede resistir cambios de humedad y temperatura, así como posibles daños ocasionados por explosiones o condiciones normales de trabajo en la excavación de túneles, minas, galerías, etc.

Las lecturas de las celdas son tomadas directamente por medio de un manómetro. Este tipo de celdas se fabrican en los siguientes modelos:

Modelo	Rango	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%



Type BL-5.10 TA



Type BL-20.50 TA

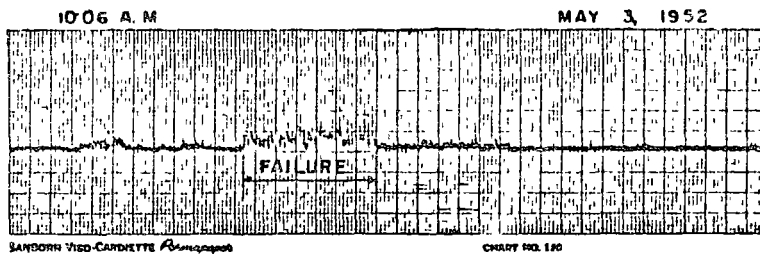
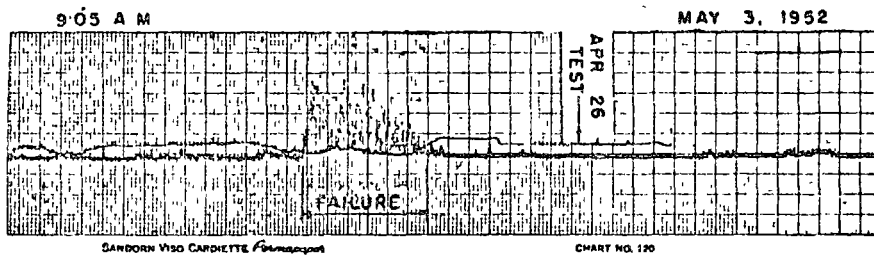
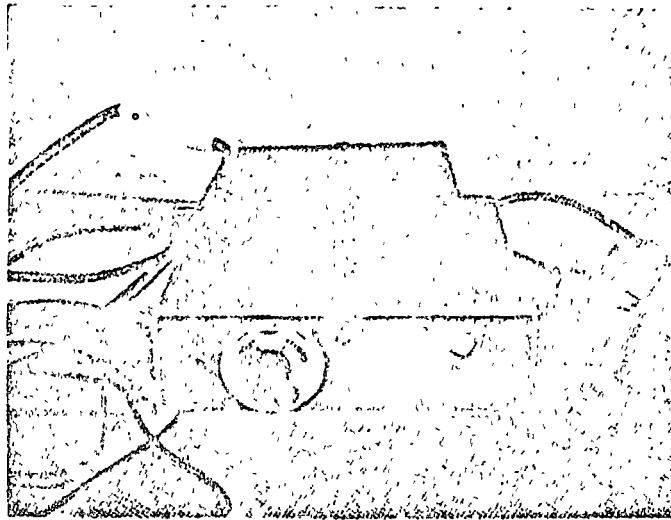


Fig. 16

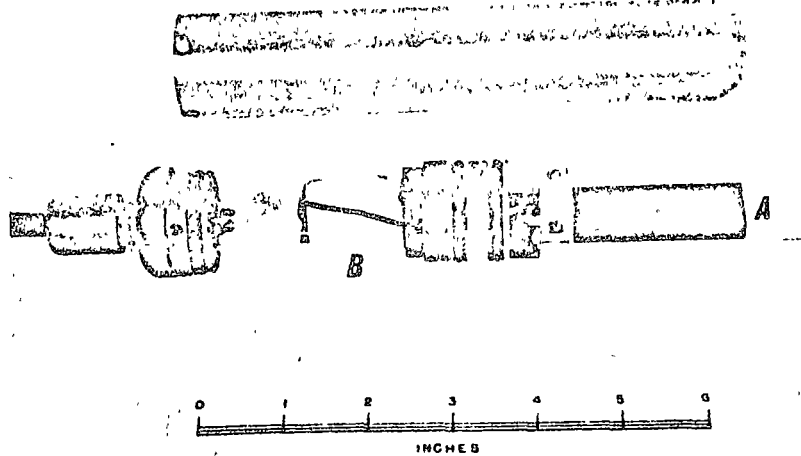
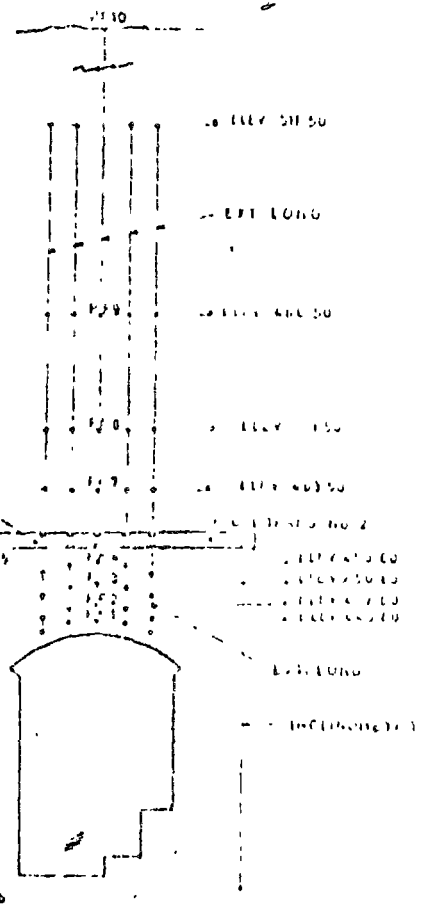
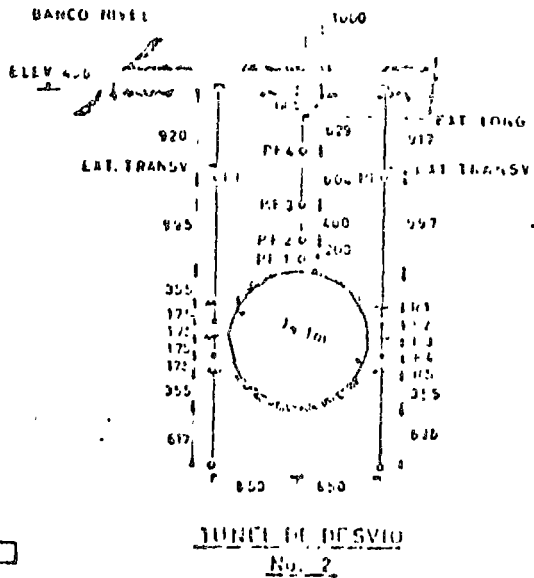
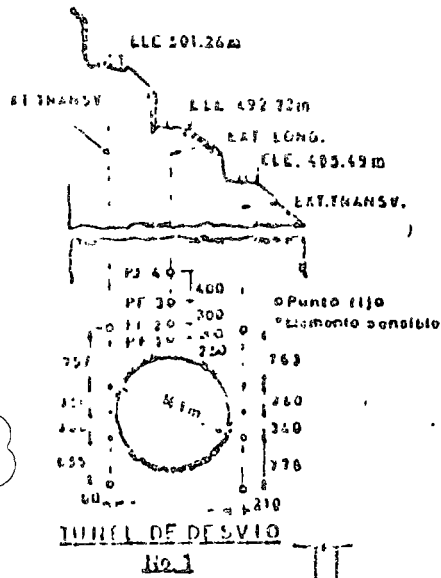
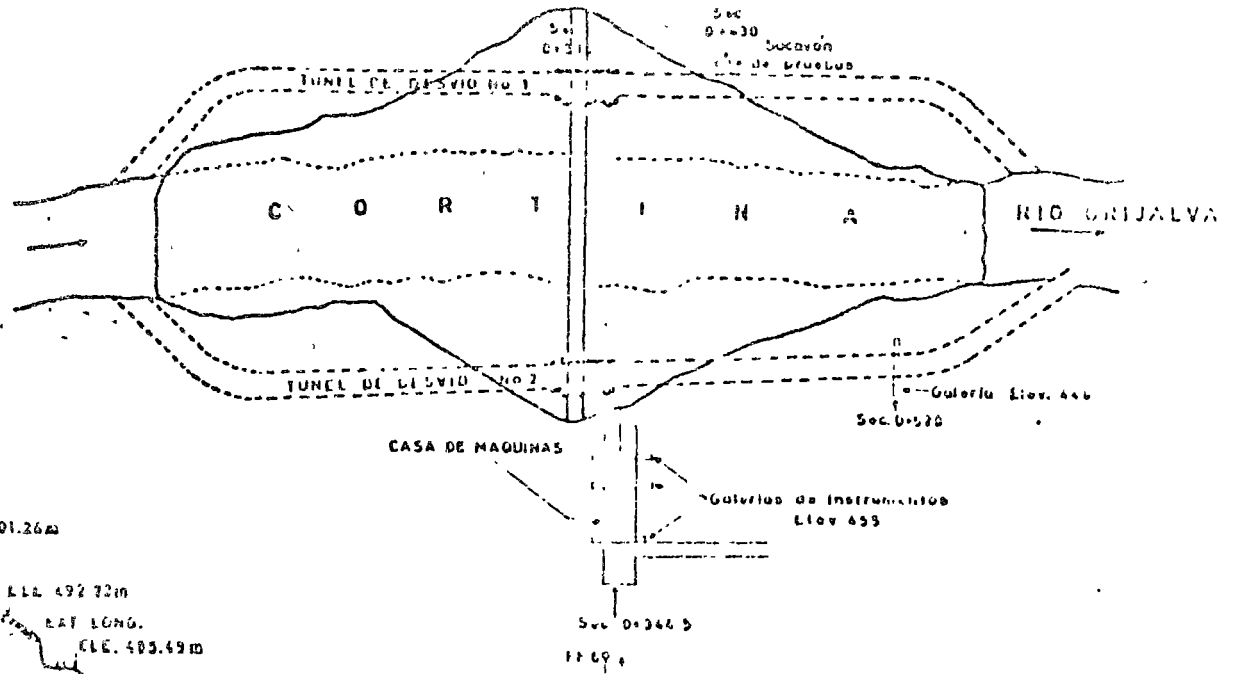


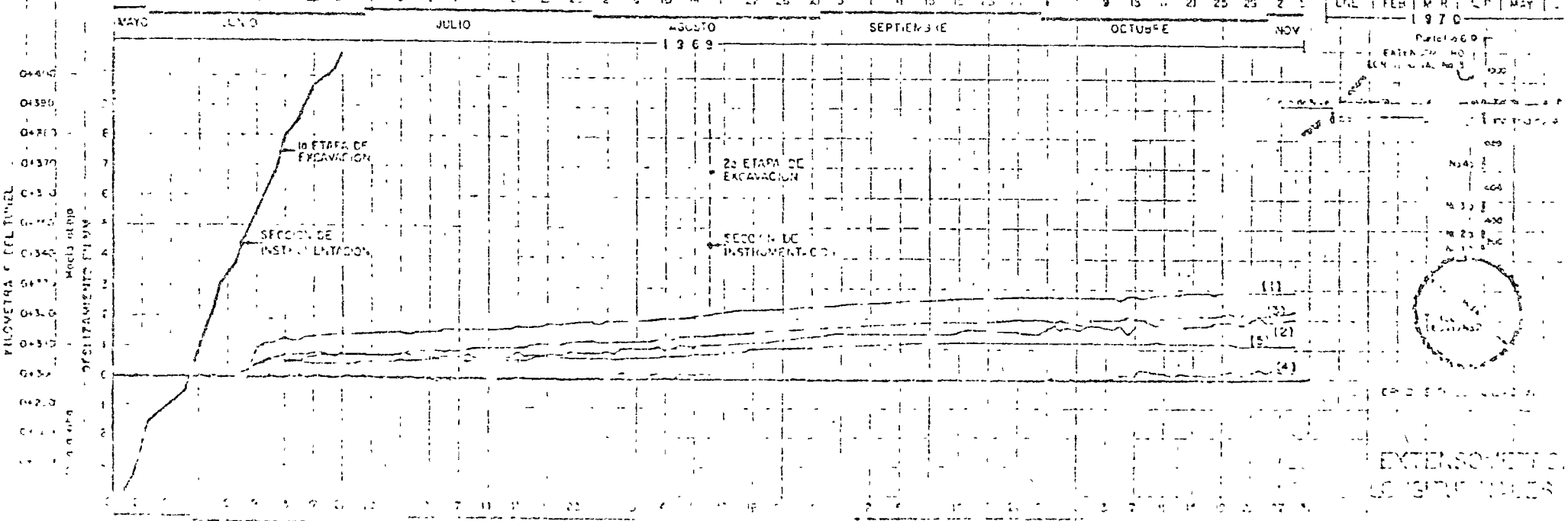
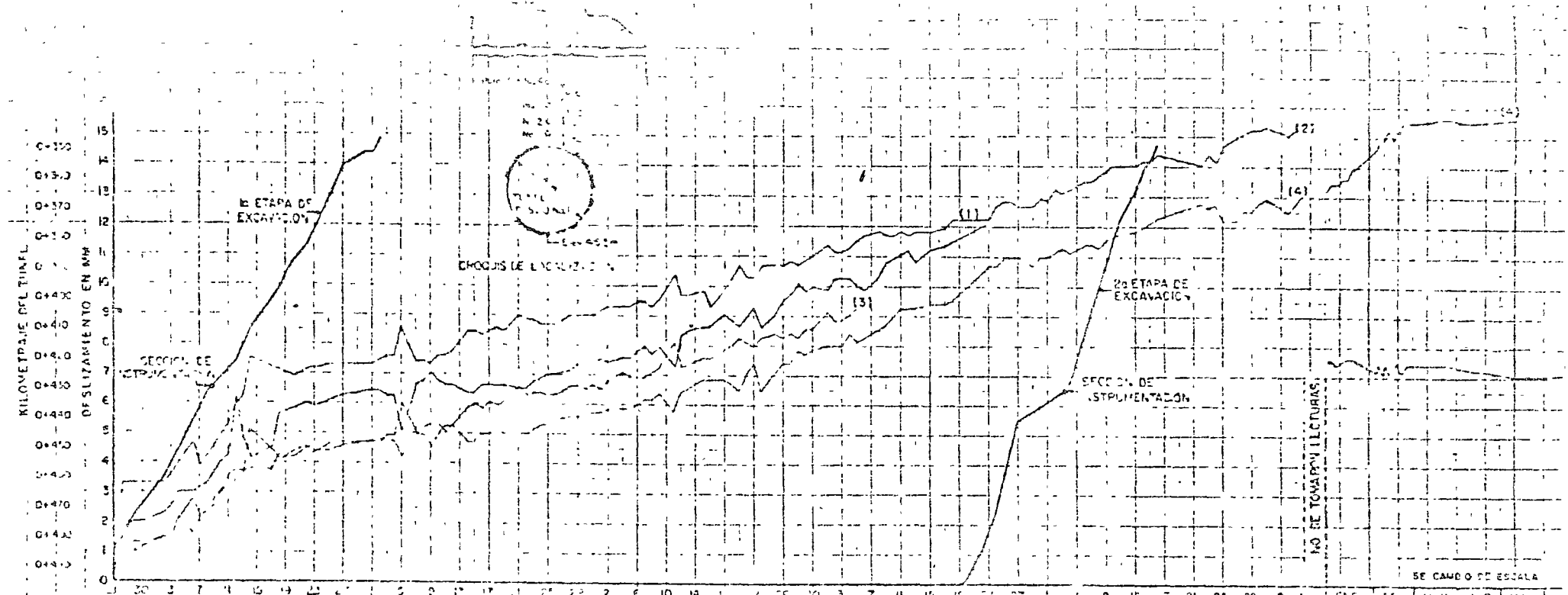
Fig. 17



A-INCLINOMETRO
 O-EXT.LONGITUDINAL
 X-EXT.TRANSVERSAL
 P-SITIO DE PRUEBAS

LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 CASA DE MAQUINAS

CORTE A-A
 LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
 Y SITIOS DE PRUEBAS



SE CAMBIO DE ESCALA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY

1970

Partido 1000
 ESCRITURA NO 1000
 ESCRITURA NO 1000

1000
 1000
 1000
 1000
 1000

1000
 1000
 1000
 1000
 1000

1000
 1000
 1000
 1000
 1000

EXTENSOMETRICO
 LOS STRAIN GAUGES

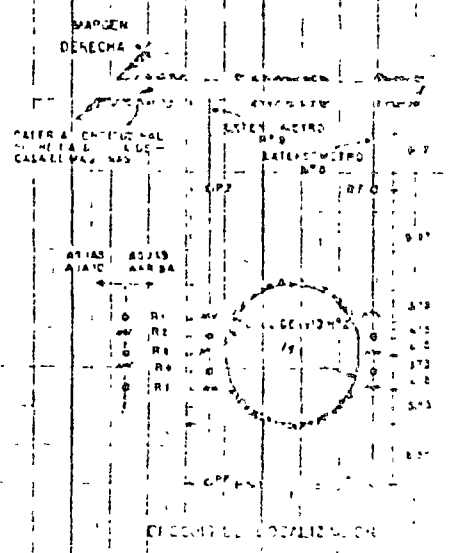
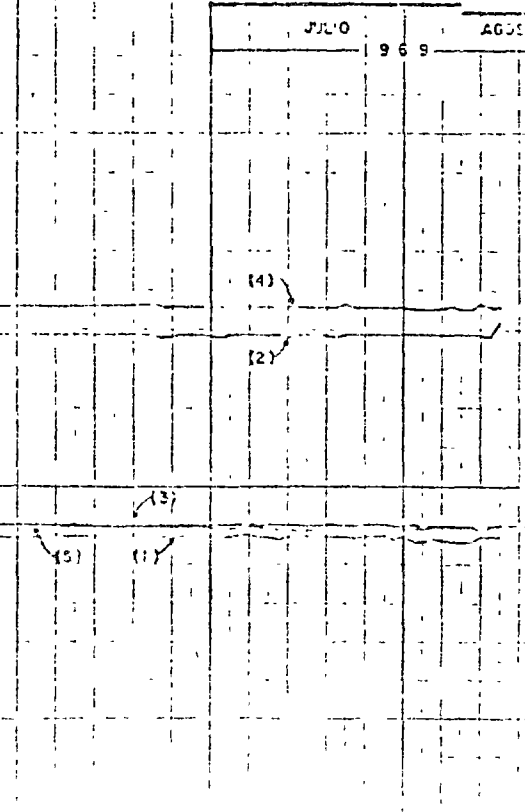
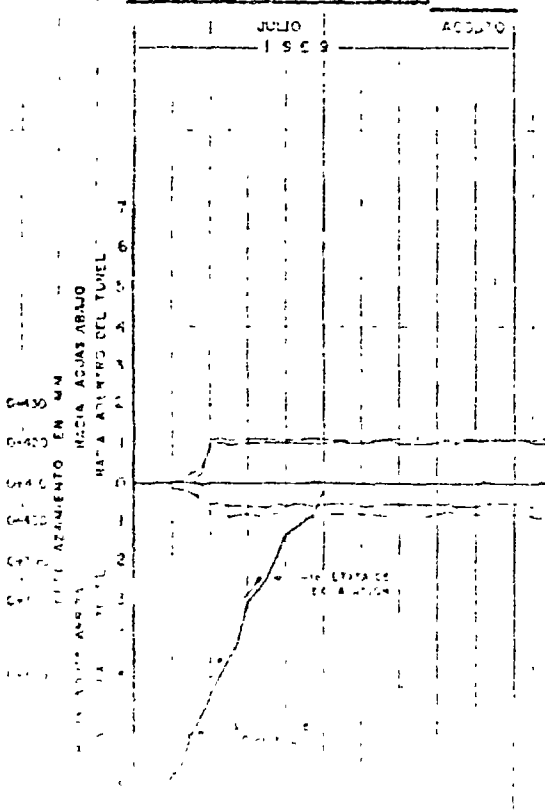
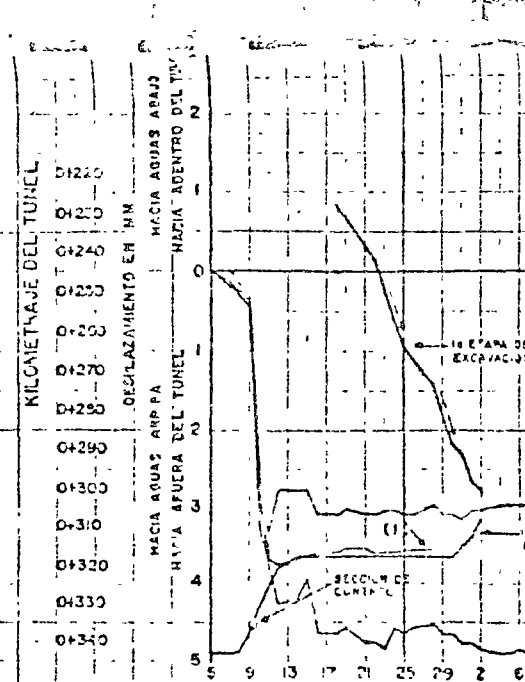
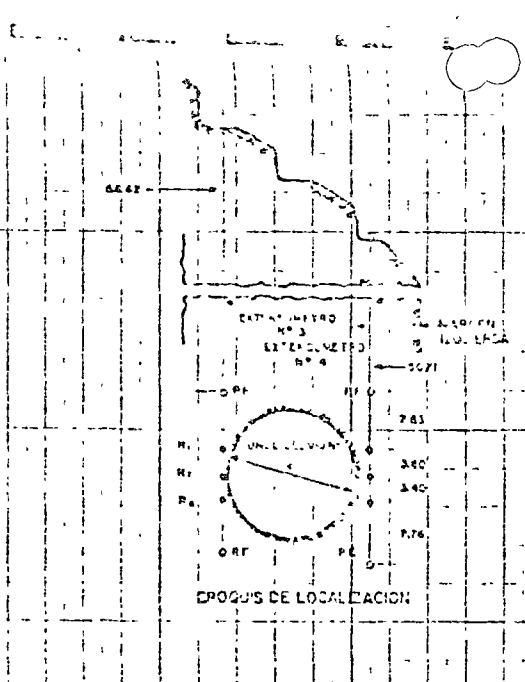
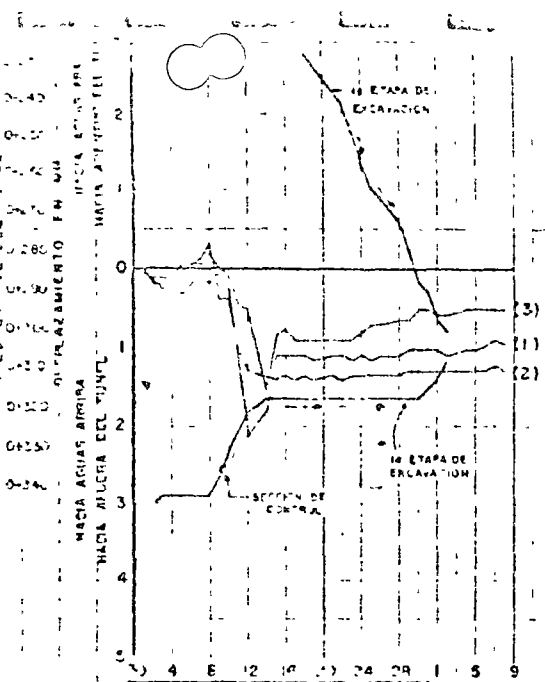
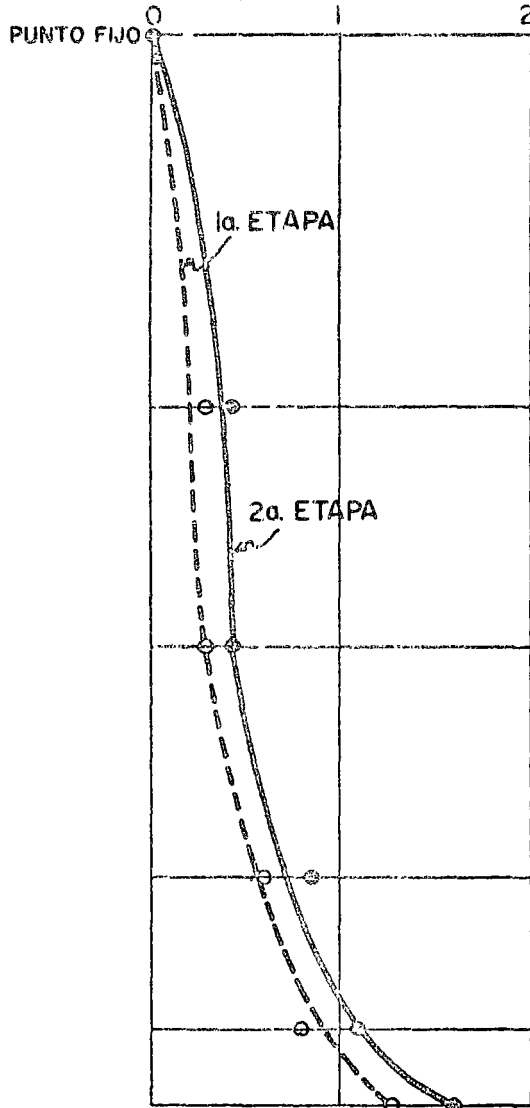


Fig. 20

Elev. (m.s.n.m)

Desplazamientos en mm



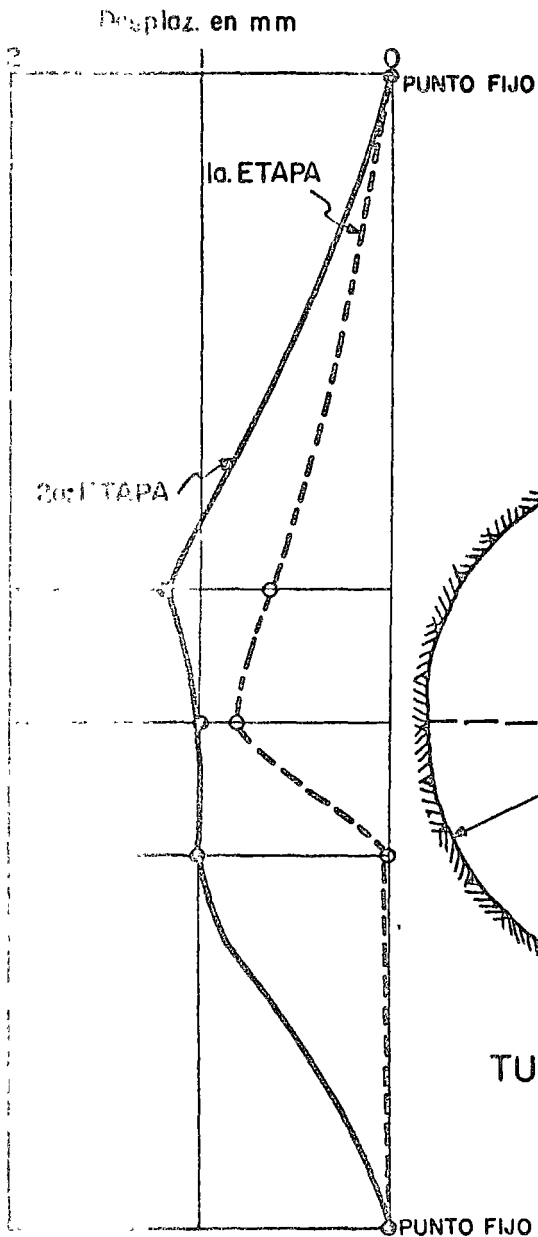
465

460

455

450

Desplaz. en mm



445

440

435

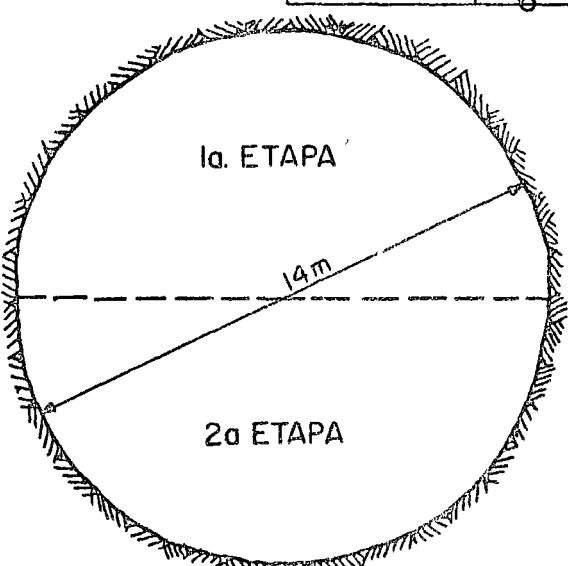
430

425

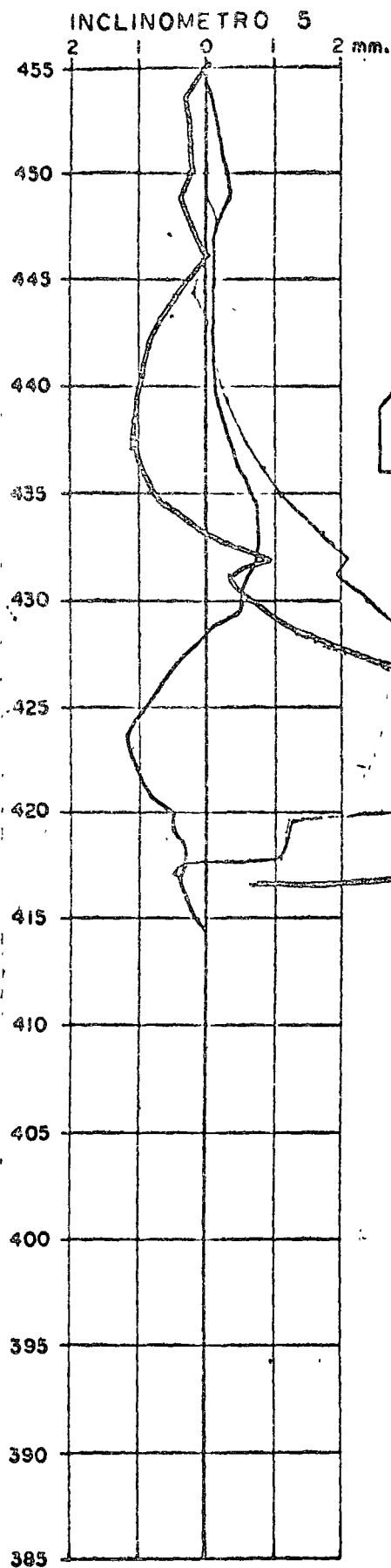
420

PUNTO FIJO

415



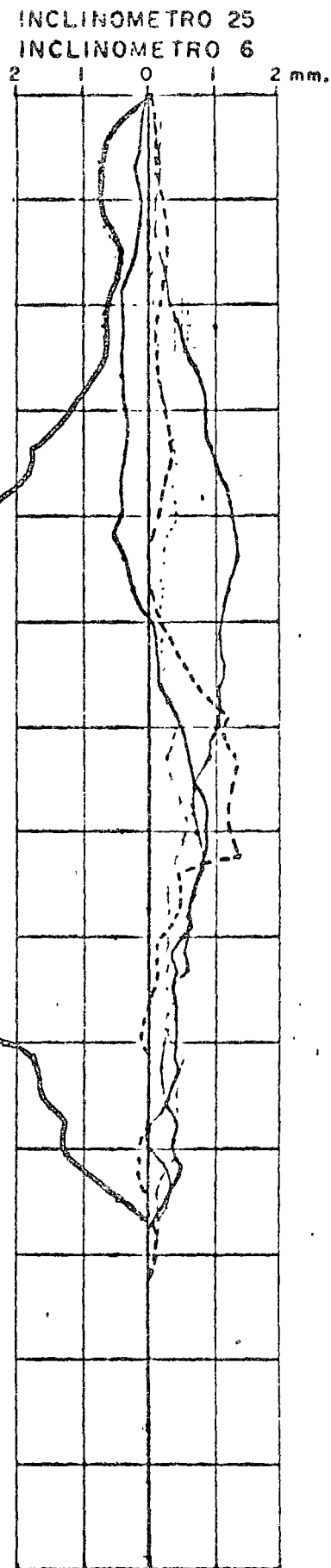
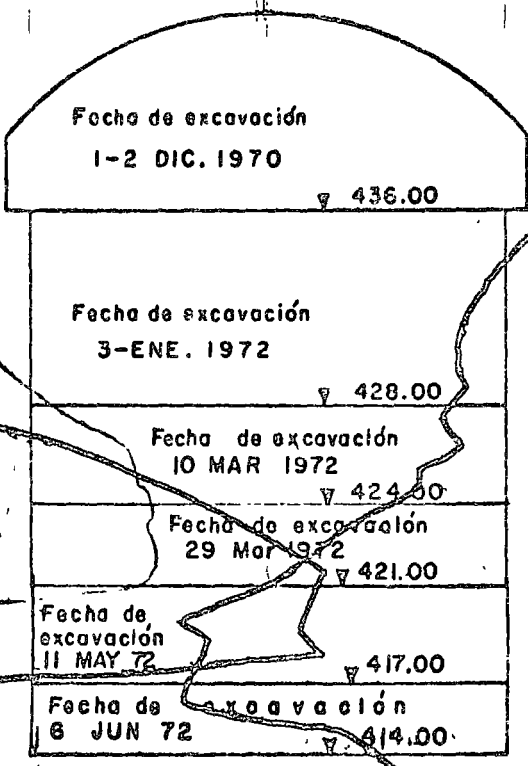
TUNEL DESVIO No.2



**P.H. ANGOSTURA, CHIS.
CASA DE MAQUINAS**

Agua
Arriba

Agua
Abajo



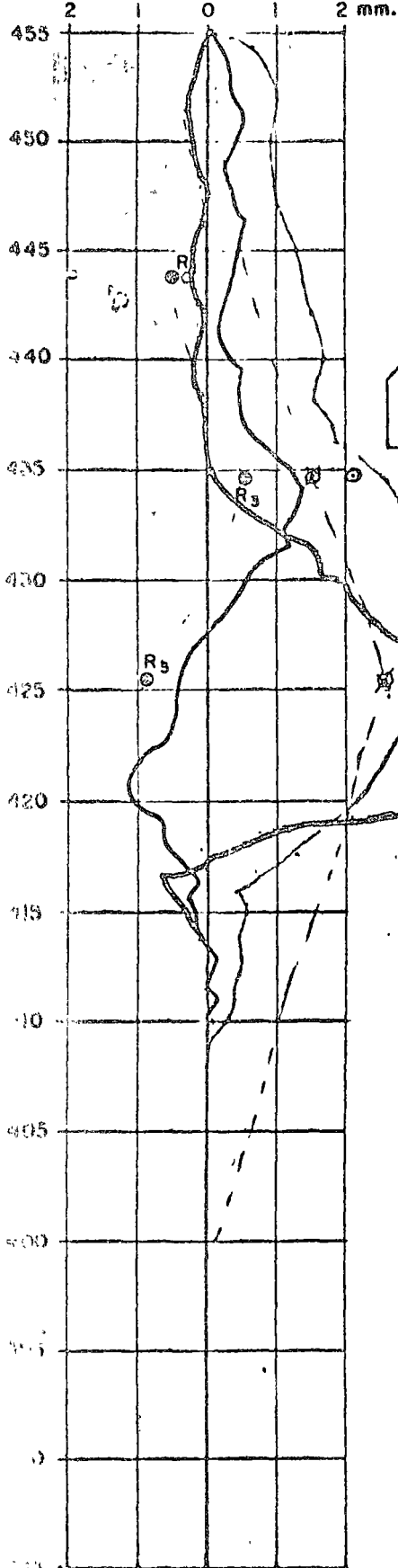
- Desplazamientos observados con inclinómetros 5 y 6 a la Elev. 428.00
- - - Desplazamientos observados con inclinómetro 25

GALERIA I

Desplazamientos observados después de excavación a elevación 428.00

FIG. 27

EXTENSOMETRO TRANSVERSAL 7
INCLINOMETRO 7



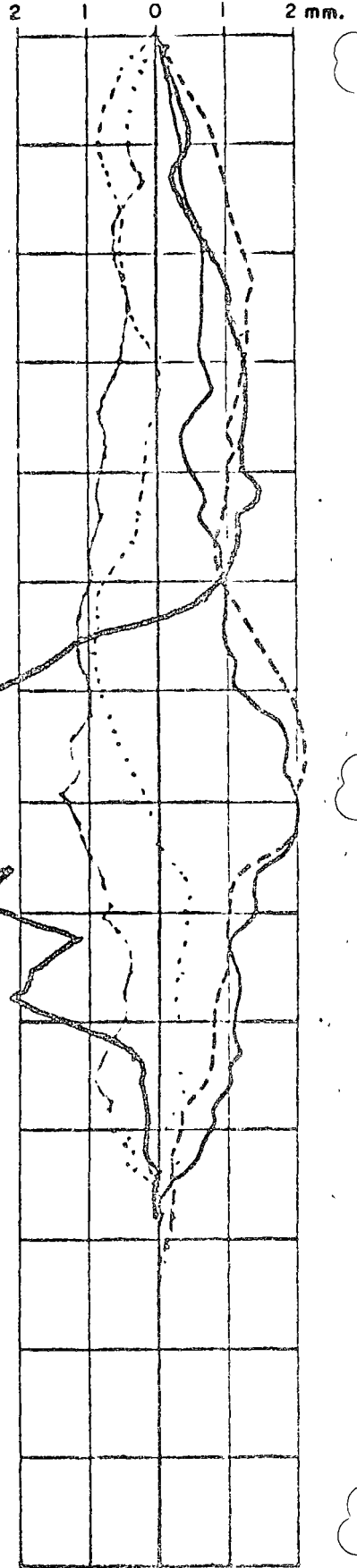
P. H. ANGOSTURA, CHIS.
CASA DE MAQUINAS

Agua
Arriba

Agua
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

INCLINOMETRO 26
INCLINOMETRO 8

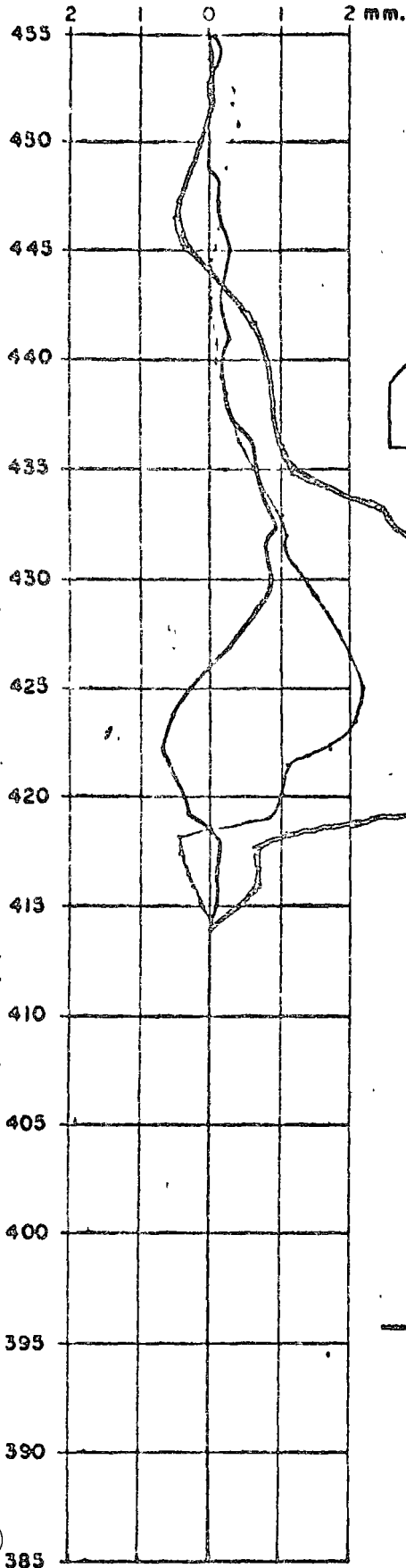


- Desplazamientos observados con extensómetro transversal 7
- Desplazamientos observados con inclinómetros 7 y 8
- - - Desplazamientos observados con inclinómetro 26

GALERIA 2

Desplazamientos observados después de excavar a la elevación 428.00

INCLINOMETRO 9



**P.N. ANGOSTURA, CHIS.
CASA DE MAQUINAS**

Aguas
Arriba

Aguas
Abajo

Fecha de excavación
7 MAR. 1971

▽ 436.00

Fecha de excavación
14-16 DIC. 1971

▽ 428.00

FECHA DE EXCAVACION
21 FEB. 1972

▽ 424.00

Fecha de excavación
10-13 ABR. 72

▽ 421.00

Desplazamientos totales medidos
con extensómetro transversal, —
desde la fecha de su instalación
el 3 de SEP. 1970, hasta el —
4 de ENE. 1972.

Desplazamientos diferenciales —
medidos con extensómetro trans-
versal, entre el 24 de NOV. 1971
(antes de la excavación hasta la
Elev. 428.00) y el 4 de ENE. 1972
(después de la excavación hasta
la Elev. 428.00)

— Desplazamientos observados con
Inclinómetros 9 y 10

GALERIA 3

**EXTENSOMETRO TRANSVERSAL B
INCLINOMETRO 10**

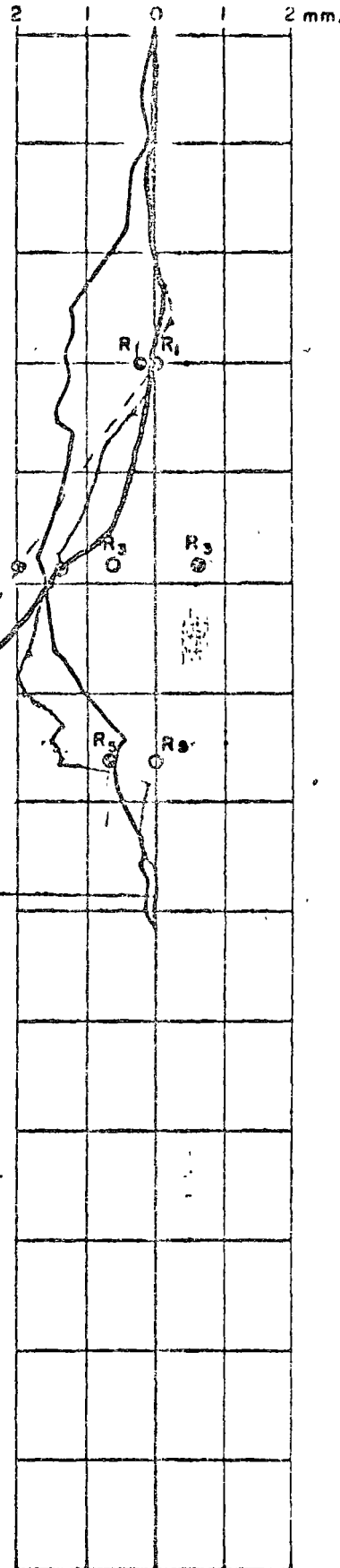
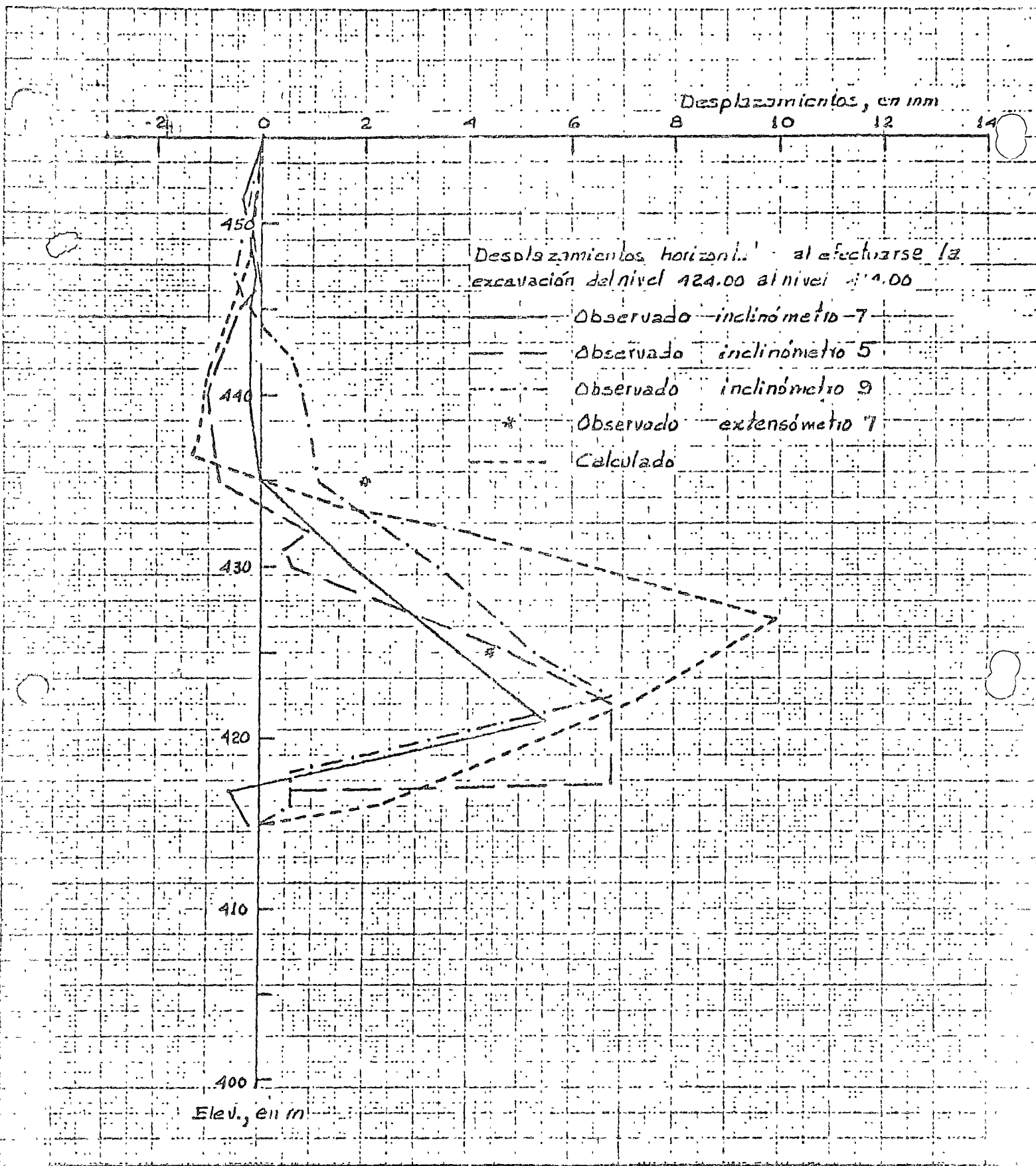


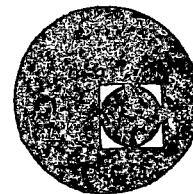
FIG. 29



Desplazamientos horizontales observados y calculados con comportamiento elástico lineal en tercera etapa de excavación. Inclinómetros 5, 7 y 9; Extensómetro 7



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



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA. CONCEPTOS PROBABILISTICOS

ESTIMATING THE STABILITY OF EXCAVATED SLOPES IN OPENCAST MINES

Enero 1976

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
TELEFONOS: 513-27-95
512-31-23 521-73-35



ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA. CONCEPTOS PROBABILISTICOS

Por José A. Jiménez Salas, Profesor de Geotecnia y Cimientos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Director del Laboratorio del Transporte y Mecánica de Suelo" José Luis Escario" Consultor de Entrecanales y Távora, S.A.

1.- CARACTER PROBABILISTICO DEL CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

1.1. Introducción.- En la Historia de la Geotecnia, el problema de la estabilidad de taludes, tan sólo precedido por el de empuje de tierras, tiene un papel fundacional. COLLIN (1846) estudiando los corrimientos en los canales franceses y las respectivas Comisiones que investigaron los accidentes en los ferrocarriles suecos y en el puerto de Gotemburgo dieron a luz algunas de las primeras teorías de la Mecánica del Suelo que llegaron a tener aplicación práctica.

A pesar de ello, los medios de comunicación de masas proporcionan constantemente información sobre derrumbes en los distintos puntos del Globo. Algunos, como los recientes en el río Mantaro, en el Perú, con dolorosa pérdida de vidas humanas; todos, con trastornos económicos importantes. Puede esto interpretarse como un fracaso de las teorías geotécnicas existentes?.

Debe distinguirse, en primer lugar, entre dos clases de taludes.

Algunos de estos derrumbes, y en general, los mayores se producen en taludes naturales: constituyen, por lo tanto, fenómenos geológicos comparables, en cierto grado, a los sismos, y el fracaso de la Geotecnia puede estar, a lo más, en no haber sabido preverlos.

Pero existe un gran número de los que se producen en taludes contruídos por el hombre, principalmente en obras lineales-vías de comunicación, canales-y en estos sí que cabía esperar que las teorías hubieran dado, al cabo de más de cincuenta años de existencia, una garantía absoluta. Las razones de que no haya sido así son de diverso género, aunque todos tengan un trasfondo económico, incluyendo en este concepto también la economía de tiempo.

En una obra lineal, en la que existen numerosos cortes, no se considera habitualmente posible el estudiar a fondo cada uno de ellos. Esto sería demasiado costoso y, sobre todo, demasiado largo. Los conocimientos y cálculos que se efectúan son muy generales y las decisiones que, basándose en ellos se toman, han de ser necesariamente también generales, y difícilmente pueden tener en cuenta pequeñas variaciones locales que, sin embargo, en determinadas circunstancias, pueden tener gran importancia.

una analogía aceptable.

Así pues, el proyectista que aplica las teorías de la Mecánica del Suelo, no se siente autorizado a prescribir taludes cuya construcción sea mucho más costosa que la de los que sean habituales en circunstancias que se acepten, como análogas, y, al hacerlo, encontrará con sorpresa preocupación que los coeficientes de seguridad de los taludes de obras lineales antiguas son estremecedoramente bajos, y evidentemente insuficientes para cubrir la natural dispersión de las propiedades naturales de los suelos en un trazado de apreciable longitud.

Sin duda alguna, una parte de este hecho encuentra su razón de ser en la circunstancia ya conocida de que los métodos habituales de comprobación de taludes basados en el criterio cinemático, representan una cota superior ("upper bound") y dan, por consiguiente, un límite inferior del coeficiente de seguridad, muy probablemente más pequeño que el valor real.

El núcleo de la cuestión reside, sin embargo, en que en una obra lineal se ha aceptado siempre una cierta probabilidad de fallo que quizá no se consideraría admisible en otro tipo de obra. La experiencia ha seguido, en efecto, el camino que describe LANGEJAN (1965) en su trabajo presentado al Congreso de Montreal, cuando dice que una manera racional de enfocar el problema de la estabilidad de taludes es

plantearnos la pregunta de " cual es la probabilidad de rotura", en lugar de " cuanto vale el coeficiente de seguridad". .

Las obras antiguas aceptaron, sin duda, una probabilidad de rotura, y en ellas se produjeron un cierto número de fallos. El criterio de si este número de fallos es o no aceptable depende de un grupo de factores de los cuales, muchos escapan por completo al ámbito de la Técnica y que no podrían , por lo tanto, ser integrados directamente en un coeficiente de seguridad.

Como ejemplo de como en el concepto de seguridad intervienen factores extrínsecos a la Técnica, pero que deben ser respetados, puede citarse uno que, aunque no se refiere directamente a estabilidad de taludes, sí está relacionado: se comprueba estadísticamente que, en España, en donde las prescripciones de seguridad en el trabajo se cumplen, desde hace pocos años, muy estrictamente, el peligro que se corre trabajando durante una hora en la Construcción es diez veces menos que viajando durante una hora por carretera. Si, en lugar de referirse a la Construcción en general se toma un grupo de trabajos especialmente peligrosos, como es la excavación en roca con empleo de explosivos, y los túneles, todavía el peligro es dos veces y media menor que en el viaje. Como este último es un riesgo socialmente aceptado sin dificultad, podría concluirse que pueden rebajarse sin inconveniente las prescripciones de seguridad en el trabajo, muchas de ellas costosas, lo cual sería una conclusión a todas luces errónea, pues mezcla un riesgo profesional, permanentemente inevitable, con otro riesgo

mucho menos extendido en el tiempo y, en muchos casos, libremente aceptado.

La misma definición de fallo no puede precisarse tan sólo por conceptos técnicos, y en ella influyen la psicología, la costumbre, etc. Un ciudadano de Méjico, capital, aceptará sin duda la existencia de desperfectos debidos a asientos en un edificio, que no serían en modo alguno tolerados en Madrid, donde cinco centímetros de asiento es un hecho ya excepcional.

El concepto de fallo debe ir subordinado, en consecuencia, a la de "capacidad de servicio", como ya LANCEJAN indicaba en el lugar citado, y esta capacidad de servicio, a su vez, tiene definiciones muy varias.

Volviendo al caso específico de la estabilidad de taludes, la primera magnitud que hay que tener en cuenta para dictaminar la existencia de un fallo real es el volumen movido. Este es tan definitorio, que se pueden dividir los fenómenos de inestabilidad de taludes en dos grandes grupos :

Inestabilidad de masa

Inestabilidad parcial

La inestabilidad de masa se refiere a un movimiento de grandes proporciones, y podemos decir que, en general, es un fenómeno, cuando se presenta

en una obra lineal, no previsto, lo que no quiere decir " no previsible" en todos los casos. No es razonable que pase una obra lineal por una ladera con este tipo de peligro, teniendo en cuenta, además que los trabajos de consolidación de una gran masa estarían evidentemente en desproporción con el propio costo de la obra lineal.

Este no es exactamente el caso de los movimientos parciales, los cuales, en ocasiones, no son nada más que una reacomodación al nuevo estado de cosas que se ha producido. El Ingeniero, muchas veces, actúa como cirujano estético de la Naturaleza. Construye, y al hacerlo, provoca heridas en el paisaje, y estas heridas cicatrizan; lo hacen adquiriendo una forma determinada, y lo que se tiene que lograr es que la cicatriz alcance la forma que el Ingeniero ha deseado para ella. A veces, no es lo más práctico el construir exactamente la obra de la forma en que tiene que quedar, sino que es preferible dejar un cierto margen para la reacomodación posterior. En vías lineales, en consecuencia, no resulta absurdo contar con que se producirán posteriormente cierta erosión y algunos corrimientos limitados. Todos estos fenómenos son tolerables en la generalidad de los casos y deben considerarse como una consecuencia normal: lo que sí hay que tomar son las medidas necesarias para que estos fenómenos no produzcan consecuencias inadmisibles, tales como accidentes personales o interrupción en la función de la obra. La solución más que en

una suavización del talud que quizá obligue a movimientos de tierra muy importantes, puede estar, por ejemplo, en cunetones, bermas o barreras de protección capaces de detener las masas desprendidas, si son pequeñas.

1.2. El caso de los taludes en roca.- Dentro de los fenómenos de inestabilidad de taludes, los que se producen en roca tienen unas características especiales, a cuyo estudio pretende limitarse este trabajo.

Como ya TERZAGHI (1962) indicó, la inestabilidad de un talud rocoso se produce siempre por "defectos" de la roca. Si ésta se hallara intacta, los taludes podrían alcanzar alturas de kilómetros, en vertical, sin peligro.

Ahora bien, la existencia de defectos es un hecho mucho más aleatorio todavía que la resistencia al esfuerzo tangencial de un suelo. Sin embargo, no es inaccesible el tratamiento estadístico pero este mismo hecho tiene como consecuencia una diferencia esencial con el caso de suelos: la roca es un material esencialmente anisótropo. Su resistencia es muy alta, excepto en unas direcciones preferenciales, que, estadísticamente, resultan estar bastante bien definidas.

La inestabilidad de taludes en roca tiene por ello formas especiales, todas ellas más o menos caracterizada por el movimiento de fracciones de la masa geoméricamente bien definidas por los defectos preexistentes

tes. Así pues tenemos desprendimientos (fig. 1) como caso más extremo, y, como más típico, el "deslizamiento en bloque" (Fig. 2) estando éste definido por dos o tres litoclasas.

Otra clase de inestabilidad, mucho tiempo olvidada es el "vuelco de estratos" (Fig. 3) que se presenta en taludes aparentemente muy estables, y que se debe a la falta de resistencia del macizo para resistir los esfuerzos tangenciales conjugados a los que tienden a producir directamente el corrimiento.

En la figura 4, se representa un movimiento de este tipo, acaecido recientemente en España, y desencadenado, según parece, por algún defecto anómalo existente al pie del talud. Fué muy rápido y ocasionó cierto número de víctimas.

Tanto el desprendimiento como el vuelco se resisten todavía hoy al cálculo analítico, pero el deslizamiento en bloque ha sido ya objeto de detallados análisis, entre los que podemos citar los de LONDE (1965) WITKE (1965) JOHN (1968,1970) y PANET y STROILLOU(1970), CASTILLO y SERRANO (1972).

Sin embargo, todos estos autores atacan el problema guiados por el concepto de coeficiente de seguridad, definido como relación entre las fuerzas resistentes y las que tienden a producir el deslizamiento o desprendimiento del bloque estudiado. Para analizar la estabili

dad de la ladera se escogen unos cuantos bloques significativos y de ellos se deduce el coeficiente de seguridad disponible.

En el Laboratorio "José Luis Escario" del Transporte y Mecánica del Suelo, de Madrid, que dirige el autor de este trabajo, se han efectuado por los ingenieros Enrique Castillo Rón y Alcibíades Serrano estudios sobre el problema, que perfeccionan notablemente el conocimiento del fenómeno, introduciendo toda la masa de información disponible para llegar, mediante su representación por funciones estadísticas, a determinar la probabilidad de fallo.

2.- EL METODO DE CASTILLO RON-SERRANO PARA LA DEFINICION DE PROBABILIDAD DE FALLO DE UN TALUD ROCOSO.

La aplicación del método propuesto por estos autores consta de las siguientes fases.

2.1.-Definición de la morfología.- Como base de partida se define la morfología del macizo rocoso, tanto en su geometría propia como en la de sus discontinuidades, apoyándose en los datos sobre las orientaciones de éstas obtenidos en las campañas de investigación geomecánica. Se presentan estas discontinuidades en un diagrama de tipo clásico (diagrama de igual área, proyección estereográfica, etc.) y se definen unas "zonas de orientación" que dividen el diagrama anterior en un número finito de regiones, a las que se les asigna como orientación la que corresponde a su centro de gravedad.

2.2.- Definición de los datos geomecánicos.- Se le asigna a cada una de estas zonas de orientación la siguiente información extraída de la prospección de campo y de los ensayos geomecánicos:

- Separación media entre discontinuidades.
- Distribución estadística de áreas abiertas de las discontinuidades.
- Distribución estadística de la cohesión y ángulo de rozamiento de las discontinuidades.
- Parámetros de la resistencia a la tracción.
- Relaciones medias entre resistencia de pico y residual.

Se introduce la resistencia de la roca matriz definida por :

- Distribución estadística de su cohesión y ángulo de rozamiento.
- Parámetros de la resistencia a la tracción
- Relación entre la resistencia de pico y residual.

2.3.- Determinación de las curvas de estabilidad.- Se obtiene del proceso de todos estos datos las curvas de estabilidad del talud - que definen la probabilidad de que el coeficiente de seguridad de algún bloque del talud de tamaño igual o mayor que δ tenga un coeficiente de seguridad igual o menor que F.

La obtención de las curvas de estabilidad es un proceso complejo que se subdivide a su vez en

- Obtención de las distribuciones de tamaño de cada familia de bloques formado por tres zonas de orientación.
- Obtención del coeficiente de seguridad de un bloque de tamaño dado δ , de una familia dada i,j,k.
- Determinación de probabilidad que corresponde a cada bloque.
- Determinación de la curva de estabilidad del talud a partir de los datos anteriores.

3.- CARACTERISTICAS DETERMINANTES DE LA ESTABILIDAD.

En un talud rocoso son muchos los factores que condicionan su estabilidad y, la mayor parte de ellos no son nunca conocidos con exactitud, tanto por su realidad física como por la forma de su evaluación. Por ello, cuando tratamos de estimar la estabilidad de un talud rocoso nos enfrentamos con un problema esencialmente estocástico. Este es el motivo que nos llevará en los párrafos que siguen a analizar estos factores desde un punto de vista estadístico. Entre los mas importantes merecen ser destacados y por ello los incluimos en nuestro estudio los siguientes:

3.1.- Orientación de las superficies de discontinuidad.- La práctica habitual consiste en la medida de los rumbos y buzamientos de todas,

o de una parte de las discontinuidades existentes en el talud. El primer caso sólo será posible cuando el número de discontinuidades sea relativamente pequeño, o cuando existan una serie de ellas que condicionen notoriamente la estabilidad.

Como se verá más adelante, en el segundo caso es de gran importancia, no sólo representatividad de las discontinuidades medidas, sino también el conocimiento de la relación entre el número total de discontinuidades existentes y el número de las medidas.

De acuerdo con la práctica habitual, nuestro dato de partida será una tabla de rumbos y buzamientos con significado de muestra aleatoria representativa de una población cuyo número total de elementos es conocido.

Estos datos estadísticos son puntos de un continuo formado por todas las orientaciones posibles que llamaremos espacio de orientaciones. Como un tratamiento de todos estos puntos resultaría prácticamente imposible, debido a los tiempos necesarios de cálculo, nos vemos obligados a trabajar con grupos de puntos de análoga influencia en la estabilidad. Así, si definimos una métrica, podemos hablar de entornos. Llamaremos zonas de orientación a un sistema de entornos que definan una partición en el espacio de orientaciones en el sentido de que la unión de todos estos entornos sea el espacio total y la intersección de dos cualesquiera de ellos sea vacía.

Como el procedimiento que sigue está basado en operar con un representante de cada zona de orientación, es de gran trascendencia, si se trabaja con un número relativamente pequeño de zonas, la elección de éstas con un apropiado criterio geológico y geomecánico para que la solución aproximada que buscamos esté cercana a la real.

3.2.- Espaciamientos.- Por espaciamiento se entenderá la distancia normal e_r entre dos discontinuidades sucesivas de la misma zona de orientación (r).

Aunque esta distancia en realidad es variable, con una distribución estadística, se considerará su valor medio.

Esto tiene la gran ventaja de que es posible su determinación sin necesidad de medir los espaciamientos, ya que se puede obtener como el cociente entre la longitud normal máxima asociada a la zona de orientación, que puede medirse en el talud y el número de diaclasas total dentro de la zona en cuestión (Fig. 67).

3.3. Grado de separación.- Se supone una superficie abierta A (en m^2) para cada una de las zonas de orientación y con una distribución estadística $f(A)$, basada en las prospecciones de campo.

Esta variable ejerce una influencia muy acusada en la evaluación de la estabilidad, por lo cual su determinación o su estimación debe hacerse con un cuidado exquisito.

Para cada zona de orientación (o grupos de zonas semejantes en grado de separación), se determinará un histograma de frecuencias de la superficie abierta que será el dato básico en el modelo de cálculo. (Fig. 7).

3.4.- Resistencias

3.4.1. De la roca matriz. Para la roca matriz se supone una curva de resistencia intrínseca del tipo indicado en la figura 8.

Se admite que la resistencia a la tracción T_m viene expresada por

$$T_m = \lambda c_m \cot \varphi_m \quad \text{en donde } 0 \leq \lambda \leq 1$$

Se supone una distribución estocástica conjunta $f(c, \tan \varphi_m)$ del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión (Fig.9). Esa distribución de c_m , y φ_m se obtendrá mediante un análisis estadístico de los ensayos de laboratorio con la roca matriz.

Hay que distinguir en estos ensayos entre resistencia de pico (φ_{mp}, c_{mp}) y residual, (φ_{mr}, c_{mr}). Tal como se verá más adelante, es necesario determinar ambas para poder resolver completamente el problema.

La resistencia residual se introduce como fracciones r_c y r_φ de la cohesión y el rozamiento respectivamente, de la resistencia de pico.

3.4.2. De las discontinuidades.- Para las discontinuidades se admite una curva de resistencia intrínseca para cada zona de orientación análoga a la indicada en el caso de la roca matriz. Para distinguir estos parámetros de resistencia de los anteriores, usaremos el subíndice d.

La determinación de estas curvas de distribución estadística se hará mediante ensayos de campo procurando diferenciar entre las zonas de orientación de características diferentes (origen geológico, estado tensional, etc.) .

En los ensayos se tratará de reproducir el estado tensional a que estará sometida la discontinuidad, ya que en algunos casos, por ejemplo, diaclasas con apertura reducida, rellenas de arcilla, que puede ser extruída por una presión normal excesiva, la resistencia que se obtiene puede resultar muy diferente de la movilizadada bajo el estado tensional de trabajo de la discontinuidad.

3.4.3. De la rotura progresiva. Cuando aparecen bloques rocosos limitados por superficies mixtas, formados por zonas abiertas y zonas cerradas, tal como se indica en la figura 10, será necesario considerar el fenómeno de " rotura progresiva".

Las zonas abiertas funcionarán con la resistencia de las discontinuidades y las cerradas con la resistencia de la roca matriz (Fig. 11).

Las resistencias dependen de la deformación. Cuando se alcanza la resistencia de pico τ_{mp} en la roca matriz, prácticamente la resistencia movilizada por las discontinuidades τ_d es nula, mientras que cuando se llega a la resistencia máxima en la discontinuidad se ha alcanzado ya la residual de la roca matriz.

Por lo tanto, se presentan dos situaciones de cálculo que será necesario analizar independientemente, ya que no se conoce a priori cuál de las dos dará la situación más realista.

3.5. Morfología del talud.- El modelo analiza la estabilidad de un talud plano de una longitud L , altura H y pendiente β dadas.

3.6. Acciones.- Las acciones que pueden estudiarse con este modelo son las siguientes:

- Peso propio
- Cargas exteriores (tales como, empujes transmitidos por cimentaciones, anclajes, etc.
- Subpresión.
- Terremotos (se considera como una carga estática).

4.- CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

4.1. Bloque y familia de bloques.- Bloque es todo tetraedro limitado por tres planos fijos asociados a tres zonas de orientación y el plano del talud. El conjunto de bloques que resultan al considerar todos los planos paralelos asociados a las tres zonas de orientación, se denomina familia de bloques. Así pues la familia de bloques asociada a tres zonas de orientación está constituida por bloques semejantes.

4.2. Curva de distribución de tamaños de bloques.- Los tamaños de los bloques de una familia se distribuyen según una curva de frecuencias - que depende de la separación media de cada una de las zonas de orientación que definen la familia.

En la figura 12 se muestra uno de los bloques de tamaño máximo Δ que puede formarse en el talud.

Puede comprobarse en la figura 12 que el número de bloques formado por una discontinuidad dada i_m correspondiente a la zona de orientación i y de tamaño inferior a uno dado δ ($\delta \leq \Delta$), viene definido por el número de puntos de intersección de las otras dos zonas de orientación, situados dentro de la región limitada por la discontinuidad i_m y una paralela a ella a la distancia δ . (Zona no sombreada de la Figura 12).

Si se admiten unos espaciamientos constantes para las diferentes zonas de orientación, el número de puntos será proporcional al área de la zona antes mencionada.

$$N_{im}(\delta) = \frac{a_i \delta}{s_{jk}} \left(1 - \frac{\delta}{2A} \right) \quad (1)$$

en donde

$N_{im}(\delta)$ número de bloques de tamaño inferior a δ que pueden formarse con la discontinuidad i_m

a_i Longitud máxima de las discontinuidades i limitada por el talud.

Δ Altura de la cara del tetraedro máximo contenida en el plano del talud, sobre la discontinuidad i .

s_{jk} Area elemental sobre el plano de talud de la retícula formada por las otras dos zonas de orientación (distintas de la i) que definen la familia de bloques.

El número total de tetraedros con altura inferior a δ será

$$N_{ijk}(\delta) = n \times N_{im}(\delta)$$

en donde n es el número de discontinuidades que pueden formarse con longitud máxima a_i dentro del plano del talud.

Se puede escribir
$$n = \frac{L^*}{e_i}$$

en donde

L^* es la longitud del talud limitada por las discontinuidades extremas i_0 y i_n de longitud a_i .

e_i espaciamiento medio de la zona de orientación i en la dirección de la longitud L .

luego

$$N_{ijk}(\delta) = \frac{L^* a_i \delta}{s_{jk} e_i} \left(1 - \frac{\delta}{2\Delta}\right)$$

llamando

$$S_{ijk} = L^* a_i \quad \text{área reducida}$$

$$V_{ijk} = s_{jk} e_i \quad \text{volumen elemental}$$

resulta

$$N_{ijk}(\delta) = \frac{S_{ijk} \delta}{V_{ijk}} \left(1 - \frac{\delta}{2\Delta}\right) \quad (2)$$

Esta curva acumulativa está representada en la figura 13 y da lugar a una curva de frecuencias rectilínea (figura 14) de ecuación

$$F_{ijk}(\delta) = \frac{S_{ijk}}{T_{ijk}} \left(1 - \frac{\delta}{\Delta} \right) \quad (3)$$

En el modelo de cálculo esta distribución se discretiza, introduciendo un histograma de δ_n con sus frecuencias $f(n)$ calculadas a partir de la distribución rectilínea. Por otra parte, con un cambio de variable, puede significar el volumen del tetraedro.

Como puede verse en la fig. 12, en estas curvas acumulativas $N(\delta)$ y de distribución $F(\delta)$ solo se han tenido en cuenta los bloques definidos en el área reducida (zona no rayada de la fig. 12).

Así pues, las curvas de distribución que se han obtenido anteriormente son sólo aproximadas. Su grado de validez depende del cociente L^*/l y será tanto más aproximada cuando más cerca esté esta relación de la unidad.

En otro caso hay que estudiar los bloques que pueden formarse en las zonas rayadas, de la figura 12 los cuales conducen a correcciones de la distribución de tamaños.

Pueden presentarse dos casos:

Corrección zona 1

Corresponde a los bloques que pueden formarse con las discontinuidades $i_n + j$, siendo i_n la discontinuidad extrema que puede dar un bloque de tamaño máximo Δ

Se pueden presentar dos posiciones de la discontinuidad

1a. Posición $i_n + j$. La discontinuidad corta a las dos bases del talud.

En ese campo, el número de bloques que puede formarse con ella tiene un histograma de frecuencias del tipo (1) de la figura 15.

2a. Posición $i_n + k$. La discontinuidad corta solo a la base inferior del talud. La distribución de tamaño de bloques es entonces del tipo de la curva (2) de la figura 15.

Corrección zona 2

Se puede presentar una sola posición de las discontinuidades i , tal como la $i_0 - m$.

La curva de distribución es entonces del tipo 1 de la figura 16.

El efecto de todas las discontinuidades situadas en la zona (1) y (2) es corregir la distribución de la figura 15 en la región de los δ pequeños. El efecto en general tiene poca importancia para la estabilidad

y puede ser despreciado. Sin embargo, a la formulación que hemos indicado es capaz de tenerlo en cuenta en el cálculo.

4.3. Ceficiente de seguridad y curvas de estabilidad.

En un talud rocoso no tiene sentido un coeficiente único. Solo a los bloques rocosos en condiciones dadas de tamaño, apertura, separación, resistencia y familia, puede asignársele un coeficiente de seguridad en el sentido clásico, es decir, como relación entre las resistencia al esfuerzo cortante T_r y la resistencia - movilizada T en la dirección de los movimientos cinematicamente - compatibles con las fuerzas que actúan sobre el bloque.

$$F = \frac{T_r}{T}$$

Dado que una gran parte de los factores que definen el bloque y sus condiciones geomecánicas tienen una distribución probabilística, solo podrán obtenerse distribuciones del mismo tipo para el coeficiente de seguridad. A esta distribución probabilística la llamaremos - curva de estabilidad. Así pues, una curva de estabilidad nos define la probabilidad P de que el coeficiente de seguridad sea igual o menor que un valor dado F . Para poder determinar ésta, se definen previamente las siguientes curvas de estabilidad:

$p(\delta)_{ijk}$ De un bloque de tamaño δ , de la familia de bloques (ijk) definida por las zonas de orientación i, j, k .

$P(\delta)_{ijk}$ Del conjunto de bloques de tamaño mayor que δ de la familia de bloques $(i,j;k)$

$P(\delta)$ Del conjunto de bloques del talud de tamaño mayor que δ

5. DETERMINACION DE LAS CURVAS DE ESTABILIDAD

5.1.- Coefficiente de seguridad.

La rotura de un bloque puede producirse de tres formas diferentes:

- Por deslizamiento sobre una cara
- Por deslizamiento sobre una arista
- Por desprendimiento

Previamente al cálculo del coeficiente de seguridad se define el tipo de rotura de acuerdo con las fuerzas exteriores y la morfología del bloque.

Según el tipo de rotura se determinan los coeficientes de seguridad dados por la resistencia de pico y la resistencia residual.

Se tiene en cuenta que no se llega a la resistencia de pico simultáneamente en todas las caras, y que cuando se ha alcanzado ésta en la roca matriz, la resistencia movilizada en las zonas abiertas de la discontinuidad es despreciable.

Se adopta como coeficiente de seguridad del bloque el máximo de los encontrados en las situaciones anteriores, que aunque estará del lado de la seguridad es el más realista.

5.1.1. Deslizamiento sobre una cara.-

α) Resistencia de pico.

Se estudian las siguientes hipótesis de rotura :

a) Resistencia de pico en el plano i de deslizamiento y resistencia nula en los planos j, k.

El coeficiente de seguridad viene expresado por:

$$F = \frac{(A_{1i} - A_i) C_{mp} + N_i \operatorname{tg} \psi_{mp}}{T_i} \quad (5a)$$

donde F es el coeficiente de seguridad, N_i , la componente normal de la resultante de las fuerzas exteriores sobre el plano i, T_i la componente tangencial de la resultante sobre el plano i, A_{1i} , el área total de la cara i del bloque y A_i , el área abierta de la cara i.

b) Resistencia de pico en el plano j (no deslizamiento) y resistencia nula en los planos i, k.

$$F = \frac{(A_{1j} - A_j) C_{mp}}{T_j} \cdot \frac{\cos \psi_{2mp}}{\operatorname{sen}(\psi_{2mp} + \alpha)} \quad (5b)$$

en donde α es el ángulo de T con la normal al plano j. Para el plano k, se determina una fórmula análoga a la (5b).

β) Resistencia residual

El coeficiente de seguridad viene dado por

$$F = \frac{A_{II} C_i^* + N_i \operatorname{tg} \psi_i^*}{T_i} \quad (6)$$

con

$$C_i^* = \frac{A_i}{A_{II}} C_{di} + \left(1 - \frac{A_i}{A_{II}}\right) r_c \cdot C_{mp}$$

$$\operatorname{tg} \psi_i^* = \frac{A_i}{A_{II}} \operatorname{tg} \psi_{di} + \left(1 - \frac{A_i}{A_{II}}\right) r_\psi \cdot \operatorname{tg} \psi_{mp}$$

5.1.2.- Deslizamiento sobre una arista.

α) Resistencia de pico

Se pueden dar dos casos:

- a) Resistencia de pico en los planos i, j que definen la arista de deslizamiento y resistencia nula en el plano K.

$$F = \frac{(A_{II} + A_{Ij} - A_i - A_j) C_{mp} + (N_i + N_j) \operatorname{tg} \psi_{mp}}{T_{ij}} \quad (7a)$$

en donde T_{ij} es la proyección de la resultante sobre la arista de deslizamiento.

b) Resistencia de pico en el plano k (no de deslizamiento) y resistencia nula en los planos j, k.

$$F = \frac{(A_{ik} - A_k) C_{mp}}{T_{ij}} \frac{\cos \psi_{2mp}}{\sin(\psi_{2mp} + \alpha)} \quad (7b)$$

en donde α es el ángulo que forma T_{ij} con la normal al plano K.

β) Resistencia residual

$$F = \frac{A_{ji} C_i^* + A_{kj} C_j^* + N_i \operatorname{tg} \psi_i^* + N_j \operatorname{tg} \psi_j^*}{T_{ij}} \quad (8)$$

5.1.3. Desprendimiento - También son posibles dos casos:

α) Resistencia de pico de la roca matriz.

Considerándola independientemente para cada plano resulta:

$$F = \frac{(A_i - A)}{R} C_{mp} \frac{\cos \psi_{2mp}}{\sin(\psi_{2mp} + \alpha)} \quad (9a).$$

en donde R es la resultante y α es el ángulo que forma R con la normal al plano en cuestión.

β) Resistencia de pico del relleno de la discontinuidad.

Considerándola independientemente para cada plano se obtiene:

ne:

$$F = \frac{A_1 C_1}{R} \frac{\cos \alpha_{d1}}{\sin(\psi_{d1} + \alpha)} \quad (9b)$$

5.2. Curva de estabilidad de un bloque.

La probabilidad $p_{ijk}(\delta)$ de que un tetraedro de tamaño δ , perteneciente a la familia (ijk) tenga un coeficiente de seguridad F igual o menor que F_0 puede expresarse en general por:

$$P_{ijk}(\delta, F_0) = \sum_{R(F < F_0)} f_i^{c,\psi} f_j^{c,\psi} f_k^{c,\psi} f_m^{c,\psi_m} f_l^a f_j^a f_k^a$$

en donde

$f_{i,j,k}^{c,\psi}$ es la distribución de resistencias la discontinuidad i,j,k.

f_m^{c,ψ_m} la distribución de resistencias de la roca matriz

$f_{i,j,k}^0$ La distribución del grado de separación de las discontinuidades i, j, k .

$R(F < F_0)$ define en el hiperespacio estocástico de 11 dimensiones $a_i, a_j, a_k, C_i, C_j, C_k, \psi_i, \psi_j, \psi_k, C_m$, el recinto de sumación de las distribuciones f en el que se verifica $F < F_0$ para el bloque de tamaño δ .

El cálculo de la sumatoria que define $P_{ijk}(\delta)$ es complicado debido a la complejidad del recinto de integración $R(F < F_0)$ definido en el hiperespacio estocástico a través de las ecuaciones que dan el coeficiente de seguridad.

El programa de cálculo para ordenador resuelve el problema calculado para cada bloque de tamaño δ de la familia ijk , independientemente cada sumando posible de la sumatoria, mediante el producto de las frecuencias de las distintas variables que intervienen en la fórmula que da el coeficiente de seguridad del bloque δ_{ijk} , escogiendo como válida en cada caso, la fórmula que da el coeficiente de seguridad mayor y el producto de frecuencias correspondiente.

Inicialmente se fija una serie de valores F_0 , y para cada F_0 se calcula la sumatoria que da $F_{ijk}(\delta)$, aplicándole a todos los productos de las frecuencias correspondientes a todos los coeficientes de seguridad que han resultado menores que el valor de F escogido.

5.3. Curva de estabilidad de una familia de bloques y curvas de estabilidad del talud.

Con el estudio anterior se obtiene una curva de distribución $P(\delta)_{i,j,k}$ del coeficiente de seguridad F para un bloque de tamaño δ de la familia i,j,k . Esta es la curva de estabilidad de dicho bloque. Por otra parte dentro de esa familia se ha encontrado la distribución de tamaños de bloques δ . Se conoce, por lo tanto, el número de bloques de tamaño δ en la familia i,j,k .

Haciendo ésto con todas las familias, puede determinarse en cada una de ellas la curva de distribución $P(\delta)_{i,j,k}$ con el número de bloques $n(\delta)_{i,j,k}$ que corresponde al tamaño δ .

Ahora puede obtenerse la probabilidad de que algún triedro del talud de tamaño mayor ó igual que δ_0 tenga un coeficiente de seguridad $F \leq F_0$ por la expresión

$$P(\delta_0, F_0) = 1 - \prod_{i,j,k}^{\delta \geq \delta_0} [1 - P_{ijk}(\delta)]^{n(\delta)_{ijk}}$$

(11)

Se define como curva de estabilidad la dada por esta expresión para δ_0 constante.

EJEMPLO DE APLICACION PRACTICA

Se desarrolla a continuación un ejemplo de cálculo de las curvas de estabilidad de un talud concreto. Los datos morfológicos, estructurales y geomecánicos se resumen en las tablas 1 a 5. Los coeficientes de resistencia residual son $r_\psi = 0.8$ y $r_c = 0.001$. Para λ un valor adecuado parece ser 0.5.

TABLA I - Morfología del talud

Rumbo	130°
Altura	100 m
Longitud	100 m
Peso específico de la roca.....	2.3 T/m ³

TABLA II - Datos característicos de las discontinuidades

Rumbos	Buzamientos	No. de discont.	ψ_d	c_d (T/m ²)	A/m ³
160	40	20		Ver tablas III y IV	
90	110	20	16	3	10.000
120	70	20	20	3	10.000
150	80	20	20	3	10.000
60	30	20	20	3	10.000

TABLA III- Funciones de densidad de la resistencia y áreas
abiertas en la zona de orientación no. 1

c (T/m ²)	0	0.1	0.5
ψ° 45.0	0.02	0.14	0.04
47.5	0.06	0.42	0.12
50.0	0.02	0.14	0.04

A(m ²)	100	500	2.500
f	0.2	0.4	0.6

TABLA IV.- Función de densidad de la resistencia de la roca
matriz

c (T/m ²)	10	20
ψ° 45	0.08	0.12
50	0.32	0.48

En las figuras 16 y 17 se representan las curvas de estabilidad para este talud, excavado con ángulos de 50° y 46.5° respectivamente. Para 46° , el factor de seguridad que corresponde a $p=0$ es mayor que 3. Por lo tanto, existe un talud crítico por debajo del cual la estabilidad aumenta de manera que puede calificarse de brusca. Esta inclinación crítica viene determinada por la zona de orientación que contiene a los bloques en circunstancias más desfavorables. Vemos en las figuras, por otra parte, que las curvas de estabilidad se distribuyen (especialmente con el ángulo más suave del talud, 46.5°, fig. 17) en un haz relativamente estrecho, lo que se debe a la influencia predominante de los factores de seguridad inferiores.

CONCLUSIONES

1. La inestabilidad de taludes es un fenómeno probabilístico resultado de un conjunto de datos que, a su vez, tienen distribuciones estadísticas de carácter variado.
- 2.- El coeficiente de seguridad, tal como se emplea habitualmente, implica la aceptación de un determinado riesgo de fallo que se considera aceptable de acuerdo con la experiencia. Sin embargo, el riesgo de fallo implícito en un valor determinado del coeficiente de seguridad será el mismo tan sólo siempre que las características estadísticas de las poblaciones de datos de partida sean análogas a las que existían en los casos reales en los que se basó la antedicha experiencia.
- 3.- El mecanismo de rotura de un talud rocoso está en general primordialmente determinado por la forma y distribución de los defectos de la masa, y, en segundo lugar, por las características resistentes de los mismos. Siendo las distribuciones estadísticas de los defectos independientes de las de las características resistentes, no existe razón alguna para que los coeficientes de seguridad habituales en los taludes en tierra sean aplicables al caso de macizos rocosos.

- 4.- La estabilidad de un talud en roca se estudiaría, en consecuencia, de modo mucho más racional, hallando directamente la probabilidad de rotura a partir de las distribuciones estadísticas, tanto de los defectos, como de su resistencia. Este análisis ha sido llevado a cabo en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, de Madrid por los ingenieros Serrano y Castillo Rón, en los términos que se indican en el cuerpo de este trabajo.

- 5.- Los resultados del análisis según el método Serrano y Castillo Rón de un caso determinado son difíciles de interpretar en términos prácticos, por el momento, por falta de una experiencia establecida sobre riesgo realmente aceptable, pero constituyen una sólida base para sistematizar esta experiencia. Al mismo tiempo, son ya desde ahora extraordinariamente útiles para juzgar comparativamente diversos taludes, como pueden ser los que se presentan sucesivamente en una línea de comunicación, pudiéndose tener en cuenta, por ejemplo, la influencia de las variaciones de orientación respecto a las familias de defectos del macizo rocoso.

- 6.- El método de Serrano y Castillo Rón supone un considerable avance al introducir la consideración cuantitativa de factores y resultados que hasta el presente no podían tenerse en cuenta,

entre los que hay que destacar muy especialmente el establecimiento de la función que liga la probabilidad de fallo con el volumen de la masa movida, resultando del máximo interés práctico, pues es evidente que existen métodos de evitar los daños producidos por pequeñas masas desprendidas, que en casos determinados pueden ser más convenientes que una modificación de la forma del talud.

=====

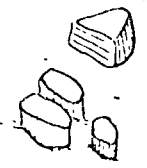
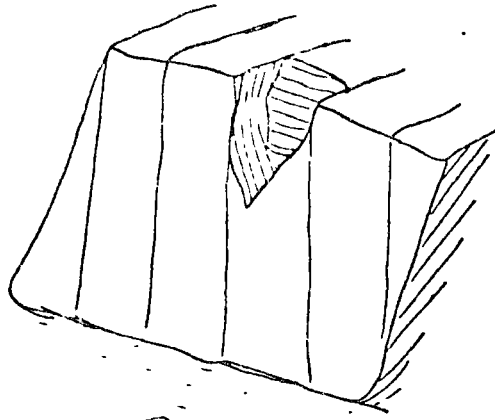


FIG 1 - DESPRENDIMIENTO DE ROCAS

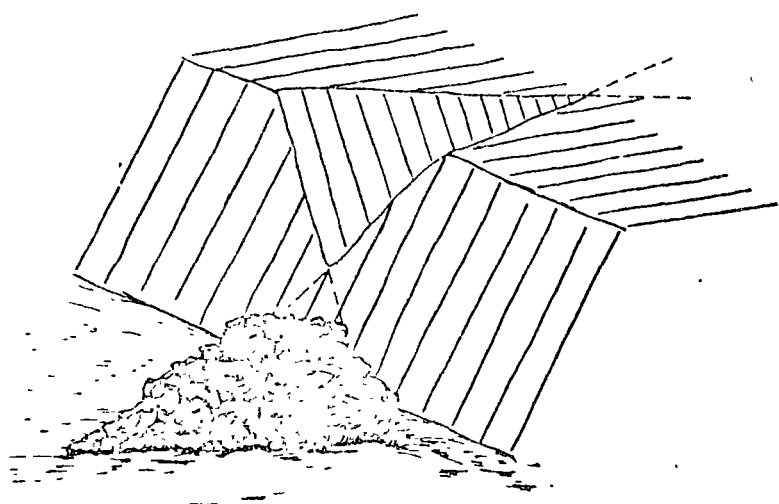


FIG 2 - DESLIZAMIENTO DE BLOQUE

FIG. 21

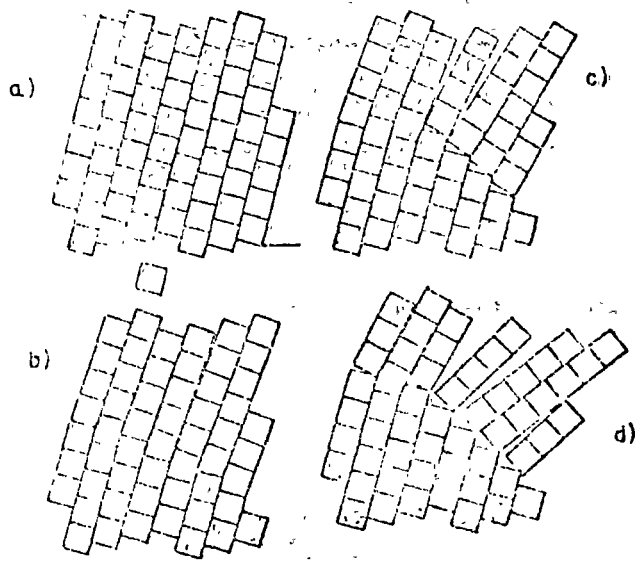


FIG 3 - VUELCO DE ESTRATOS SEGUN CUNDALL (1971)

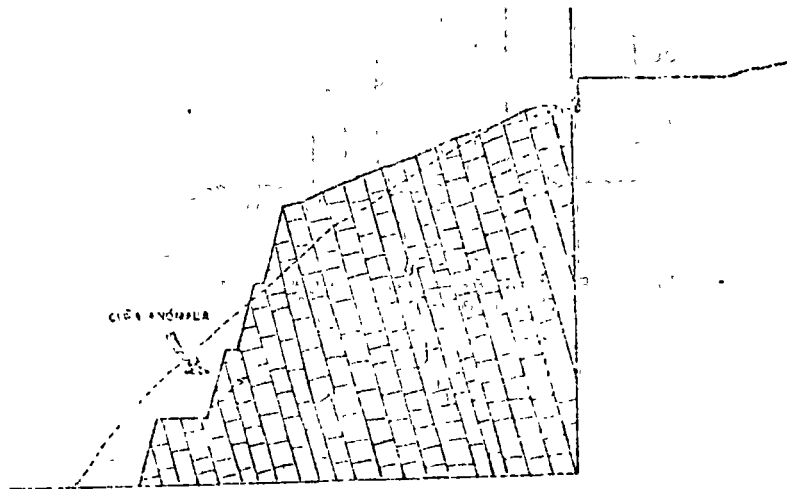


FIG 4 - VUELCO DE ESTRATOS LA LINEA DE PUNTOS REPRESENTA LA SITUACION FINAL

FIG 4023.

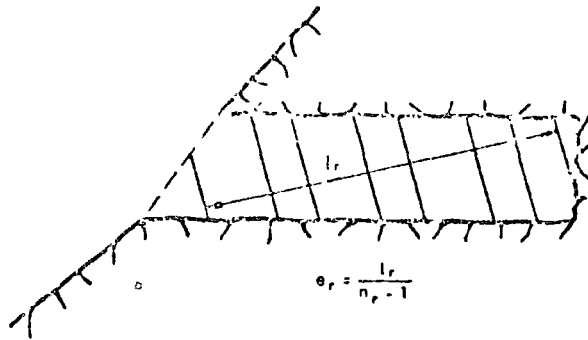


FIG 5 - DEFINICION DEL ESPACIAMIENTO

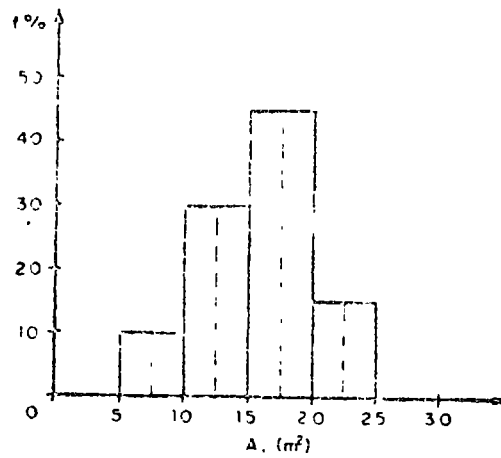


FIG 6 - FUNCION DE DENSIDAD DE LA SUPERFICIE ABERTA A LA DISCONTINUIDADES

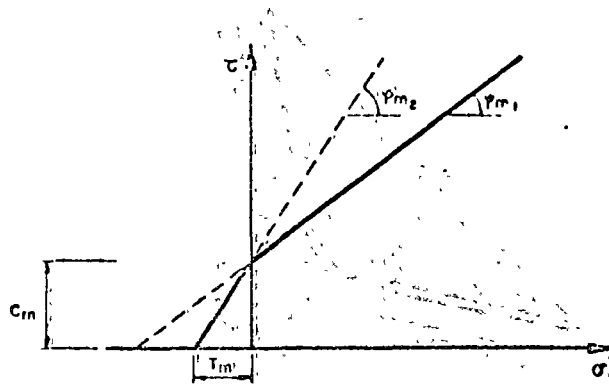


FIG. 7.-RESISTENCIA DE LA ROCA. MATRIZ

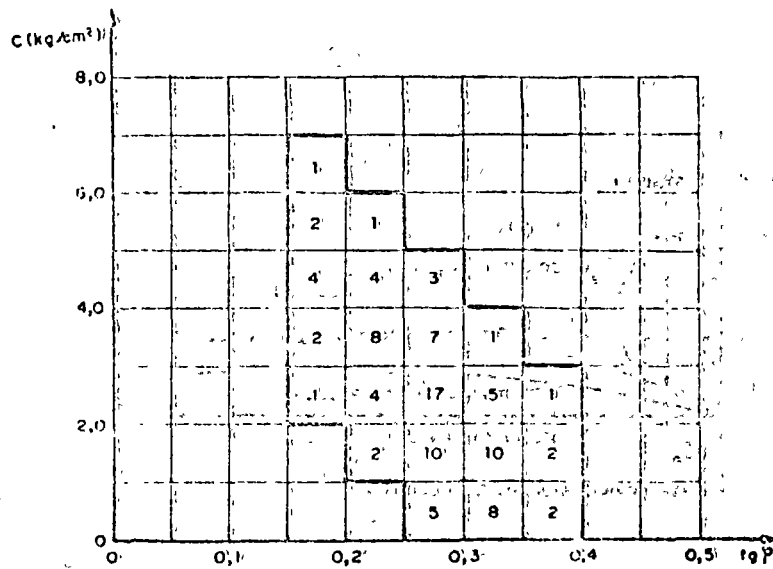


FIG. 8 FUNCIÓN DE DENSIDAD ρ DE LA RESISTENCIA (LOS VALORES DE C ESTAN EN PORCENTAJES)

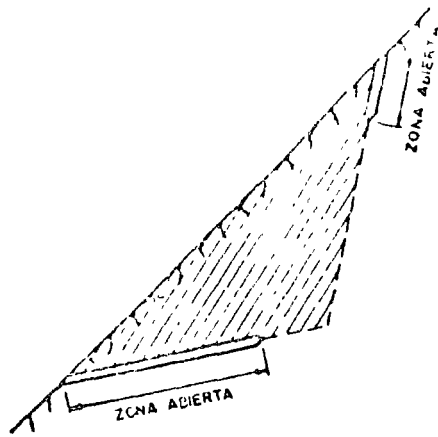


FIG 9 - MODELO DE LOS CONTORNOS DE UN BLOQUE ROCOSO

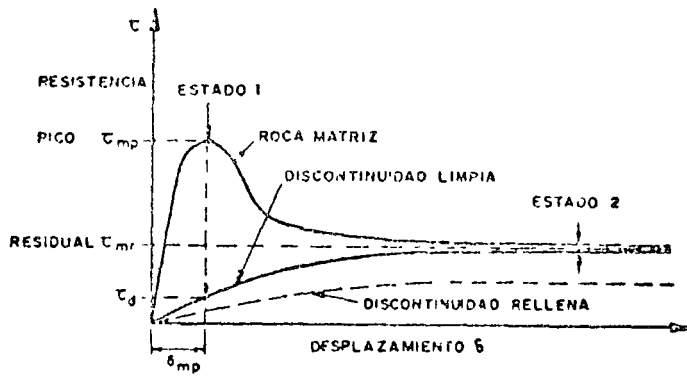


FIG 10 - MOVILIZACION DE LA RESISTENCIA

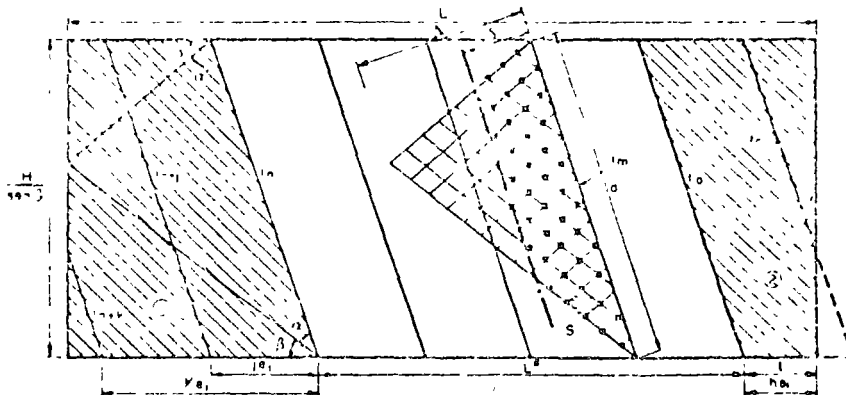


FIG 11 - VISTA FRONTAL DEL TALUD

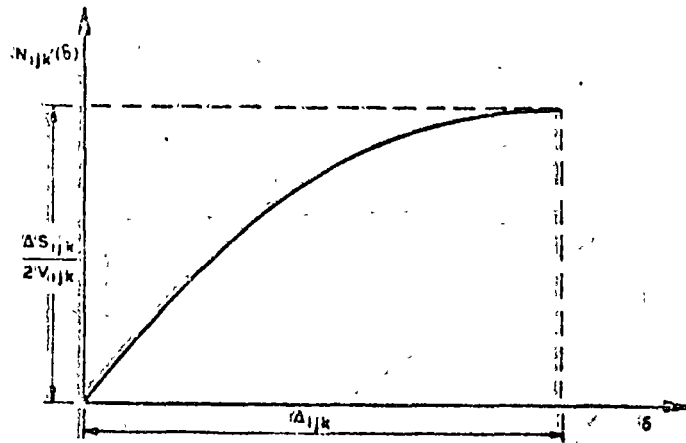


FIG 12.- CURVA ACUMULATIVA DE LOS TAMAÑOS DE LOS BLOQUES

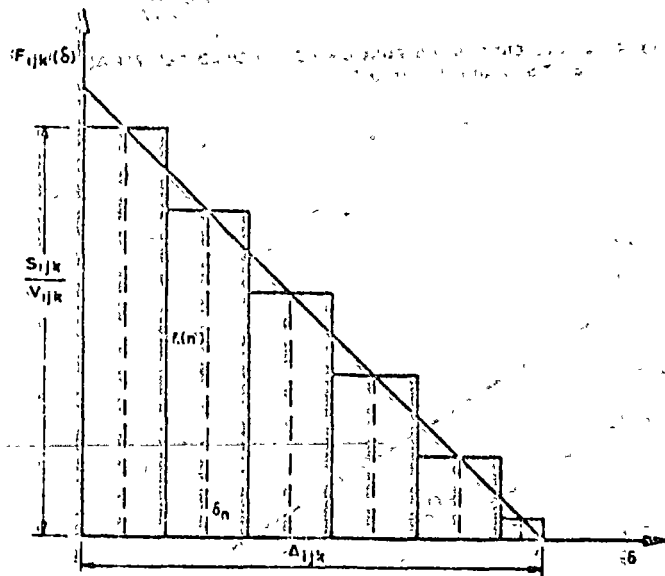


FIG 13.- HISTOGRAMA DE FRECUENCIA DE LOS TAMAÑOS DE LOS BLOQUES

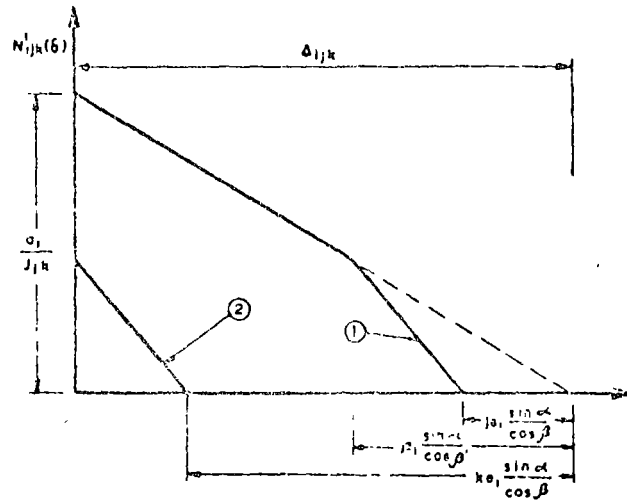


FIG 14 - CORRECCION DE LA FUNCION DE DENSIDAD DEL TAMAÑO DE LOS BLOQUES. TIPO 1

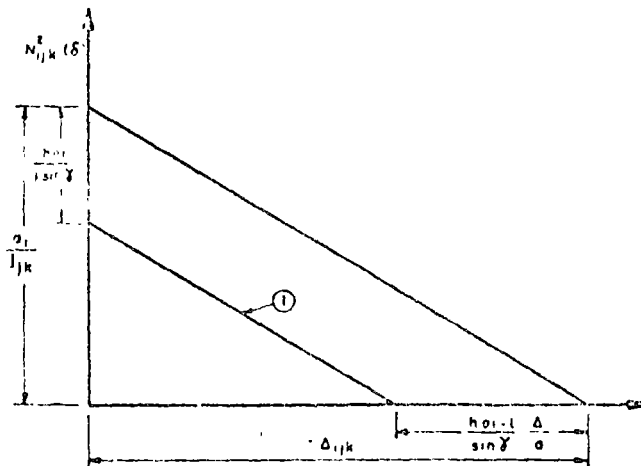


FIG 15 - CORRECCION DE LA FUNCION DE DENSIDAD DEL TAMAÑO DE LOS BLOQUES. TIPO 2

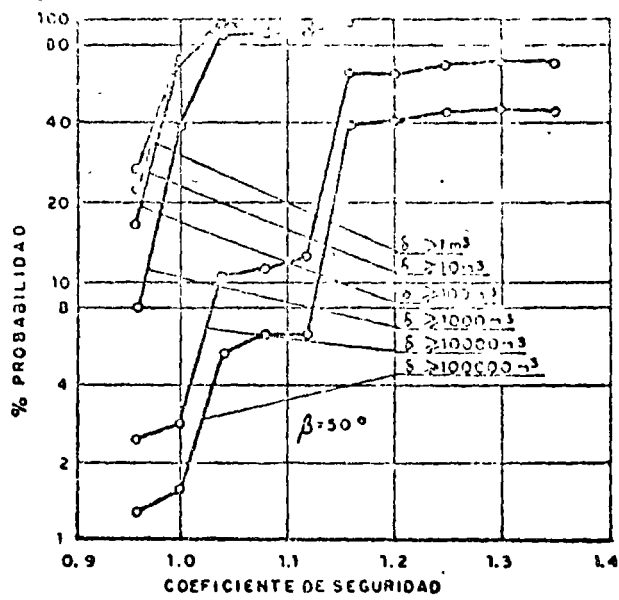


FIG. 16

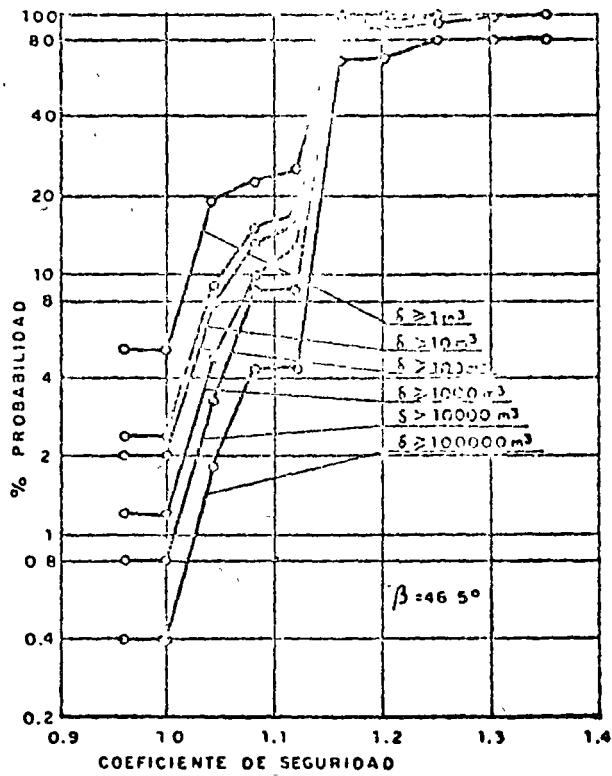
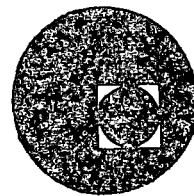


FIG. 17





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



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA.

ING. ALFREDO JIMENEZ OLIVARES.

ENERO-1976.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
TELEFONOS: 513-27-95
512-31-23 521-73-35



x





INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO D F

Al describir brevemente los principios fundamentales, sus posibilidades y limitaciones de cada método de Análisis de Esfuerzos, se pretende divulgar su presencia que actualmente ha estado limitada a los medios académicos, sin que la industria de nuestro País se haya visto beneficiada por sus características. Por limitación de espacio no es posible profundizar en los temas, debiendo consignar que existen gran número de tratados y textos especializados, boletines técnicos de los fabricantes de material y equipo, mediante los cuales las personas interesadas en su aplicación podrán documentarse exhaustivamente, con la posibilidad de recurrir a personas con grandes conocimientos sobre la especialidad que actúan como profesores e investigadores en las divisiones de estudios superiores de las Escuelas y Facultades de Ingeniería, donde se imparten cursos de Análisis Experimental de Esfuerzos.

Cabe mencionar que la experiencia tenida de la utilización de los métodos de Análisis Experimental de Esfuerzos como sistemas didácticos en Escuelas de Ingeniería a nivel licenciatura, ha sido muy buena, cubriendo el aspecto primordial de hacer objetivo el comportamiento de los elementos estructurales, comprensión de los principios teóricos permitiendo a la vez un conocimiento superficial de los métodos experimentales.

No obstante que existen gran número de métodos de Análisis Experimental de Esfuerzos y que tradicionalmente se han denominado como analogías, en este escrito se mencionarán los métodos de Fotoelasticidad, (en dos y tres dimensiones reflectiva) Extensometría Eléctrica (Strain Gages) Extensómetros mecánicos, ópticos etc; Lacas frágiles, Moiré y Holografía.

Todos los métodos antes mencionados, operan en el intervalo elástico y tienen su fundamento en las teorías de la elasticidad, existiendo la posibilidad de realizar un estudio con la combinación de



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO D F

de ellos o experimentando empleando indistintamente uno de ellos. Se requiere de un apoyo numérico en el planteamiento de un estudio así como para el procesamiento de los datos obtenidos del estudio experimental, para llegar a los resultados finales.

Las compañías fabricantes del equipo para Análisis Experimental de Esfuerzos, han desarrollado las técnicas que hacen que la práctica de estos métodos pueda ser realizada en la industria sin mayores instalaciones y con mínimo equipo. Los instructivos, perfectamente detallados y de fácil comprensión, permiten que las personas con preparación ingenieril puedan familiarizarse en muy poco tiempo con ellos, y con un alto porcentaje de probabilidades de obtener buenos resultados.

Resumiendo lo anteriormente expuesto, puede decirse que el Análisis Experimental de Esfuerzos está al alcance de todos los diseñadores de elementos mecánicos para optimizar sus proyectos con gran ahorro de tiempo y dinero.

EXTENSOMETROS ELECTRICOS DE RESISTENCIA VARIABLE (STRAIN GAGES)

Los principios fundamentales de los extensómetros eléctricos de resistencia variable, electroextensómetros o galgas extensométricas puede significarse en dos hechos trascendentes, que fueron el enunciamiento realizado por Robert Hooke en 1678, de la ley que relaciona los esfuerzos y deformaciones en materiales sometidos a sollicitaciones mecánicas y posteriormente, en 1856 al descubrimiento de Lord Kelvin, referente a las variaciones que en su resistencia sufre un conductor eléctrico, cuando se modifica su geometría.



INSTITUTO DE INGENIERIA
UNIVERSITARIA
MEXICO D.F.

No, fué sino hasta la segunda o tercera década del presente siglo cuando estudios simultáneos del Dr. A. Ruge en MIT y del Dr. E. Simmons en CIT, establecieron la concepción del medidor de deformaciones eléctrico (Strain Gages) como se conoce actualmente, -- aunque al evolucionar con el tiempo prácticamente el extensómetro actual tiene grandes diferencias al desarrollado en esa época.

Puede describirse en su forma más elemental un extensómetro eléctrico, como un filamento metálico de sección regular, circular o rectangular, dispuesto en forma de parrilla, montado sobre un soporte base, de tal manera que la mayor parte de su longitud sea paralela a una dirección fija. Dicho filamento posee una resistencia eléctrica determinada y por consecuencia tiene una longitud finita.

Cuando se desea conocer la deformación en un elemento, según una dirección, el extensómetro debe adherirse a la superficie del elemento con los filamento paralelos a dicha dirección, al deformarse el elemento, por estar firmemente adherido al extensómetro, -- los filamento de éste sufren una deformación de su geometría original, produciendo una variación en su resistencia eléctrica. Dicha variación de resistencia es muy pequeña, por lo tanto, es necesario disponer de elementos de medición muy precisos. El conocimiento de las variaciones de resistencia, nos conduce a la determinación de deformaciones y consecuentemente a la medición de esfuerzos en el punto de la superficie de los cuerpos donde se pegan los extensómetros eléctricos.

EXTENSOMETROS MECANICOS

Las técnicas más antiguas en medida de deformaciones son aquellas



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO D. F.

que se realizan por medio de medidas mecánicas directas del cambio de longitud de una probeta. Las desventajas generales de las medidas mecánicas directas han ensombrecido a veces su campo de utilización, y han hecho disminuir su uso. Las mayores desventajas en relación con los extensómetros eléctricos de resistencia son el peso, el tamaño, la mala respuesta frente a fenómenos dinámicos y el margen de medida limitado. Sin embargo, hay muchos casos en los que la seguridad en su calibrado, junto con no necesitar de una cara instrumentación electrónica, hacen interesante la utilización de aparatos de medida de desplazamientos mecánicos. Por otra parte, un extensómetro mecánico puede usarse para hacer lecturas en un gran número de posiciones, usando puntos fijos para señalar la longitud de medida de base en cada uno de ellos.

El principio básico de los Extensómetros de tipo mecánico consiste en amplificar los desplazamientos relativamente pequeños hasta valores apreciables a simple vista.

Uno de los métodos más fundamentales para amplificar la deformación es la utilización de: a) la palanca simple. En esta categoría básica pueden también colocarse:

- b) palancas múltiples;
- c) amplificadores de cuña;
- d) palancas ópticas;
- e) relojes micrométricos;
- f) medida directa sobre grandes distancias.

También existe otro grupo importante de aparatos para amplificar la deformación. Pueden ser clasificados en el campo general de los transductores, pues su amplificación se logra transformando el movimiento en otras formas de energía. Los aparatos de esta clase más corrientemente utilizados se fundan en las técnicas

cas siguientes:

- a) célula fotoeléctrica;
- b) variación del campo magnético;
- c) variación de acoplamiento del transformador (inductancia)
- d) variación de la capacidad de un condensador;
- e) presión de aire y variación de caudal debido a modificaciones de orificios;
- f) vidrios planos;
- g) extensómetros eléctricos de resistencia;
- h) resistencias de contactos deslizantes;
- i) pila de carbón.

FOTOELASTICIDAD

La fotoelasticidad es una técnica experimental para el análisis de esfuerzos y deformaciones, que resulta particularmente útil - para piezas que tengan geometría complicada o condiciones de carga complejas o ambas cosas.

En tales casos, los métodos analíticos (es decir, los métodos estrictamente matemáticos) son extraordinariamente complicados o - incluso imposibles y, por ello, el análisis debe intentarse por un método experimental.

El nombre de fotoelasticidad refleja la naturaleza de este método experimental: "foto" implica la utilización de rayos luminosos y técnicas ópticas, mientras que "elasticidad" denota el estudio de los esfuerzos y deformaciones en los cuerpos elásticos.

El análisis fotoelástico se utiliza con frecuencia cuando se necesita información sobre los esfuerzos y deformaciones en una zona extensa de la estructura.



INSTITUTO DE INGENIERIA
UNIVERSITARIA
MEXICO D. F.

Proporciona una visión cuantitativa de áreas sometidas a grandes esfuerzos y puntas de esfuerzos, tanto en el exterior como en el interior de la estructura v , a menudo -cuestión de igual importancia-. reconoce áreas de esfuerzos bajos en las que el material está mal aprovechado.

El método fotoelástico está basado en una propiedad única de algunos materiales transparentes, en particular de ciertos plásticos. Consideremos un modelo de una parte estructural, hecha de un material fotoelástico.

Cuando el modelo es sometido a fatigas mecánicas, y un rayo luminoso entra a lo largo de uno de los ejes principales de esfuerzos ocurre una cosa importante. El rayo se divide en dos ondas componentes, cada una con su plano de vibración (Plano de polarización) paralelo a uno de los planos principales. Además, la luz recorre dos caminos con velocidades diferentes, que dependen de las magnitudes de los esfuerzos principales en el material.

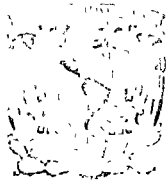
La luz incidente se descompone en dos componentes, que tienen sus planos de vibración paralelos a las direcciones de los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 . Como estas ondas atraviesan el cuerpo a diferentes velocidades, las ondas salen con una nueva relación de fase o retraso relativo. El retraso relativo específicamente es la diferencia, en número de longitudes de onda, que experimentan los dos rayos al atravesar el cuerpo.

A este fenómeno se le llama doble refracción y es el mismo que ofrecen determinados cristales ópticos, pero en fotoelasticidad la doble refracción es artificial, estando controlada por el estado de esfuerzos en cada punto del cuerpo.

Las dos ondas se llevan juntas al polariscopio fotoelástico y se las hace que entren en interferencia óptica. Si el retraso rela-

tivo (N) es $0, 1, 2, 3, \dots$ ciclos, las ondas se refuerzan entre sí y el efecto combinado es una mayor intensidad luminosa. Si la diferencia de fase (N) es $1/2, 3/2, 5/2, 7/2, \dots$ ciclos, la amplitud de las dos ondas que se interfieren es igual y opuesta; la interferencia, pues, anula la resultante y la intensidad luminosa disminuye hasta cero (extinción). Se logran intensidades intermedias para valores intermedios de (N). De este modelo, se obtiene un dibujo fotoelástico formado por bandas oscuras y luminosas. Otro modelo se forma de la siguiente manera: el lugar geométrico de los puntos en los que $N=0$ forma una banda brillante; el lugar geométrico de los puntos en los que $N=1/2$ forma una banda contigua oscura; otra banda brillante se forma por los rayos que atraviesan el material fotoelástico en los puntos en que $N=1$; y de esta manera se forman otras bandas sucesivas - oscuras y brillantes al aumentar el valor de N . En la nomenclatura, relativa a interferencias ópticas, estas bandas reciben el nombre "franjas" y el "orden de la franja" se define por el valor de N en la banda en cuestión.

Lo anterior es una descripción bastante general de la formación de los dibujos fotoelásticos. Es aplicable igualmente a la fotoelasticidad bidimensional y tridimensional, así como al método de los recubrimientos fotoelásticos. Ahora vamos a tratar de su explicación para los sistemas planos. en los que las bases de la fotoelasticidad pueden ser desarrolladas sin complicaciones innecesarias. Estamos ante un problema de esfuerzos en un plano cuando el espesor (dimensión lateral) del prototipo y del modelo es pequeño. en comparación con las dimensiones en el plano, y las fuerzas aplicadas actúan en el plano. En un sistema así sólo tenemos esfuerzos que actúan paralelamente al plano del modelo, -- puesto que todas las componentes de los esfuerzos en otra dirección son cero.



INSTITUTO DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CIRCUITO EXTERNO S/N
MEXICO D. F.

Tomemos mentalmente un pequeño elemento, orientado de tal manera que las caras sean planos principales. Las superficies del modelo resultan automáticamente planos principales (puesto que no actúa en ellas ningún esfuerzo cortante). Definamos la orientación de los planos principales por el ángulo θ y sea siempre el la mayor, algebraicamente, de los dos esfuerzos principales de tal forma que $(\sigma_1 - \sigma_2)$ sea siempre positivo. El objetivo ahora es demostrar cómo se deducen los esfuerzos y sus direcciones a partir de los dibujos fotoelásticos.

Consideremos un modelo plano en un polariscopio circular. Cuando se aplican cargas o fuerzas exteriores al modelo, aparece un conjunto de bandas claras y oscuras, aumentando su número (densidad) de estas bandas en proporción a las fuerzas exteriores. Estas líneas, que proporcionan el valor de N en toda la extensión del modelo, son apropiadamente llamadas "isocromáticas".

Las líneas isocromáticas se relacionan con el campo de esfuerzos por la siguiente ley elástico-óptica:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{f}{t} N$$

donde:

f = coeficiente óptico de esfuerzos, una constante que depende del material del modelo y de la longitud de onda de la luz empleada.

t = espesor del modelo.

N = retraso relativo de los rayos que forman la franja. N es conocido también como "birrefringencia" u "orden de la franja isocromática"

La ecuación (4.1) establece que el retraso relativo, N , en cada punto del modelo es directamente proporcional a la diferencia de los esfuerzos principales $\sigma_1 - \sigma_2$ en dicho punto.



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MÉXICO D. F.

Como $\sigma_1 - \sigma_2$ varía en el modelo de una forma continua. N variaría igualmente de forma continua. El cambio de una franja oscura a una clara adyacente, significa el aumento o la disminución de $1/2$ en el valor de N ; el asignar cualquier otra magnitud estaría en contra de los principios de la continuidad.

En términos de franjas isocromáticas, la franja de orden N en un punto, se define específicamente como el número de franjas que pasa por el punto durante la aplicación de las cargas exteriores. Así en el punto A, N aumenta con la carga de 0 a 1,3 y 8. De forma similar, el número de franjas que pasa por el punto B para estos dibujos fotoelásticos es $1/2$, $1\ 1/2$ y 4. Podemos, pues determinar el orden de la franja isocromática en cualquier punto, observando la formación del dibujo. Por otra parte, podemos también aprender a contar las franjas en el conjunto de isocromáticas desde un punto de esfuerzo nulo hacia cualquier otro punto en el modelo. En este caso es imposible reconocer si el orden de la franja está creciendo o decreciendo en la dirección en que se cuentan las franjas.

Generalmente, las direcciones de los esfuerzos principales varían en un modelo fotoelástico progresivamente de un punto a otro. Las condiciones establecidas por consiguiente, ocurren simultáneamente en diferentes regiones en el modelo. Además, como los cambios en la magnitud y dirección de los esfuerzos suceden generalmente de forma continua en un cuerpo, los puntos en los que los esfuerzos principales tengan la misma dirección se encontrarán a lo largo de una curva continua. Para cualquier orientación del modelo el lugar geométrico de los puntos en los que $\phi=0^\circ$ es una curva continua oscura (extinción) llamada "isoclina" o "banda isoclina". En los demás puntos, para valores de ϕ distintos de cero, está presente el dibujo de isocromáticas.



INSTITUTO DE INGENIERIA
UNIVERSITARIA
MEXICO, D. F.

Las isoclinas se determinan en un polariscopio plano que es simplemente un polariscopio circular sin las placas de cuarto de onda, y con los ejes de polarización del polarizador y analizador cruzados. La ecuación de distribución de la intensidad luminosa en el caso de polariscopio plano es

$$I = a^2 \sin^2 2\phi \sin^2 \pi \tilde{N}$$

Resulta evidente, inmediatamente, que la intensidad emergente es cero en cualquier punto en que $\phi = 0$, independientemente del valor de \tilde{N} . Además, $I = 0$ cuando $\tilde{N} = 0, 1, 2, 3, \dots$. En esencia, el polariscopio plano produce el dibujo de isocromáticas modulándose su intensidad por el término de la isoclina $\sin^2 2\phi$.

En un modelo que muestre una imagen fotoelástica obtenida en un polariscopio plano, se ve la isoclina de cero grados con el conjunto de bandas isocromáticas. Evidentemente la imagen resulta ambigua, puesto que no se puede distinguir la curva isoclina de las isocromáticas. Este problema puede reducirse al mínimo utilizando iluminación blanca. Con ella la imagen fotoelástica es coloreada en todos los puntos, excepto en aquellos en que $\tilde{N} = 0$. Para $\phi = 0^\circ$; sin embargo, hay extinción para todas las longitudes de onda y la isoclina es siempre negra. Este modelo también muestra la misma isoclina de cero grados, fotografiada con iluminación de luz blanca sobre película pancromática.

Si se mantienen el polarizador y analizador en posición cruzada y se giran conjuntamente hasta los 90° permaneciendo la carga constante, pasará una banda isoclina por cada punto del modelo. Esto es evidente, pues en algún momento durante la rotación, los ejes del polarizador y analizador deberán ser paralelos a las direcciones de los esfuerzos principales en todos y cada uno de los puntos del modelo. Para determinar las direcciones de los es

fuerzas principales, en los puntos del modelo, se registran las bandas isoclinas para sucesivas posiciones angulares del polarizador y analizador. Normalmente las curvas isoclinas se dibujan en papel translúcido, directamente de la pantalla de la cámara, para incrementos de giro de 5 o 10°, ya que no están justificadas fotografías para muchos incrementos.

BARNICES FRAGILES

La técnica de los barnices frágiles, utilizada en Análisis Experimental de Esfuerzos, consiste en la aplicación de un recubrimiento de un material frágil y de poca resistencia sobre la pieza estructural que se quiere ensayar, en la realización del proceso de carga de la pieza y en el análisis de las grietas resultantes en el barniz, con el fin de obtener información referente a las deformaciones unitarias superficiales. El Barniz debe adherirse a la pieza estructural y será susceptible de calibrado cuando el método se use para determinar esfuerzos y deformaciones. Generalmente, el barniz agrieta formando ángulos rectos con las direcciones de máxima deformación de tracción y, aproximadamente, para magnitudes del esfuerzo que pueden determinarse.

Los barnices frágiles tienen un cierto número de características ventajosas. La longitud efectiva de medida se aproxima a cero: proporcionan una información gráfica de la distribución de deformaciones en toda la superficie del cuerpo, mostrando las áreas sobresalientes por concentración de esfuerzos; pueden aplicarse a cualquier parte mecánica de una estructura, cualquiera que sea el material, la forma o el tipo de carga y, en la mayoría de los casos, proporcionan las direcciones de los esfuerzos principales en cualquier punto de la superficie de la parte de la estructura que



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO D.F.

se somete a carga en el campo elástico.

Los equipos de barnices frágiles existentes en el comercio pueden usarse en consecuencia para los siguientes fines:

- 1.- Localizar pequeñas áreas de altos esfuerzos y determinar las direcciones de los esfuerzos principales;
- 2.- Medir las magnitudes aproximadas de las concentraciones de esfuerzos de tracción o de compresión bajo cargas es táticas;
- 3.- Medir las concentraciones de esfuerzos de tracción bajo cargas dinámicas;
- 4.- Medida de esfuerzos residuales de tracción y compresión;
- 5.- Indicación de deformaciones plásticas localizadas.

Bajo el nombre comercial de Stresscoat se conoce una serie de barnices frágiles fabricados en los Estados Unidos. Estos barnices, sensibles a la deformación, se componen básicamente de ciertas re sinas de la madera disueltas en bisulfuro de carbono, de tal manera que puedan pulverizarse sobre las piezas que quierens ensayarse. En los procesos de formulación se añaden plastificantes en propor ciones variadas, para producir barnices con diferentes caracterís ticas de rotura. Los barnices se proyectan para que agrieten a de formaciones críticas entre $500 \cdot 10^{-4}$ y $1500 \cdot 10^{-4}$ en condiciones normales. Puede reducirse la deformación crítica hasta $100 \cdot 10^{-4}$ por varios procedimientos sensibilizadores. Hay que hacer notar, sin embargo, que la temperatura y la humedad tienen una importante influencia sobre la sensibilidad del barniz.

Los barnices cerámicos Stresscoat All-Temp. recientemente desarrollados, son insensibles a los cambios de temperatura hasta 300°C , y los hay utilizables con acero y materiales similares. El barniz en su forma líquida consiste en un polvo cerámico suspendido en un vehículo dispersante. Este barniz, después de haber sido aplicado al componente estructural, debe ser vitrificado al fuego a



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO D. F.

unos 550°C para formar un recubrimiento continuo.

El procedimiento aceptado para la aplicación de los barnices frá giles a una pieza estructural consiste en crear sobre ella un re cubrimiento con espesor, una vez seco, de 0.10 a 0,15 mm aprox. Puede, por tanto, suponerse que el recubrimiento no disminuye la deformabilidad de la estructura y que el estado de deformación unitaria superficial de ésta queda reproducido en el barniz.

La fatiga de tracción en una parte de una estructura sujeta a un estado de esfuerzo elástico uniaxial, puede ser determinada por la expresión siguiente, que es idéntica en forma a la ecuación

$$\sigma_l^s = E^s e_c^e \quad (5.1)$$

donde:

σ_l^s = esfuerzo de tracción en la pieza estructural en los puntos extremos de las grietas del barniz;

E^s = módulo de elasticidad del material de la pieza;

e_c^e = deformación crítica en el barniz, determinada por un ensa yo de tracción uniaxial.

Las direcciones de los esfuerzos principales son paralelas y per pendiculares a las grietas en los barnices para carga uniaxiales. Para elementos estructurales sujetos a estado de esfuerzo biaxial, la ecuación (5.1) puede conducirnos a error en la determinación de los esfuerzos, Por ejemplo, el agrietamiento irregular que apa rece en un elemento sometido a un estado biaxial de esfuerzos (p. ej. $\sigma_1 = \sigma_2$), no puede justificarse con la forma simple de la ecuación (5.1). En tales casos de estado biaxial de esfuerzos, di cha ecuación debe ser modificada para que exprese la ley de rotu ra bajo dichas condiciones.

El anteriormente mencionado concepto de deformación crítica. que se basa en la ley de la máxima deformación de tracción, no es su-



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D. F.

ficiente para explicar la ausencia de grietas cuando la técnica de los barnices frágiles se aplica al análisis de una columna sometida a compresión axial. Algunos investigadores han aplicado otras leyes de rotura, como la de la máxima fatiga de tracción, para los barnices frágiles, y han desarrollado una ley de rotura biaxial que tiene en cuenta las propiedades del material del elemento estructural tanto como las del barniz.

Cualquiera que sea la teoría de rotura utilizada, si la tensión máxima principal de tracción, σ_1 , es sustancialmente mayor que la mínima, σ_2 , y si el barniz se calibra con el mismo material que el de la estructura, la ecuación (5.1) puede ser utilizada con suficiente exactitud.

METODO DE MOIRE

El efecto moiré es un fenómeno óptico que se percibe cuando se superponen dos conjuntos de líneas muy próximas y se observan con luz transmitida o reflejada. Si las dos redes de rayas consisten en líneas opacas paralelas, y no tienen la misma separación entre ellas o la misma orientación, se producirá interferencia entre ambas, apareciendo las franjas moiré. En la figura pueden verse ejemplos típicos de la formación de franjas moiré. Las franjas del tipo de la figura se producen cuando, teniendo las dos redes las líneas igualmente espaciadas, se colocan próximas y se gira una respecto a la otra. Las franjas en este caso dividen en dos el ángulo obtuso que forman las líneas de las dos redes. El segundo tipo de franjas que se ve en la figura aparece cuando se colocan superpuestas sin giro dos redes con una pequeña diferencia entre la separación de líneas sin giro. En este caso las franjas que se ven en la figura resulta de la combinación de

los dos efectos anteriores.

La formación de franjas moiré por dos haces de líneas puede emplearse en Análisis experimental de Esfuerzos, para obtener los desplazamientos de los diferentes puntos de una superficie. de los que pueden deducirse los valores de los esfuerzos y deformaciones. En la práctica, se coloca una de las redes de líneas (llamada red del modelo) sobre la superficie de modelo y otra red de referencia, generalmente de la misma separación entre líneas, paralela y próxima a la del modelo. Cuando se carga el modelo se deformarán sus líneas y seguirán los movimientos de la superficie que se produzcan en el modelo. Como es lógico, las líneas de referencia no cambiarán y, como consecuencia, se formarán unas franjas de interferencia llamadas moiré, al transmitirse luz entre las dos redes de líneas. En la figura puede observarse un ejemplo típico de franjas moiré, producidas por la luz transmitida a través de las líneas del modelo y de referencia.

El mecanismo de formación de franjas a lo largo de la barra central de tracción de la figura se explica en la figura . En esta región del modelo la red de líneas ha sido distorsionada uniformemente, de tal forma que presenta una separación entre líneas p' . La transmisión de la luz a través de las líneas del modelo y de referencia consiste en una serie de escalones luminosos con anchos diferentes, dependiendo de la distorsión de la red de líneas del modelo. Si se toman intensidades luminosas medias en la distancia entre líneas, para tener en cuenta los fenómenos de difracción y la capacidad de resolución del ojo, los resultados muestran que la intensidad media varía por escalones en función de la posición. Los máximos de la función están en las posiciones en que la intensidad media es máxima, viéndose bandas luminosas. Los mínimos de la función corresponden a intensidad media mínima, formándose bandas oscuras llamadas franjas moiré.



INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO D F

La observación de las redes de líneas en la figura indica que se forma una banda moiré cada vez que una línea opaca de una red impide el paso de la luz transmitida a través del espacio transparente de la otra.

Resulta evidente, por consideraciones geométricas, que se formará una franja donde el desplazamiento del modelo a lo largo de una línea perpendicular a las del haz de referencia sea igual a la separación entre líneas p de esta red. Queda, pues, claro que las franjas moiré son lugares geométricos de los puntos que tienen la misma componente de desplazamiento en dirección perpendicular a las líneas de la red de referencia.

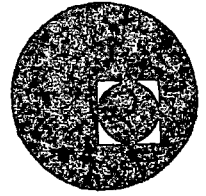
BIBLIOGRAFIAS

- 1.- Murray, W.M., y Stein, P.K., Strain Gage Techniques (disponible a través de SESA).
 - 2.- Perry, C.C., y Lissner, H. R., The Strain Gage Primer, McGraw-Hill (1962).
 - 3.- Dean, M., Semiconductor and Conventional Strain Gages, Academic Press (1962).
 - 4.- Symposium On Elevated Temperature Strain Gages, ASTM Special Publication No. 230.
 - 5.- Bloss, R.L., Evaluation of Resistance Strain Gages At Elevated Temperatures (Series de comunicaciones técnicas publicadas por el National Bureau of Standards).
 - 6.- Análisis experimental de tensiones W.H. Tuppeny y A.S. Kobayashi.
-
- 1.- Wilson, B.L., Characteristics of the Tuckerman Gage, Proc. ASTM, 44 (1944).
 - 2.- Gadd, C.W., y Van DeGrift, T.C., A Short Gage Legth Extensometer and its Application to the Study of Crankshaft Stresses, Jnl. Appl. Mech., 9 (marzo 1942).
 - 3.- Vose, R.V., An Application of the Interferometer Strain Gage in Photoelasticity, Jnl. Appl. Mech., 2, 99-102 (set. 1935).
 - 4.- Handbook of Experimental Stress Analysis, M. Hetenyi, Ed., John Wiley & Sons. 114-116 (1950).
 - 5.- Handbook of Experimental Stress Analysis, M. Hetenyi, Ed., John Wiley & Sons, 295-298 (1950).
-
- 1.- Coker, E.G., y Filon, L.N.G., a Treatise on Photoelasticity, Cambridge University Press (1957).
 - 2.- Frocht, M.M., Photoelasticity, I y II, John Wiley and Sons (1948).
 - 3.- Handbook of Experimental Stress Analysis. M. Hetényi, Ed., John Wiley and sons (1950).
 - 4.- Heywood, R.B., Designing by Photoelasticity, Chapman and Hall (1952).
 - 5.- Jessop, H.T., y Harris F.C., Photoelasticity, Principles and Methods. Dover (1952).
 - 6.- Proc. of the International Symposium on Photoelasticity, M.M. Frocht, Ed., Pergamon Press (1963).





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



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA.

GEOLOGIA Y MECANICA DE ROCAS EN EXCAVACIONES A
CIELO ABIERTO.

ING. JOSE MANUEL ZAVALA MORENO.

PALACIO DE MINERIA

Tacuba 5, primer piso. México 1, D F.

TELEFONOS: 513-27-95

512-31-23 521-73-35



I.- INTRODUCCION

El aumento en las necesidades de la humanidad, ha traído aparejado el incremento en cantidad y tamaño de las obras de ingeniería civil y minera, facilitándose esto con el advenimiento de equipo perfeccionado para las perforaciones, explosiones y movimientos de materiales.

Las excavaciones tanto superficiales como subterráneas, son cada vez mayores, ocasionando que uno de los principales problemas de estos proyectos sea la estabilidad de los macizos rocosos en los que se alojan.

Las obras civiles, actualmente se contruyen en sitios cada vez con mayores problemas geológicos, debido a que los sitios más seguros ya han sido utilizados, ahora tenemos que resolver problemas de esos sitios que alguna vez fueron deshechados, por las dificultades que presentaban.

Tenemos ejemplos en muchas partes del mundo en las cuales, la obra civil ha sido construida con eficiencia intachable, sin embargo, su operación nunca llegó a lo proyectado, y en ocasiones fué destruida por fenómenos de origen geológico, naturales o provocadas por la misma obra y cuya magnitud no se consideró durante el diseño y la construcción, por falta o insuficiencia de los estudios geológicos.

Esta plática se enfoca a analizar los estudios geológicos y la importancia de sus resultados en la obras de ingeniería civil, específicamente de las excavaciones a cielo abierto (cortés).

El problema general en los cortes es casi siempre su estabilidad, y la cual debe ser analizada, basándose en la mayor y mejor información geológica de que pueda disponerse.

Existe una estrecha relación entre la investigación geológica y el análisis de estabilidad de los taludes de los cortes. Esta relación es tan significativa, que el análisis de estabilidad será bueno o malo dependiendo de la calidad de factores geológicos que intervengan en el análisis.

II.- Secuencia del Estudio Geológico para el Análisis de la Estabilidad de Taludes.

II.1.- Exploraciones Geológicas Anteriores al Diseño.

Cuando los estudios preliminares de ingeniería civil han determinado sitios para la construcción de obras, en las cuales se requieren cortes a cielo abierto, tales como vertederos de excedencias, canales, canteras, etc; es necesario llevar a cabo estudios geológicos para determinar la factibilidad de las obras.

El primer paso será obtener la información geológica que exista sobre el área en cuestión, para tener un conocimiento regional de la geología histórica, geología estructural, tectónica y geomorfológica.

Estos conocimientos son básicos para determinar los procesos geológicos, por los cuales ha pasado la roca y por consiguiente, tener una idea de su calidad ingenieril al momento -

de la construcción. Esta calidad ingenieril es el punto clave, no solo del análisis de estabilidad, sino del diseño (tamaño y forma) de las obras, así como también del sistema de construcción.

Esta información deberá ser recopilado por geólogos con conocimiento y práctica de la ingeniería civil, para discriminar los datos útiles.

De casi todas las regiones de México, existe información general y planos de geología, sin embargo el detalle con que ha sido elaborada nunca es el adecuado para las obras, es necesario entoces que el geólogo o grupo de geólogos encargados de la exploración realicen un programa preliminar que determine los sitios favorables con más precisión.

Esto se consigue en base a:

a) Exploración Superficial.

- Reconocimientos de Campo - Elaboración de Mapas a Escalas--
Grandes -.

- Estudio de Fotografías Aereas - Elaboración de Mapas Fotogeológicas -.

b) Exploración Subterránea.

- Perforación de sondeos con recuperación de muestras - Elaboración de Perfiles Geológicos - Determinando la Estructura Geológica General.

Con estos datos se hace el análisis preliminar, en el cual se establecerán las características geológicas principa

les en relación con el corte propuesto y con la probabilidad de que su talud pueda desarrollar un deslizamiento.

Estas características geológicas son:

a) Edad de la Roca.

Este parámetro en el cual el mecanicista de rocas - algunas veces pasa por alto, puede darle una idea con respecto a los eventos por los que ha pasado la roca ya que mientras más antigua, puede haber sufrido más cambios y alteraciones que una más joven.

b) Origen de la Roca.

Este factor se refiere al modo en que fué formada la roca y por lo tanto gobierna su estructura y composición, lo cual adquiere cada vez mayor importancia, especialmente en la excavación subterránea, donde se están utilizando máquinas de perforación integral y cuya eficiencia está determinada por los componentes de la roca.

c) Discontinuidades Geológicas.

Las discontinuidades geológicas se refieren especialmente a las superficies de separación que existen en la roca, - tales como: estratificación, esquistosidad, fracturas, fallas, etc; las cuales serán casi siempre superficies de debilidad, en las cuales la probabilidad de ruptura o deslizamiento puede ser muy grande.

de la construcción. Esta calidad ingenieril es el punto clave, no solo del análisis de estabilidad, sino del diseño (tamaño y forma) de las obras, así como también del sistema de construcción.

Esta información deberá ser recopilado por geólogos con conocimiento y práctica de la ingeniería civil, para discriminar los datos útiles.

De casi todas las regiones de México, existe información general y planos de geología, sin embargo el detalle con que ha sido elaborada nunca es el adecuado para las obras, es necesario entonces que el geólogo o grupo de geólogos encargados de la exploración realicen un programa preliminar que determine los sitios favorables con más precisión.

Esto se consigue en base a:

a) Exploración Superficial.

- Reconocimientos de Campo - Elaboración de Mapas a Escalas--
Grandes -.

- Estudio de Fotografías Aereas - Elaboración de Mapas Fotogeológicas -.

b) Exploración Subterránea.

- Perforación de sondeos con recuperación de muestras - Elaboración de Perfiles Geológicos - Determinando la Estructura Geológica General.

Con estos datos se hace el análisis preliminar, en el cual se establecerán las características geológicas principa

les en relación con el corte propuesto y con la probabilidad de que su talud pueda desarrollar un deslizamiento.

Estas características geológicas son:

a) Edad de la Roca.

Este parámetro en el cual el mecanicista de rocas - algunas veces pasa por alto, puede darle una idea con respecto a los eventos por los que ha pasado la roca ya que mientras más antigua, puede haber sufrido más cambios y alteraciones que una más joven.

b) Origen de la Roca.

Este factor se refiere al modo en que fué formada la roca y por lo tanto gobierna su estructura y composición, lo cual adquiere cada vez mayor importancia, especialmente en la excavación subterránea, donde se están utilizando máquinas de perforación integral y cuya eficiencia está determinada por los componentes de la roca.

c) Discontinuidades Geológicas.

Las discontinuidades geológicas se refieren especialmente a las superficies de separación que existen en la roca, - tales como: estratificación, esquistosidad, fracturas, fallas, etc; las cuales serán casi siempre superficies de debilidad, en las cuales la probabilidad de ruptura o deslizamiento puede ser muy grande.

d) Petrología - Componentes de la Roca -

La petrología se encarga de analizar los componentes de la roca así como su proporción y estado de alteración en que se encuentra; siendo sumamente importante este estudio ya que influye en muchos de las propiedades físicas de la roca que determinan en ocasiones el equipo de perforación a ser utilizado. En ocasiones, algunos de estos componentes pueden tener propiedades muy adversas a la construcción; por ejemplo, cuando reaccionan con los cementos bajando sensiblemente la resistencia de éstos o cuando por su grado de alteración llegan a ser expansivos o tienden a la disgregación.

Estos factores y otros más establecerán esta primera fase de exploración la viabilidad del proyecto y en caso de ser así, servirán de base para las siguientes fases de exploración geológica, y determinarán el o los métodos de exploración geofísica, al haber discriminado los sitios críticos o peligrosos para la futura obra.

II.2.- Exploraciones Geológicas Posteriores al Diseño.

Cuando la ingeniería de una obra ha llegado a la etapa de diseño, estará en condiciones de precisar los sitios en los cuales la construcción y la operación vayan a requerir de una mayor interacción con la roca.

En esta etapa la exploración se concentra así, en áreas más pequeñas y determinadas; y sus resultados pasan de ser cualitativos a cuantitativos, para que puedan ser utilizados íntegramente en los análisis de estabilidad.

a) Exploración Superficial

Levantamiento de los sistemas o patrones de fracturamiento, tratando de conocer su extensión y densidad, ya que éstas determinarán aún en mayor proporción que el método de explotación, el tamaño de las rocas que se obtendrán de las excavaciones, y punto muy importante, determinarán junto con las otras discontinuidades geológicas los sistemas de soporte, siendo esto válido tanto para excavaciones a cielo abierto como excavaciones subterráneas.

Trincheras.-

La exploración superficial en esta etapa deberá ayudarse con excavaciones tipo zanja o trinchera, para obtener datos en roca no intemperizada, en estas trincheras es más fácil la recolección de datos geológicos a condición de que estén localizado. estratégicamente.

b) Exploración Subterránea.

Perforación de tantos sondeos con recuperación de muestras como sean necesarias para delimitar con exactitud las estructuras geológicas, fijando sus límites y en consecuencia su área de influencia en el proyecto civil.

Excavación de socavones o galería de exploración para ligar la información de geología superficial y la obtenida con los sondeos.

Este tipo de exploración aunque es costosa se hace necesario debido a que la información que aportan los sondeos con

recuperación, no siempre es fácil correlacionarlos con los datos de zonas de intensa actividad tectónica. Permite también la correlación y comprobación de los datos aportados por la exploración geofísica.

Es en los socavones donde se puede determinar un parámetro que es de capital importancia en el comportamiento mecánico de la roca, éste es el relleno en las discontinuidades geológicas, particularmente si el relleno está formado por arcillas.

Las galerías de exploración permiten escoger además los sitios óptimos para las pruebas in-situ de mecánica de rocas.

Las muestras obtenidas en los sondeos con recuperación y en las galerías deberán ser escogidos y remitidos al laboratorio de mecánica de rocas para las pruebas pertinentes.

Durante esta fase de exploración se llevan a cabo los estudios geohidrológicos, con la instalación de piezómetros en los barrenos de exploración, con el fin de establecer los patrones de flujo subterráneo y sus presiones; y desde este momento registrar continuamente los cambios de los niveles del agua subterránea durante la construcción.

Con los datos obtenidos durante esta etapa, los grupos de geología, mecánica de rocas y diseño, deberán trabajar conjuntamente para corregir parcial o totalmente el diseño de las excavaciones.

El geólogo en este momento tiene la responsabilidad -

de decidir los límites o formas del corte, en sentido de la explotación y la forma de hacerlo.

El mecanicista ajustará toda la información geológica en forma cuantitativa y analizará la estabilidad y el ingeniero de diseño hará las modificaciones a la obra así como un nuevo estudio económico.

Estos estudios conjuntos son de suma importancia, ya que no sólo modificará o corregirá el diseño de la obra, sino que también será una base para la selección de los sistemas de barrenación, de explotación, rezaga, acarreo, sistemas de distribución y tratamientos. Se determinará también la forma del talud y la fortificación necesaria y segura para mantenerlo estable. Es obvia aquí la necesidad de buenos conocimientos geológico-estructurales, porque directa o indirectamente dependerán de ellos todos los factores económicos que intervienen en una obra civil o en un desarrollo minero.

III. Control Geológico durante la Construcción.

Para el geólogo esta etapa es tan importante como las anteriores, es en este momento cuando todos sus estudios y esfuerzos serán puestos a prueba a suficiencia y calidad, su eficiencia técnica y capacidad de trabajo.

El trabajo del geólogo durante la construcción o excavación, es el de llevar en forma continua un registro de todas las características geológicas que aparezcan conforme avanzan los trabajos, efectuando a la mayor brevedad posible correlacio

nes con la información de las etapas anteriores y posteriormente efectuar todos los ajustes e ir prediciendo con la mayor exactitud, las condiciones geológicas para el trabajo a corto plazo, e ir sugiriendo las modificaciones pertinentes a los sistemas de construcción.

Este trabajo es constante, en algunos sitios las modificaciones a los sistemas de construcción son frecuentes y el geólogo debe advertir al constructor en que sitio o tiempo va a alterar su rutina, lo cual le implicará un aumento en los costos de la obra, al tener que cambiar de equipos o sistemas, sin embargo, estos serán mayores al igual que la pérdida de tiempo, si el constructor encuentra los problemas geológicos sin estar advertido.

1.- Recopilación de datos y mapas geológicos, topografía, reconocimientos superficiales y sondeos con muestreo.

2.- Análisis preliminar de datos para establecer las estructuras geológicas generales. Relacionando los datos en relación con los posibles cortes y estableciendo una probabilidad de desarrollo de deslizamientos.

3.- Taludes en los que existen discontinuidades favorables al deslizamiento durante el tiempo de construcción u operación. Pasan a estudio detallado.

4.- Investigación geológica detallada de los puntos críticos, basándose en reconocimiento superficial, muestreo de núcleos y excavación de socavones.

5.- Análisis de los taludes en base a la información detallada de los pasos 5, 6 y 7 aplicando técnicas de estabilidad crítica de taludes planos, circulares o de curva. Estudiar la posibilidad de otros tipos de falla inducida por intemperismo, viento o por daños provocados por las explosiones durante las excavaciones.

6.- Estudio de taludes en los cuales el riesgo de falla es alto en términos del diseño de excavación.
Las conclusiones que se pueden tomar son:
a) Taludes extendidos
b) Estabilización de taludes por drenaje, o en casos especiales, por anclaje o cables tensados.
c) Aceptar el riesgo del deslizamiento e instrumentar el talud para registrar sus movimientos y poder predecir el momento de falla.

7.- Estabilización de taludes con drenaje y/o con perforación, si resulta más económica que hacer los taludes con pendientes más bajas.

3.- Taludes en los cuales no existen discontinuidades geológicas favorables al deslizamiento, el estado preliminar revela que no es necesario el análisis de estabilidad. El ángulo del talud se determina de consideraciones de operación de la obra.

6.- Pruebas de cortante de discontinuidades, particularmente si hay arcilla de sellado.

7.- Instalación de piezómetros para establecer los patrones de flujo subterráneo y sus presiones y registrar los cambios de nivel en el agua subterránea durante y después de la construcción.

11.- Aceptar el riesgo de deslizamiento sobre bases de la habilidad de poder predecirlo y controlarlo sin peligro para el personal y equipo.

Chapter 3

GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY IN OPEN PIT MINES

by

F. D. Patton

Associate Professor of Geology, University of Illinois

and

D. U. Deere

Professor of Civil Engineering and Geology, University of Illinois

INTRODUCTION

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

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

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

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

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

of the geologic conditions of the mine. In cross sections of large open-pit mines, the geologist should be able to recognize the stability of rock slopes which deserve special consideration in the design.

APPROACH TO SLOPE STABILITY PROBLEMS

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

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

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

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

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

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

The role of the geologist is critical in both the collection and presentation of data for it is easy to collect more data than can be used in an analysis. This can result in the analyst misdirecting his emphasis. Hence, only the most pertinent data should be presented. Yet any limitation on the quantity of data presented to the analyst will reflect the prejudices of the collector. As a result, experienced geologists are essential in this phase of a study, for the geologist's prejudices must be in agreement with and correctly anticipate the actual mode of failure of the open-pit mine (should a failure occur), the location of the critical materials, and the actual distribution

of fluid pressure within the slope. It is therefore the job of the geologist to examine a large number of geological parameters and reduce them to a few significant ones. In many cases the final determination of which parameters are significant must await the outcome of the preliminary stability analysis. At this point new field investigations may be required.

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

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

THREE PRINCIPAL TYPES OF SLOPE STABILITY PROBLEMS

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

Type 1 — local slope failures involving a single bench.

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

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

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

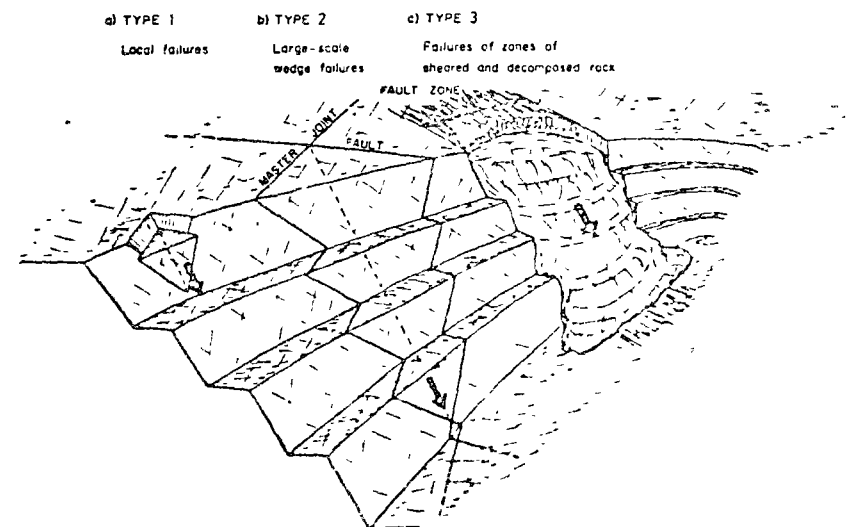


Fig. 1 — Three principal types of slope failures in open pit mines.

Local Slope Failures (Type 1)

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

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

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

Large-Scale Wedge Failures (Type 2)

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

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

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

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

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

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

Summary of the Principal Types of Stability Problems

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

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

DIFFERENCES IN STABILITY PROBLEMS FOR SOIL AND ROCK

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

SIGNIFICANT GEOLOGIC STRUCTURES

Oriented Planes and Zones of Weakness

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

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

Variations in Strength Due to Irregularities Along Rock Discontinuities

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

the same rock surface. Even though both the normal stress and the irregularities can be overridden by shearing. This is not all since strength-normal stress relationships exist at different stress levels for the same rock surface. These and other effects have been described by Patton (7) (8) and others.

Large Losses of Shear Strength Due to Displacements

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

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

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

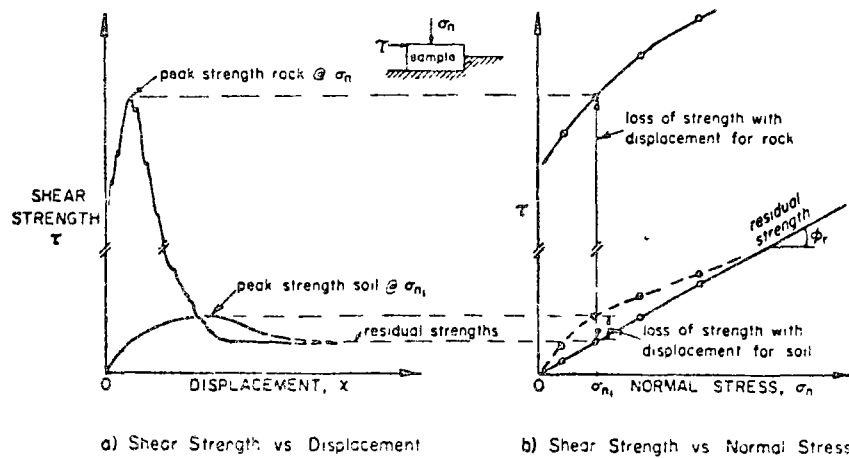


Fig 2 - Comparison of the loss of strength with displacements between soil and rock

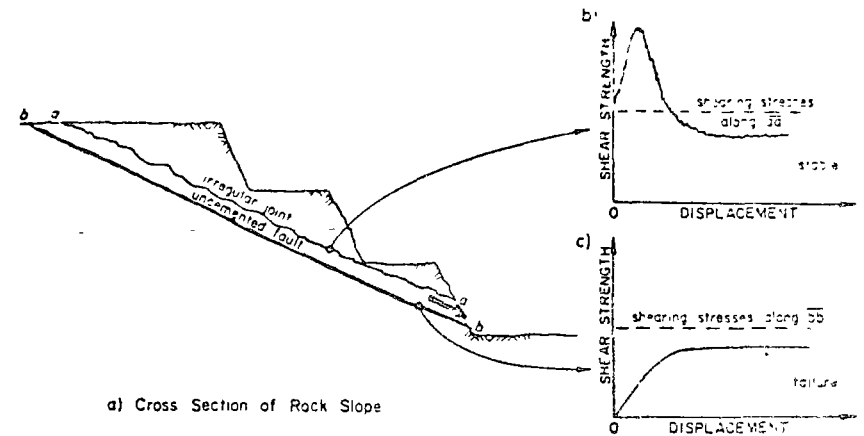


Fig 3 — Significance of pre-existing displacements along faults

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

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

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

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

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

Irregularities Associated with Faults and Shear Zones

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

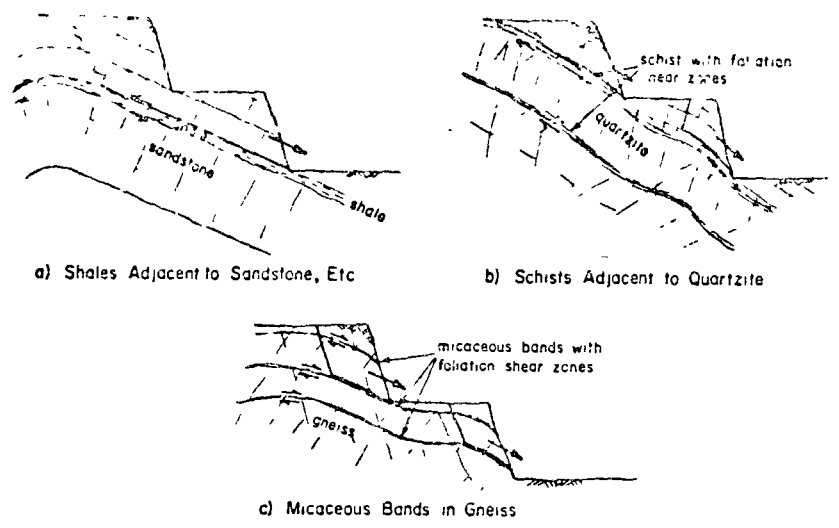


Fig 4 — Typical occurrence of shear zones in layered rock

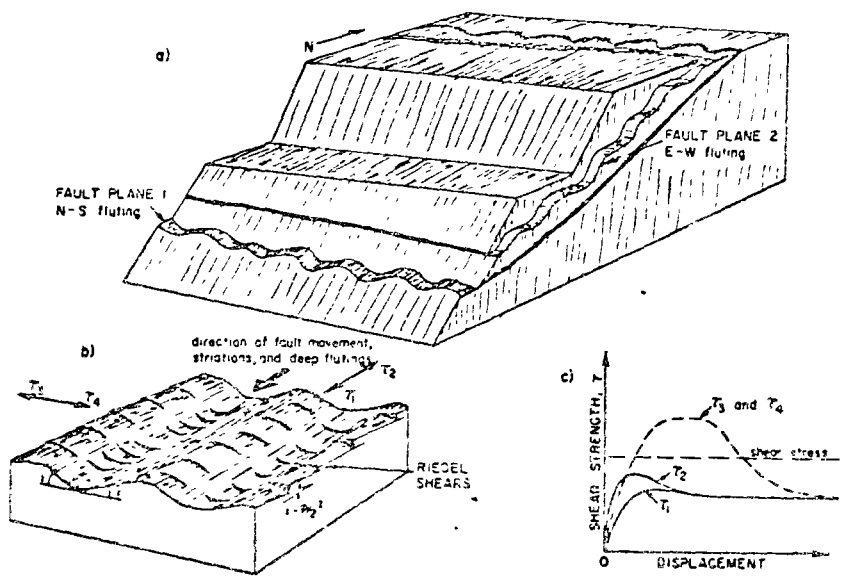


Fig 5 — Details and effects of irregularities on fault surface

These differences can have the effect of changing the equivalent angle of bedding rests (i.e. of a rock surface by 15° or more) hence the orientation of the irregularities is important in the field, in the laboratory, and in in-situ testing procedures.

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

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

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

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

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

Different Sizes of Irregularities

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

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

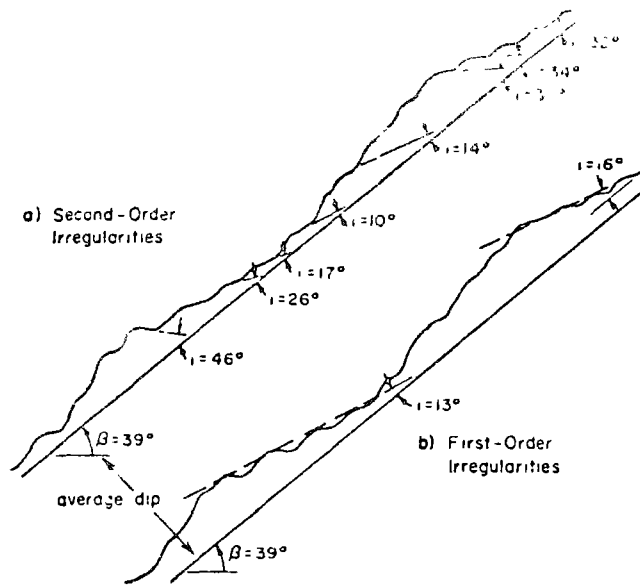
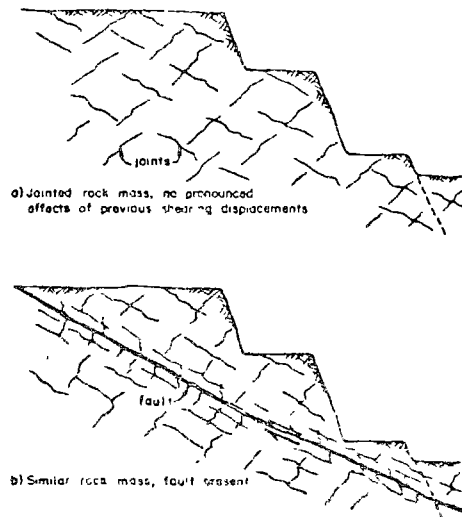


Fig. 6 - A discontinuity with first and second order irregularities -- after Patton (7)



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
(Here, weather minerals often present)

Fig. 7 - Significance of faults in slope stability problems

EFFECTS OF FAULTS AND OTHER THROUGH-GOING GEOLOGIC STRUCTURES

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

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

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

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

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

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

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

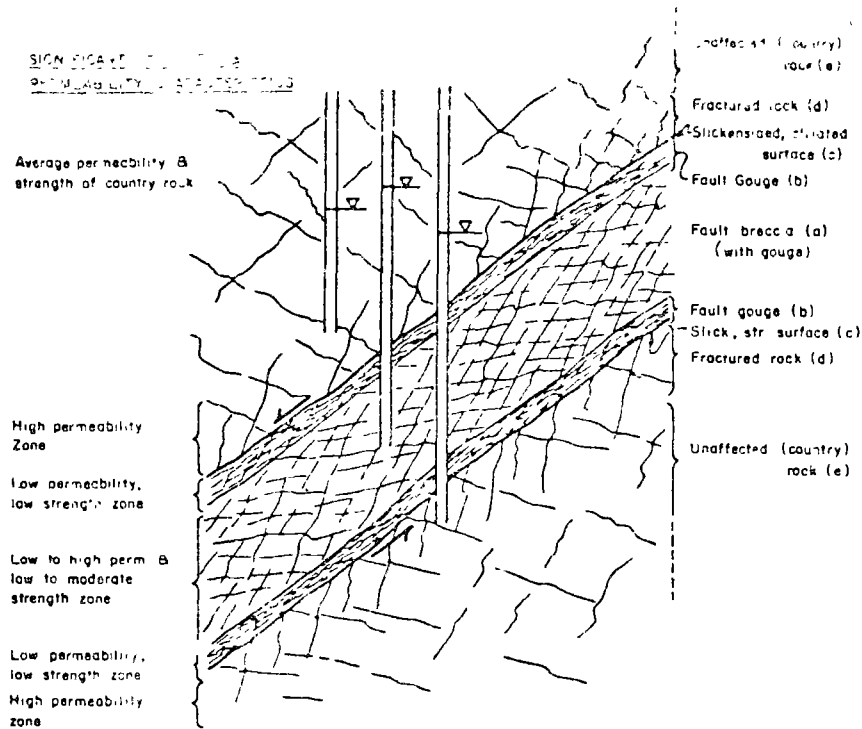


Fig 8 — Typical cross section of a composite fault

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

SIGNIFICANT HYDROGEOLOGIC FACTORS

Unequal or Directed Fluid Pressures

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

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

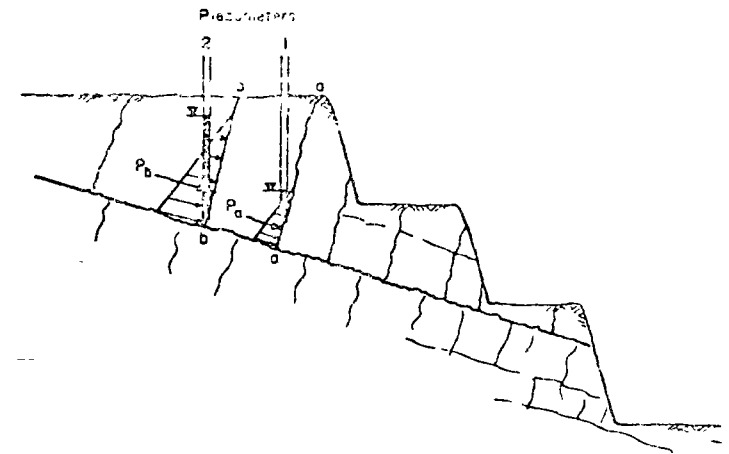


Fig 9 — Possible large differences in fluid pressures in adjacent rock joints

Large Fluctuations in Groundwater Levels

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

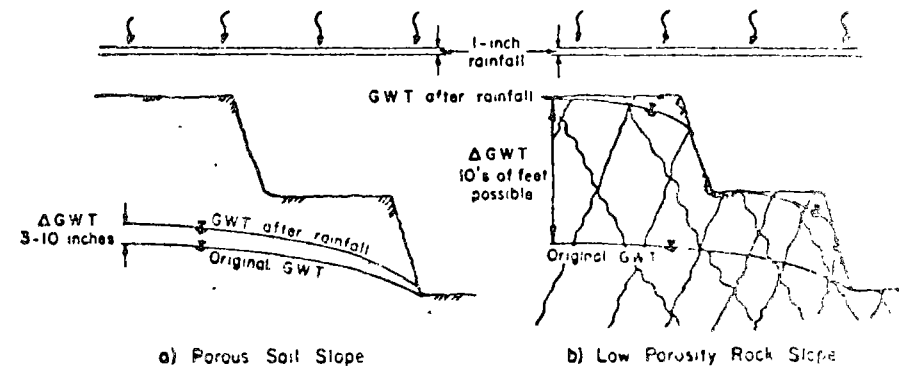


Fig 10 — Comparison of groundwater fluctuations between soil and rock slopes

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

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

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

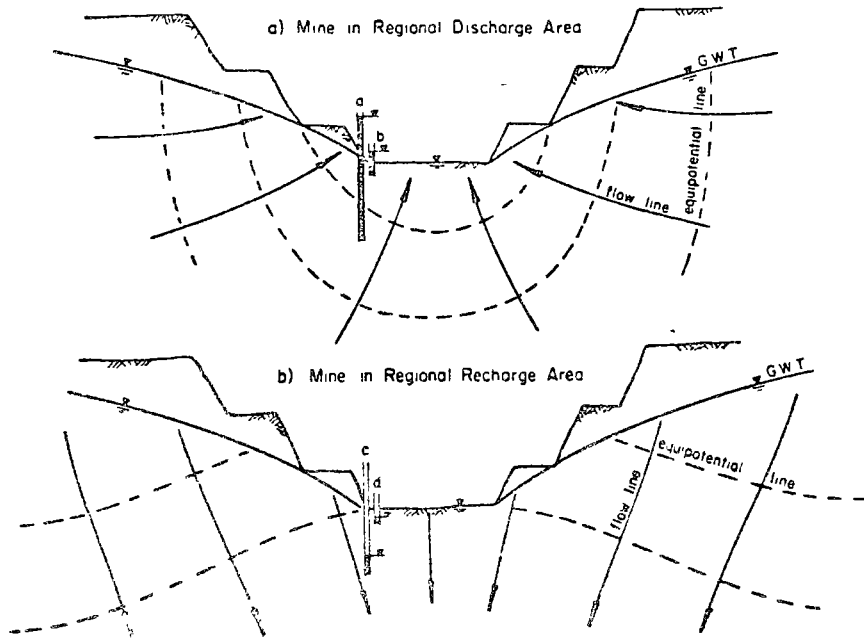


Fig. 11 -- Open pit mines in different parts of a groundwater flow system

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

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

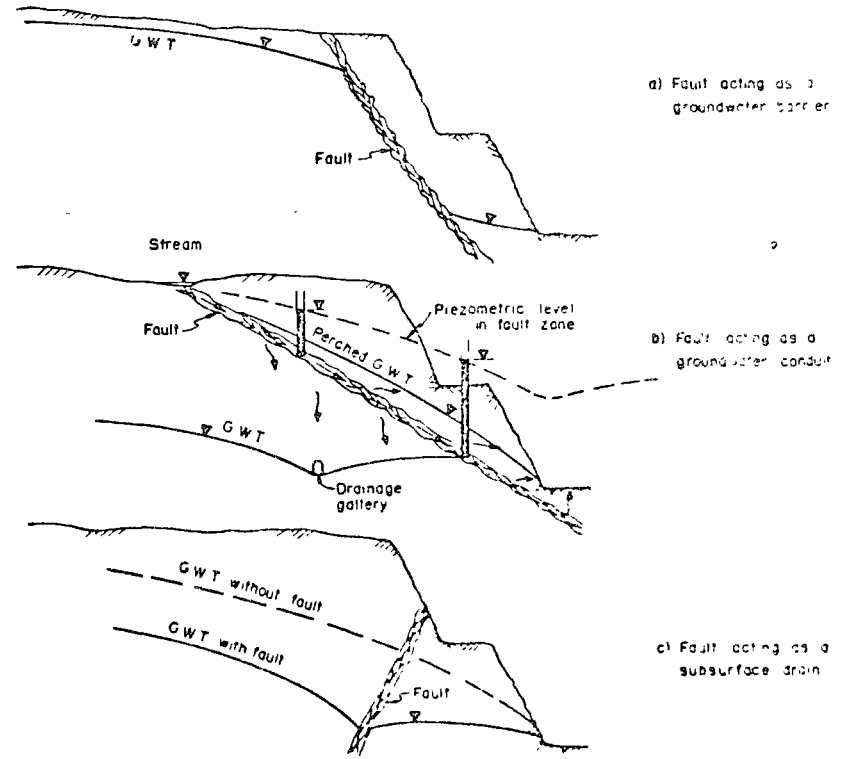


Fig. 12 -- Different effects of faults on groundwater conditions

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

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

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

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

OTHER GEOLOGIC FACTORS

Weathering and Hydrothermal Alteration

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

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

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

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

Size Effects

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

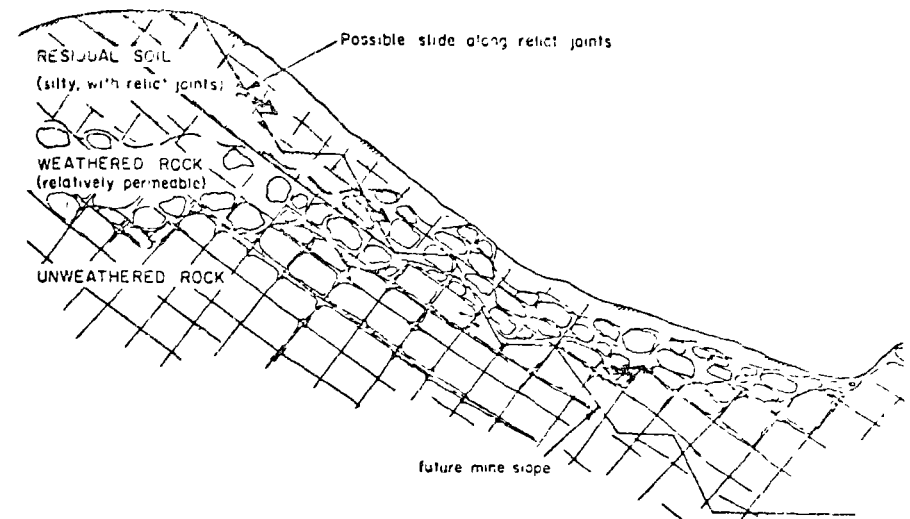


Fig. 13 — Mine slope affected by stability of residual soil and weathered rock.

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

Variety of Geologic Conditions Relevant to Rock Slope Stability

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

Role of Regional Stresses

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

sheeting, and bedding.

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

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

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

GENERAL TIMING OF GEOLOGICAL STUDIES

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

ROLE AND RESPONSIBILITY OF THE ENGINEERING GEOLOGIST

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

The geological and hydrogeological survey should include the following items:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

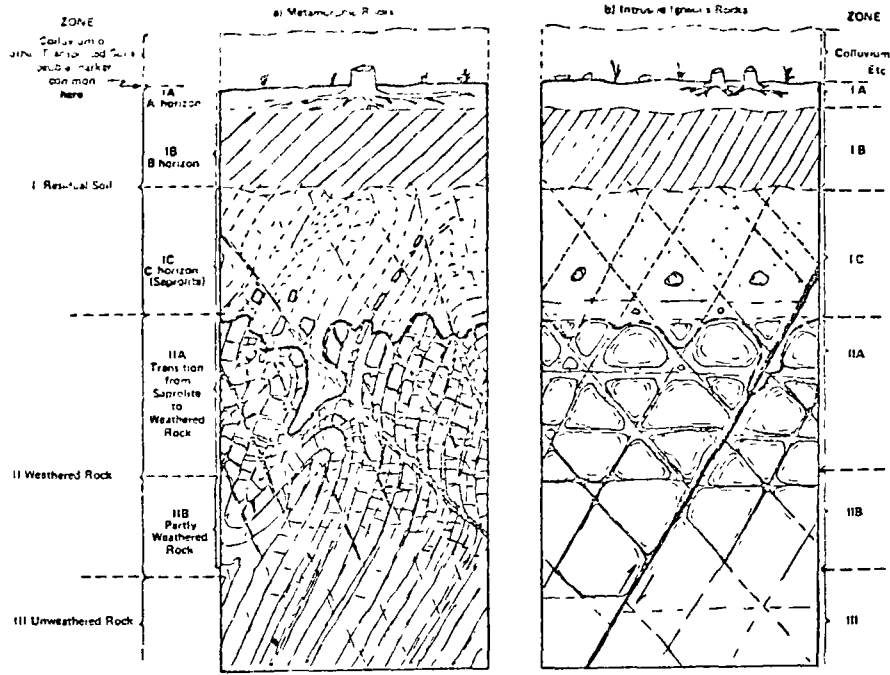


Fig 14 -- Typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks

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

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

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

ZONE	DESCRIPTION	RQD** (NX Core, percent)	PERCENT CORE RECOVERY* (NX Core)	RELATIVE PERMEABILITY	RELATIVE STRENGTH
I RESIDUAL SOIL	- top soil, roots, organic material zone of leaching and eluviation may be porous		0	medium to high	low to medium
IA-A HORIZON	- Characteristically clay enriched also accumulations of Fe Al and Si. RQD may be conchoid no reflect structures present		0		commonly LOW (high if cemented)
IB-B HORIZON	- reflect rock structures retained - sandy Fe-oxide in sandy material - less than 10% core samples - often micaceous		0		low to medium (reflect textures very significant)
IC-C HORIZON (Saprolite)	- highly variable soil like to rock-like - fines commonly fine to coarse sand (goss)	0 or not at all	generally 0-10%	medium	medium to low where weak structures are reflect structures are present
IIA WEATHERED ROCK	- highly variable soil like to rock-like - fines commonly fine to coarse sand (goss) - 10 to 95% core samples - spheroidal weathering common	variable generally 0-50	variable generally 10-90%	HIGH (water losses common)	medium to high**
IIB PARTLY WEATHERED ROCK	- rock like soft to hard rock - joints stained by 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 fines - along joints - Fe weathering of feldspars - and micas	> 75% (generally >90%)	generally 100%	low to medium	very high**

*Notes: The descriptions provide the only reliable means of describing the zones.
** Consider only values for these materials with no adversely oriented bedding structure.

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

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

PRESENTATION OF GEOLOGICAL DATA

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

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

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

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

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

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

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

CONCLUSIONS

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

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

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

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

REFERENCES

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

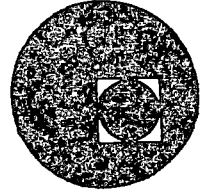
- 9 Kar, M. A. "Shear Strength of Soil-Rock Interfaces" M.S. Thesis, Dept. of Geology, Univ. of Illinois, Urbana, 1970
- 10 Deere, D. U., and Patton, F. D., "Effect of Pore Pressures on Stability of Slopes", GSA-ASCE Symposium on the Significance of Pore Pressures in Problems of Engineering Geology, Annual Meeting of Geol. Soc. America, New Orleans, Nov., 1967
- 11 Hubbert, M. K. "The Theory of Groundwater Motion", Jour. Geology, Vol. 48, No. 8, 1940, pp. 785-914
- 12 Tóth, J. "A Theoretical Analysis of Groundwater Flow in Small Drainage Basins" Jour. Geophysical Research, Vol. 68, No. 16, 1963, pp. 4795-4812
- 13 Freeze, R. A., and Witherspoon, P. A., "Theoretical Analysis of Regional Groundwater Flow 1. Analytical and Numerical Solution to the Mathematical Model", Water Resources Research, 2, No. 4, 1966, pp. 641-656
- 14 Freeze, R. A. and Witherspoon, P. A., "Theoretical Analysis of Regional Groundwater Flow 2. Effect of Water Table Configuration and Subsurface Permeability Variation", Water Resources Research 3, No. 2, 1967, pp. 623-634
- 15 Meyboom, P., "Current Trends in Hydrogeology", Earth-Science Reviews 2, Elsevier Publ. Co. Amsterdam, 1966, pp. 345-364
- 16 Wilson, S. D., "Application of the Principles of Soil Mechanics to Open Pit Mining", Quart. Journal Colorado School of Mines, Golden, Colo. Vol. 54, No. 3, 1959
- 17 Terzaghi, K., "The Mechanism of Landslides", Berkey Volume, Geol. Soc. America, 1950, pp. 83-123
- 18 Terzaghi, K., "Stability of Steep Slopes in Hard Unweathered Rock", Geotechnique, Vol. 12, No. 4, 1962, pp. 251-270
- 19 Casagrande, A., "Control of Seepage Through Foundations and Abutments of Dams", Geotechnique, Vol. 12, 1963, pp. 67-71
- 20 Muller, L., "The Stability of Rock Bank Slopes and the Effect of Water on Same", Int. Jour. Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 1, No. 4, 1964, pp. 475-504
- 21 Pacher, F., "The Influence of Fissure Water on the Stability of the Rock Abutment of Arch Dams", Int. Jour. Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 1, No. 3, 1964, pp. 327-339
- 22 Kenney, T. C., "Stability of the Vajont Valley Slope", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 5, No. 1, 1967, pp. 10-16
- 23 Louis, C., "Stromungsvorgänge in Klüftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels" (Study of ground water flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses) Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 30, 1967
- 24 Lane, K. S., "Engineering Problems Due to Fluid Pressure in Rock", Proc. 11th Symposium on Rock Mech., Berkeley, 1969, pp. 501-540
- 25 Morgenstern, N. R., "The Influence of Groundwater on Stability", Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, 1970.
- 26 Venz, D., "Methods of Evaluation and Analysis of Stability of Rock Slopes", Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, 1970

- 27 Brawner, C. O., "Case Studies of Stability on Mining Projects", Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, 1970
- 28 Wittke, W., "Three-dimensional Percolation of Fissured Rock", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970
- 29 Deere, D. U., and Patton, F. D., "Stability of Slopes in Residual Soils", State-of-the-art paper Session II 4th Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Vol. 1, San Juan, Puerto Rico, June 1971
- 30 Deere, D. U., Hendron, A. J., Jr., Patton, F. D., and Cording, E. J., "Design of Surface and Near-surface Construction in Rock", Proc. 8th Symposium on Rock Mech., Amer. Inst. Mining Engrs., 1966, pp. 237-302
- 31 John, K. W., "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", J. Soil Mech. and Foundation Div. ASCE, Vol. 94, No. SM-2, 1968, pp. 497-526
- 32 Hendron, A. J., Jr., Cording, E. J., and Ayer, A. K., "Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses", Tech. Rept. No. 36, U. S. Army Engineers, Waterways Exp. Sta., 1971





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



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

CONFERENCIA DEL ING. JUAN OROZCO Y OROZCO

PALACIO DE MINERIA

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

TELEFONOS: 513-27-95

512-31-23 521-73-35



3. Resumen de análisis estadísticos para arena gruesa y fina (U.S.E.R. (86)), y ambas juntas.

No de Arena	Valores Determinados	Desviación	Signifi-			
B	D	c	F	Normal	cación	
Fina 2-	1.0	0.022	6.8	5.7	3.4	Signif.
Gruesa 16	3.6	0.012	6.6	8.9	5.3	Signif.
Ambas 40	4.0	0.015	2.4	8.7	5.8	Signif.

Análisis de varianza, para determinar la significación.

Arena Fina:

Origen de Variación	Suma de los Cuadrados	Grados de Libertad	Varianza
Deb. a la regresión	2644	3	$S_r^2 = 888$
En la regresión	259	20	$S_r^2 = 12.9$
TOTAL	2923	23	

$S_r^2/S^2 = 68.8 \gg 3.10$.. la regresión es muy significativa (para 95% de confianza, Fisher y Yates)

Arena Gruesa:

Deb. a la regresión	3568	3	1189
En la regresión	337	12	28.08
TOTAL	3905	15	

$S_r^2/S^2 = 42.3 \gg 3.49$.. la regresión es muy significativa (para 95% de confianza, Fisher y Yates)

Ambas Juntas:

Deb. a la regresión	5582	3	1860
En la regresión	1248	36	34.66
TOTAL	6830	39	

$S_r^2/S^2 = 23.02 \gg 2.60$.. La regresión es muy significativa (para 95% de confianza, Fisher y Yates)

APENDICE II - REFERENCIAS

1. ALFAR, I., 1964 - "Estimating settlements of foundations on sands", Civil Eng'g. and Public Works Rev., Vol. 59, p. 1415.
2. APTIKOGLU, N. O., 1961 - "Determining ultimate bearing capacity of precast reinforced piles from deep-sounding tests in Alsancak Harbour, 5 ICSPRE, Paris, Vol.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

D. U. Deere y F. D. Patton

University of Illinois, Urbana, Illinois, USA

Traducido del Inglés por Alberto S. Nieto-Pescatiro
Ingeniero Geólogo, University of Illinois, Ill. USA

SINOPSIS

La clave para la comprensión de la estabilidad de taludes en suelos residuales radica en el reconocimiento de los papeles que desempeñan los perfiles de meteorización, el agua subterránea y las estructuras heredadas. Es absolutamente necesario tener una clara concepción del perfil típico de meteorización en varios tipos de roca. Con este perfil en mente, el investigador está entonces capacitado para reconocer variaciones locales significativas y para delinear los programas de exploración, de prueba y de control requeridos en la obtención de la información para el análisis de estabilidad. Sin embargo, el diseño de taludes basado exclusivamente en análisis de estabilidad es económico solamente en medios geológicos muy simples. O en casos de taludes de particular importancia donde se justifiquen gastos fuertes de capital. Para la mayoría de los casos se recomienda un método de precedente modificado por exploración, ensayos y análisis.

SYNOPSIS

The key to understanding the stability of slopes in residual soils lies in recognizing the roles of weathering profiles, groundwater, and relict structures. It is absolutely necessary to have a clear understanding of the typical weathering profile in many rock types. With this profile in mind, the investigator is prepared to recognize significant local variations and to outline exploration, monitoring, and testing programs to establish the data required for a stability analysis. However, a design based upon a stability analysis alone is economical only in very simple geologic environments or in especially important slopes where large expenditures of funds can be justified. In most cases a design method is recommended in which precedent is modified by exploration, testing, and analysis.

INTRODUCCION

Las rupturas, o fallas, de taludes en suelo residual o roca meteorizada son comunes en climas templados húmedos y tropicales, particularmente en épocas de precipitación intensa. El perfil de meteorización que se desarrolla en un talud de roca, a través del tiempo geológico, modifica las características de resistencia al corte y permeabilidad de la roca de tal modo que incrementa la susceptibilidad del talud a la ruptura. Rasgos geológicos heredados de la masa de roca original tales como diaclasas o juntas, planos de estratificación, y fallas, reducen aún más la estabilidad del talud.

Los rasgos estructurales y la litología de la masa rocosa influyen decisivamente la forma de la meteorización. Las rocas que consideramos en esta memoria son: ígneas y metamórficas, carbonatos, lutitas, lutitas con areniscas interestratificadas o sin ellas, y flujos interestratificados de lava basáltica.

Los problemas de estabilidad de taludes en suelos residuales y en roca meteorizada no pueden separarse en la práctica de aquellos relacionados con el manto de coluvión (o sea el "slope wash" de algunos autores de habla inglesa, más los escombros de deslizamiento). Por esta razón, también se examinan los taludes coluviales.

Los suelos residuales alcanzan su máximo desarrollo en condiciones tropicales de alta temperatura y pluviosidad, pero también ocurren en muchas otras partes del mundo. Por ejemplo, se les encuentra en muchas áreas donde prevalecen climas templados y fríos y ocasionalmente en áreas que han sido protegidas de la acción glacial. También se encuentran por todo el mundo, zonas de meteorización geológicamente antiguas, o "suelos fósiles", asociadas con muchas de las discordancias en la columna geológica. Estos suelos fósiles tienen características ingenieriles similares a las de los suelos residuales modernos.

Esta memoria incluye una revisión de los perfiles de meteorización que se encuentran en varios tipos de roca y la relación entre tales perfiles y los taludes que se desarrollan. Se examinan además, tipos comunes de ruptura, o falla, de taludes y su relación al perfil de meteorización, a la cubierta coluvial, y al agua subterránea. También se revisan los efectos de los sistemas de flujo de agua subterránea locales y regionales, así como las características de las estructuras heredadas y su efecto sobre la resistencia al corte, o cizallamiento, de los suelos residuales y rocas meteorizadas. Se consideran así mismo, programas de exploración que incluyen el empleo de levantamientos geofísicos superficiales, sondeos, registros de sondeos, y aberturas de acceso de gran diámetro. También se estudia la presentación de la información así como los diferentes métodos de diseño de taludes en suelos residuales y la aplicabilidad de tales métodos en tres ambientes geológicos comunes. Finalmente, se consideran las medidas correctivas apropiadas.

PERFILES DE METEORIZACION

Introducción

El perfil de meteorización es la sección la capa de materiales, con diferentes propiedades físicas, que se encuentra en el mismo sitio en donde se la encuentra y la cual yace sobre roca no meteorizada. Este perfil puede formarse debido a meteorización mecánica, o sea a la desintegración de la estructura original de la masa rocosa, o debido a meteorización química, es decir, a la descomposición de los materiales originales de dicha masa. Nos hemos concentrado, en esta memoria, en aquellos taludes en donde predominan los efectos de la meteorización química. Sin embargo, la desintegración mecánica de la roca puede también ocurrir en tales taludes y puede ayudar a acelerar la descomposición química. Estos procesos mecánicos incluyen la relajación de esfuerzos por descarga debida a la erosión y las deformaciones y desplazamientos diferenciales resultantes en las rocas y suelos que han sufrido tal descarga.

Los perfiles de meteorización pueden variar considerablemente de sitio a sitio, debido a variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, la topografía, la velocidad de erosión y las condiciones de aguas subterráneas, y debido también a variaciones climáticas regionales, particularmente en la pluviosidad. Tales variaciones dificultan el que se adquiera una perspectiva amplia con la cual se pueda visualizar la ocurrencia de perfiles de meteorización. Sin embargo, a medida que se ha adquirido mayor experiencia en años recientes, nosotros, junto con una serie de otros autores, hemos encontrado que es útil generalizar perfiles típicos de meteorización.

Perfiles Típicos de Meteorización para Rocas Metamórficas e Igneas Intrusivas

A casi cada uno de los perfiles de meteorización desarrollados en rocas ígneas intrusivas y metamórficas se le puede subdividir en: (1) suelo residual, (2) roca meteorizada, y (3) roca fresca y relativamente no meteorizada. En los perfiles que vienen a continuación, estas capas serán designadas con los números romanos I, II, y III. Esta secuencia se muestra en la figura 1, para las rocas ígneas y metamórficas. Si bien simple en apariencia, esta subdivisión no es siempre fácil de aplicar debido a la naturaleza muy irregular y a menudo gradual de los contactos.

El suelo residual, a su vez, se subdivide en tres zonas: IA, IB, y IC, las cuales corresponden a los horizontes A, B, y C de los pedólogos, quienes consideran el horizonte C como el material materno del suelo, es decir, los horizontes A y B. Ellos denominan "perfil de suelo" a la serie continua de horizontes de suelo (A, B, y C, etc.).

Horizonte A, Zona IA. El horizonte superficial, u horizonte A, se define como la zona de eluviación; esta es la zona que ha sido empobrecida por la infiltración de agua

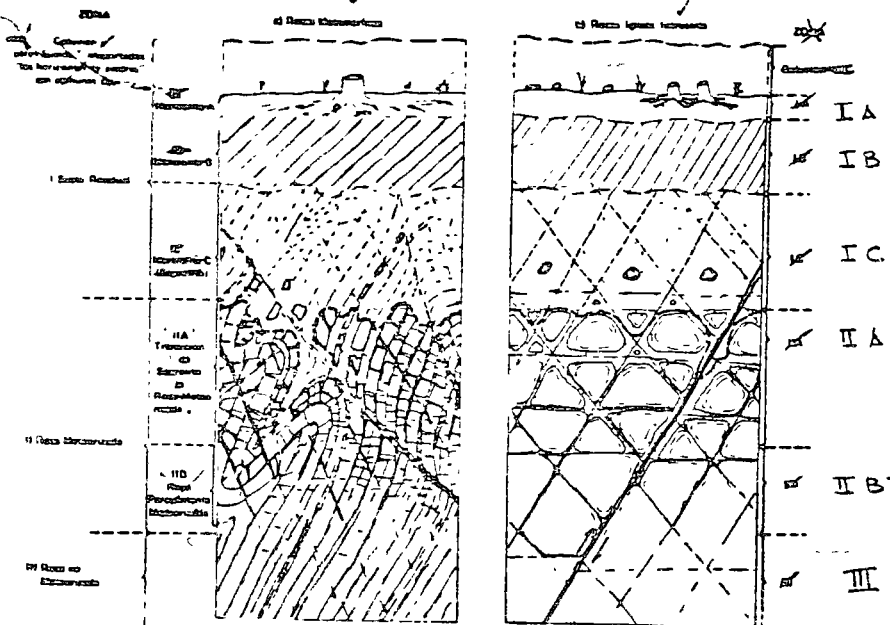


Figura 1. Perfil típico de meteorización de rocas metamórficas e ígneas intrusivas.

El cual transporta, suelo abajo, materiales en suspensión en solución. En el horizonte A a menudo se desarrollan texturas arenosas. Su parte superior es generalmente rica en material orgánico.

Horizonte B, Zona IB. El horizonte B es la zona de lixiviación o zona de deposición de los materiales sólidos que han sido transportados del horizonte A. El horizonte B es generalmente de color oscuro, rico en minerales con grano de grano dentro del margen de las arcillas, y ha sido despojado por lixiviación de sus constituyentes solubles originales. El horizonte B está alterado hasta tal punto que existe muy poca indicación del material materno y ninguna de la estructura original de la masa rocosa. Algunas veces el horizonte B puede llegar a enriquecerse de silicio, aluminio y hierro, y puede resultar cementado o ser susceptible a un endurecimiento irreversible. Debido a este endurecimiento de materiales y a que los horizontes C están sujetos a variaciones estacionales en la humedad, los últimos sufrirán considerablemente en sus propiedades físicas.

Horizonte C, Zona IC. El horizonte C se reconoce por sus estructuras originales de la roca, pero a pesar de ser tan evidentes, el material se tipifica más como un suelo que como una roca. Las estructuras heredadas de la roca

incluyen diaclasas, fallas y minerales que tienen orientaciones idénticas a las de sus posiciones relativas originales. Los feldespatos, sin embargo, son convertidos en caolinita u otros materiales arcillosos. Las micas son parciales o totalmente degradadas y alteradas, y la mayoría de los otros minerales presentes en la roca madre, excepto el cuarzo, están alterados. Como resultado, el material, con la apariencia de una roca dura, posee la consistencia de un suelo y se comporta en muchos aspectos como tal. No obstante, la persistencia de las estructuras heredadas de la roca madre resulta en planos de debilidad, los cuales son mucho más continuos y numerosos que lo común en suelos transportados. Los limos arcillosos y las arenas limosas son predominantes y las zonas, o bandas, abundantemente micáceas son comunes donde quiera que las micas estuvieron presentes en la roca original. Saprolito es el término que comúnmente se aplica a esta zona de material tipificado como suelo, el cual retiene la estructura heredada de la roca.

Con el propósito de distinguirla de las capas de roca meteorizada, más abajo, la Zona IC se define con un contenido de núcleos de roca de menos de 10% de su volumen. (Un núcleo de roca es el término usado para describir un núcleo rocoso no meteorizado o parcialmente meteorizado, o sea, el remanente de un bloque de roca meteorizada más grande y limitado por diaclasas). También son llamados "lithorelicts" y "floaters" por algunos autores de habla inglesa. El material en la zona IC, con tamaño de grano dentro de los límites de limos y arcillas, puede ser muy compresible, particularmente cuando es micáceo (Sowers, 1953), y a menudo es bien susceptible a erosión superficial y subterránea (Deere, 1957).

La zona de transición, Zona IIA. La roca meteorizada de la zona II se divide en dos capas, una zona superior, IIA, la cual es de transición del saprolito a la roca meteorizada, y una zona inferior, IIB, constituida por la roca parcialmente meteorizada. La zona IIA se caracteriza por los amplios límites de las propiedades físicas de sus componentes. Varían estos desde materiales tipificados como suelos, hasta núcleos de roca tipificados como materiales rocosos. Los núcleos de roca comprenden del 10 al 95% del volumen de la zona de transición. La meteorización ocurre más rápidamente a lo largo de diaclasas y fallas preexistentes y a lo largo de unidades litológicas que son más susceptibles a su ataque. El suelo que rodea los núcleos de roca es una arena de grano mediano a grueso, ya sea relativamente limpia o con un contenido limoso y micáceo. Esta zona es generalmente muy permeable y los perforadores notan a menudo pérdidas de agua cuando la atraviezan.

En la zona de transición ocurren un gran número de los problemas de ingeniería en suelos residuales. Su existencia es la razón principal por la cual se hace una distinción entre el perfil de meteorización que se encuentra en el campo y una lista de intensidades de meteorización como se determinarían, por ejemplo, por medio de un

análisis petrográfico con secciones delgadas. El contenido típico de la Zona IIA es de materiales con intensidades de meteorización muy diferentes, y consecuentemente esta zona presenta un amplio margen de variación en sus propiedades de ingeniería.

Roca parcialmente meteorizada, Zona IIB. La roca contenida en la zona IIB presenta una notable decoloración y algo de alteración a lo largo de las diaclasas. Además, la alteración de los feldespatos y las micas ya ha comenzado, en algunos casos, de manera muy acusada. A medida que la alteración avanza, la roca se degrada de su estado original a uno en el cual la roca presenta menor resistencia al corte y módulo de elasticidad, pero mayor permeabilidad. El incremento en la permeabilidad resulta de (1) los cambios de volumen en algunos de los granos a medida que se forman nuevos minerales, (2) la solución de algunos de los constituyentes más solubles, y (3) el aumento en el diaclasado y la apertura de diaclasas existentes debido a la descarga producida por la erosión.

Roca no meteorizada, Zona III. En la roca no meteorizada, Zona III, los feldespatos y las micas se presentan intactos y las diaclasas exhiben muy poca o ninguna oxidación que pudiera ser atribuida a procesos de meteorización. El lecho de roca no meteorizada puede ser, sin embargo, una masa de roca intensamente diaclasada, o en casos especiales, hidrotermalmente alterada. El término Zona III probablemente no debe aplicarse con fines prácticos de ingeniería a roca hidrotermalmente alterada, aunque ésta pudiera no estar, en realidad, alterada por procesos superficiales.

La Tabla I provee un resumen de los rasgos distintivos de las diferentes zonas del perfil de meteorización de rocas ígneas y metamórficas. Además, con fines comparativos, se dan los límites aproximados de valores para el RQD o Rock Quality Designation (Deere et al, 1967) y el porcentaje de recuperación de testigos o muestras, de perforación. Sin embargo, estos métodos de registro y clasificación de testigos de perforación no proveen determinaciones ciertas de los límites de las zonas de meteorización. La única manera segura de distinguir una zona de la otra es por medio de descripciones.

Comparación de las Clasificaciones Ingenieriles de Perfiles de Meteorización

Hemos indicado ya, que el entendimiento de los perfiles de meteorización es necesario en problemas de estabilidad de taludes. Sin embargo, existe muy poco acuerdo en cuanto a las normas de descripción de las zonas en un perfil de meteorización.

Muchas personas han descrito estudios geológicos de campo sobre meteorización de rocas: entre ellos tenemos a Branner (1928) y Darby (1936) en el Brasil, Blackwelder (1925) en California, Brock (1943) en Hong Kong, y más recientemente Troms (1966) en Nigeria. Solo recientemente

Tabla I - DISTRIBUCIÓN DE UN PERFIL DE METEORIZACIÓN DE ROCAS ÍGNEAS METAMÓRFICAS Y METASEDIMENTARIAS

ZONA	DESCRIPCIÓN	ACCIÓN RECOMENDADA EN PROYECTOS	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (PSI) EN LA SUPERFICIE	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (PSI) A 100 FT DE PROFUNDIDAD	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (PSI) A 200 FT DE PROFUNDIDAD	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (PSI) A 300 FT DE PROFUNDIDAD	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (PSI) A 400 FT DE PROFUNDIDAD	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (PSI) A 500 FT DE PROFUNDIDAD
I - ZONA NO METEORIZADA	IA - HORIZONTAL A	-Roca intacta, sin alteración visible -No se requiere tratamiento especial -No se requiere protección especial	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
	IB - HORIZONTAL B	-Roca intacta, sin alteración visible -No se requiere tratamiento especial -No se requiere protección especial	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
	IC - HORIZONTAL C (Clasificación)	-Roca intacta, sin alteración visible -No se requiere tratamiento especial -No se requiere protección especial	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
II - ROCA METEORIZADA	IIA - TRANSICIÓN (Roca parcialmente meteorizada)	-Roca parcialmente meteorizada -Se requiere tratamiento especial -Se requiere protección especial	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
	IIB - ROCA PARCIALMENTE METEORIZADA	-Roca parcialmente meteorizada -Se requiere tratamiento especial -Se requiere protección especial	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
III - ROCA NO METEORIZADA	-Roca intacta, sin alteración visible -No se requiere tratamiento especial -No se requiere protección especial	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta

NOTA: Las clasificaciones de rocas ígneas y metamórficas se basan en el grado de alteración visible.

se ha intentado relacionar estas descripciones con problemas ingenieriles (véase la Tabla II). Más de una docena de diferentes perfiles de meteorización se han descrito en la literatura ingenieril desde la aparición del trabajo de Vargas (1953). Estos perfiles reflejan la experiencia de varios investigadores con tipos de rocas diferentes, y en zonas climáticas diferentes; tales perfiles tienen, además, fines diferentes. Muchas de las clasificaciones más recientes han sido basadas en los trabajos de Vargas (1953), Kiersch y Treasher (1954), Sowers (1954), Moye (1955), y Ruxton y Berry (1957).

Criterios de clasificación. Aunque nos sentimos inclinados al agregar otra clasificación a la literatura, parece ser apropiado intentar una reconciliación de las varias descripciones y clasificaciones de los perfiles de meteorización que se usan con fines ingenieriles.

Los criterios que hemos usado en esta nueva clasificación son:

- (1) Los términos descriptivos deben ser tan simples y fáciles de recordar como sea posible;
- (2) Las divisiones deben corresponder estrechamente con las divisiones principales de los perfiles descritos por autores anteriores, de modo que se pueda utilizar su experiencia y la información ya publicada.

Tabla de clasificación de suelos de acuerdo con el sistema de suelos de Brasil

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

1.- La transición a roca no meteorizada
 2.- Capa alterada de roca ligeramente o intermedie meteorizada
 3.- Transición entre el suelo residual joven y la roca propiamente dicha

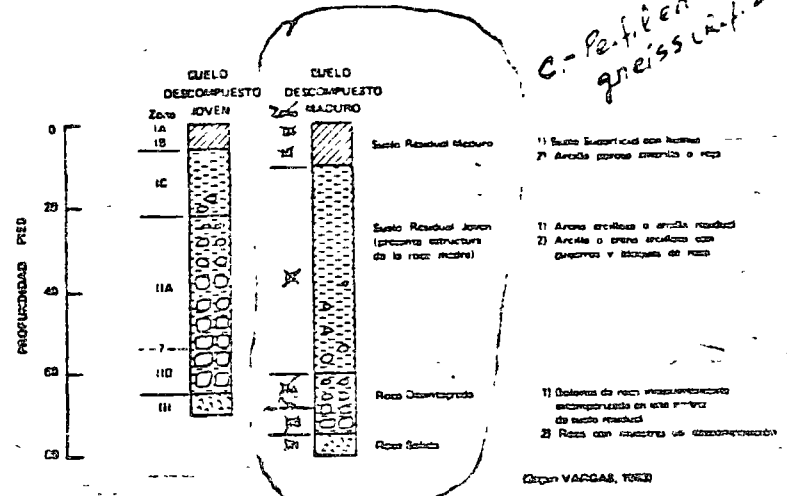


Figura 2. Perfiles de meteorización en gneiss, Brasil meridional.

- (3) Donde quiera que sea posible se deben usar símbolos y nombres convencionales y tradicionales.
- (4) Debe evitarse la terminología antigua. (Por ejemplo: el uso de términos tales como "roca sana" o "roca sólida" podría implicar la ausencia completa de diaclasas o fallas).

Debido a que nos hemos acostumbrado a describir estos materiales simplemente como suelo residual, roca meteorizada, y roca no meteorizada y dado que la mayoría de las otras clasificaciones no eran convenientes en este aspecto, los términos anteriores se convirtieron en las bases para nuestras divisiones principales: I, la capa superior de suelo residual; II, la zona intermedia de roca meteorizada; y III, la roca no meteorizada.

El estudio de varios de los otros perfiles publicados reveló, que generalmente era posible adaptar las descripciones de los mismos al esquema propuesto. La figura 2 muestra dos perfiles esquemáticos de suelos descompuestos, uno juvenil y el otro maduro, basados en información dada por Vargas (1953).

Discusión de los criterios para establecer límites de zona. Uno de los problemas más artificiales en la clasificación de suelos residuales es el de determinar en cual división se debe colocar al material saprolítico intensamente meteorizado. A este material se le puede considerar como suelo o como roca completamente meteorizada. A pesar de que creemos que las características de suelo predominan en la zona saprolítica, desde el punto de vista del ingeniero y del contratista, y dado que el saprolito está firmemente establecido en la literatura pedológica como el horizonte C, tal material encaja muy naturalmente en la categoría

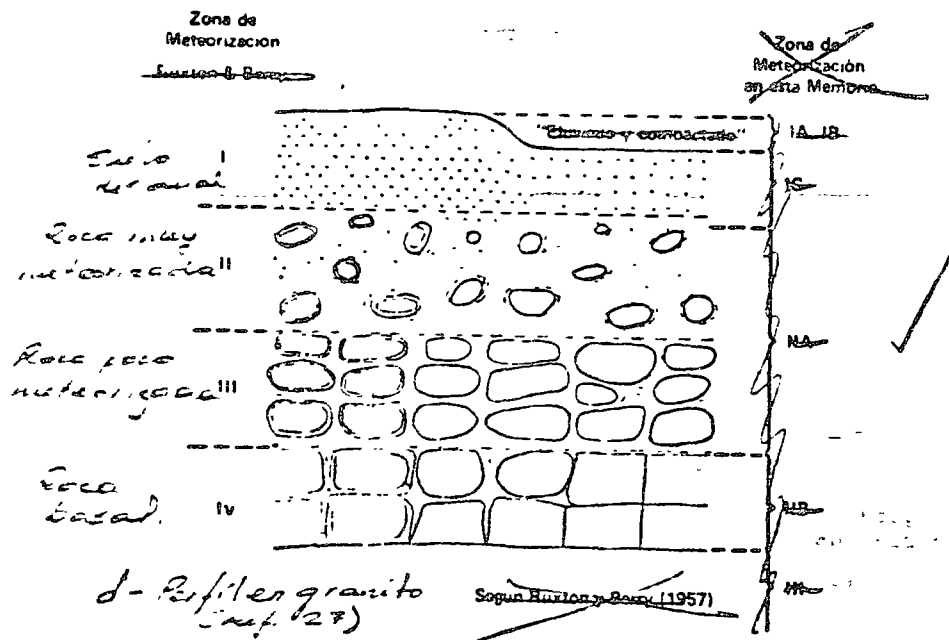


Figura 3.- Zonas de un perfil maduro de meteorización en granito.

de suelo residual, o IC. Sin embargo, debe recordarse que el material saprolítico es un tipo muy especial de suelo, cuya resistencia al corte y otras características están íntimamente relacionadas con las estructuras heredadas de la roca original.

La selección del límite entre el suelo residual y la roca meteorizada en base al 10% de núcleos de roca se hace por razones de índole práctica. Si se selecciona la base del suelo residual, ya sea, como el punto más alto en donde se encuentran los primeros núcleos de roca en una serie de sondeos, o como el punto más alto en el cual se les observa en la ladera de una excavación, parece entonces probable que algo así como el 10% del volumen del material IC que yace encima de ese plano podría contener núcleos de roca. Este valor porcentual también corresponde al límite IIA - IIB usado por Ruxton y Berry (1957) (véase la Tabla II).

Ruxton y Berry (1957) han descrito el perfil de meteorización desarrollado en un granito en Hong Kong. Las zonas que proponen para un perfil maduro de meteorización aparecen en la figura 3. También se muestra allí, el sistema de numeración equivalente usado en esta memoria. Creemos que el sistema algo más simplificado que se propone aquí, podría tener una aplicación más general.

Existe cierta duda en cuanto a si se debe considerar

una zona adicional entre la IB y el saprolito, IC. Tal es la zona I de Ruxton y Berry la cual describen como desechos residuales, "una arcilla arenosa o arena arcillosa sin estructura" y colocan debajo del horizonte B (véase la figura 2). No está completamente claro si se trata del caso de un horizonte pedológico B, inferior, excepcionalmente grueso, o si realmente es un saprolito formado a partir de un granito con tan poca estructura que la misma es difícil de reconocer, aún, en el lecho de roca. Lum (1962, 1965) parece concluir que esta capa de material retiene una estructura de roca y que la capa de "tierra roja", que realmente no posee estructura alguna, tiene solamente unos pocos pies de grosor.

Secuencia de la numeración. Little (1969) ha adoptado un sistema de numeración que es el inverso del que nosotros preferimos. Este investigador ha obtenido su sistema de numeración de Chandler (1969), quien a su vez ha dado crédito a Skempton y Davis (1966). Knill y Jones (1965) también han numerado los grados de meteorización de abajo hacia arriba. Little ha indicado que la secuencia de numeración de Ruxton y Berry (1957) que va de arriba hacia abajo "está en orden inverso al de otros sistemas y al modo generalmente aceptado de numerar o de rotular depósitos geológicos".

Sin embargo, después de haber considerado las ventajas de cada uno de los sistemas de numeración, preferimos mantener la secuencia de Ruxton y Berry (1957) porque tiene precedente en la literatura, provee continuidad en la historia geológica del perfil de meteorización, y es compatible con el sistema de clasificación pedológico y permite la incorporación del mismo.

Finalmente se ve que la Tabla II indica que la terminología y los límites seleccionados en la clasificación que proponemos son relativamente consistentes con los trabajos recientes de Sowers (1967), Vargas (1969), y Sarata (1969).

Importancia del Perfil de Meteorización

La importancia del perfil de meteorización es obvia en problemas de estabilidad de taludes para los ingenieros de las Américas y de otras partes, pues casi cada artículo publicado sobre la estabilidad de pendientes en suelos residuales comienza con una descripción del perfil de meteorización.

No debe existir duda alguna de que cada zona en el perfil de meteorización posee diferencias significativas en sus propiedades ingenieriles y sin embargo, repetidas veces se publican artículos que describen las propiedades de un suelo residual o una roca meteorizada con muy poca o ninguna referencia a la ubicación de la muestra dentro del perfil de meteorización. No es suficiente indicar simplemente que una muestra vino de una profundidad de dos metros, porque para evaluar los datos de ensayo en un problema práctico de campo, el investigador debe generalizar e

saber o conjeturar si la muestra vino de la zona IB, IC, o IIA, etc.

Refiriéndonos nuevamente a la Tabla I, las dos últimas columnas indican la permeabilidad y la resistencia al corte relativas de cada zona en el perfil de meteorización. Los aspectos más importantes de estas evaluaciones cualitativas se indican en negrilla; se nota que resistencias al corte y permeabilidades bajas son comunes en la zona IB, y que permeabilidades altas son comunes en las zonas IIA y IIB. Terzaghi y Peck (1967) han descrito esta secuencia de capas permeables en taludes en suelos residuales y presentan un ejemplo en el cual tal secuencia de permeabilidades dio lugar a un deslizamiento en la ladera de una colina en dirección opuesta al embalse.

Es esta secuencia de dos capas aproximadamente paralelas a la superficie del terreno, una suprayacente de permeabilidad y resistencia a corte bajas y otra infrayacente de permeabilidad alta, la que constituye el principal aspecto unificador en los problemas de estabilidad de taludes en suelos residuales. Nos referimos frecuentemente a esta secuencia en las secciones que siguen en esta memoria.

TALUDES NATURALES Y DESLIZAMIENTOS EN SUELOS RESIDUALES

Desarrollo de Taludes Naturales

Los procesos erosionales y el desarrollo geomorfológico en áreas tropicales han sido estudiados por muchos geólogos y geógrafos. A la mayoría de estas autoridades les ha impresionado el número grandísimo de deslizamientos que ocurren en estas áreas. Se ha notado una profusión de deslizamientos durante períodos de precipitación de intensidad y duración excepcionalmente altas y también se les ha notado asociados con terremotos. Bryan (1940) puntualizó los trabajos de Thornbecke (1927), Jaeger (1927), y Sapper (1935), así como el trabajo de Freise, (1935, 1938). Bryan informa que Freise, quien hizo sus estudios en las montañas costaneras del Brasil, concluyó que en tales regiones tropicales y húmedas existen ciclos de avalanchas que conducen a la denudación periódica de montes o floreas.

Taludes naturales en Hawai. Wentworth (1943) ha descrito unas avalanchas en terreno volcánico en la isla Oahu, Hawai. Este investigador estudió un área montañosa escarpada en la cual las pendientes alcanzan valores de 35 a 60°. La roca en casi la mayoría de esta área estaba lo suficientemente meteorizada como para sustentar el crecimiento de una vegetación densa. Concluye aquel que "el manto de roca meteorizada sobre pendientes que están en el límite de la estabilidad para condiciones normales. En tiempo excepcionalmente lluvioso... se desprenden pedruzcos de suelo y vegetación y avanzan hacia abajo como avalanchas de suelo. Los ángulos de la pendiente son en su mayoría de 40 a 50°, y el grosor del material involucrado es muy raras veces más

de 2 a 3 pies (0.6 a 1m)... estos deslizamientos... son aparentemente responsables de una velocidad relativamente rápida de denudaciones y probablemente constituyen el factor que controla las formas generales en la estructura del terreno en las partes montañosas de esta región"

Wentworth concluye que la mayoría de los deslizamientos estuvieron asociados con períodos de precipitación excepcionalmente alta, variando estos de 70 a 130 mm por hora, y aún hasta 250 mm por hora. El determinó que hubieron 200 deslizamientos en un período de 8 años en una cuenca de 39 km, y que cada deslizamiento involucró aproximadamente un acre (0.4 hectáreas).

White (1949) estudió los procesos erosionales en la misma área que Wentworth, y concluyó que en las partes de Oahu con pendientes elevadas existía un ciclo de deslizamientos similar al que fué propuesto por Freise para las pendientes inclinadas de los montes tropicales brasileiros. Tanto White como Wentworth notaron que la vegetación está controlada por los deslizamientos. Esto tiene un significado práctico ya que se puede identificar, por medio de fotografías aéreas, deslizamientos recientes o antiguos usando las diferencias en la vegetación. Así pues, es posible identificar áreas que son especialmente susceptibles a deslizamientos debidos a causas naturales.

Taludes Naturales en Nueva Guinea. Bik (1967) ha descrito mecanismos de meteorización y remoción de desechos en una región húmeda situada en las sierras de Nueva Guinea. Esta área contenía rocas volcánicas, lutitas, calizas y grauwacas; aquel notó que los deslizamientos o movimientos de masas eran más preponderantes en la remoción de los materiales intemperizados. Los deslizamientos eran más conspicuos en las pendientes montañosas altas, pero también se les notó en las faldas de montañas en pendientes con ángulos entre 3 y 5°. Este investigador concuerda con Malbutt (1961), en que aparentemente la progresión del frente de meteorización hacia el interior del talud, aumenta la inestabilidad de éste. Bik anotó que "las rupturas de talud generalmente involucran la remoción de los horizontes superiores, de grano fino, del perfil de meteorización en laderas de montañas y colinas empinadas, pero también dichas rupturas penetran hasta la zona donde se encuentran los núcleos o los fragmentos angulares de roca"

Simonet (1967) estudió deslizamientos que ocurrieron en una variedad de tipos de roca en un área montañosa en el norte de Nueva Guinea. Este autor dió énfasis especial a la relación existente entre deslizamientos y terremotos. Anotó que las freas aluviales eran las únicas que no presentaban deslizamientos. También indicó que "las freas graníticas tienen avalanchas de escombros simples y avalanchas complejas, profundas y soneras, acompañadas de abundante formación de cárcaves o quebradas, en la roca profundamente meteorizada, una vez que los deslizamientos hacen brechas en los subsuelos. En algunas áreas en donde coalescen los deslizamientos de avalancha de escombros, se forman gigantescas masas fofias de barro y desechos que se precipitan

valla abajo. Se notaron más de 400 deslizamientos y se asumió que las áreas en donde hubo un incremento en los deslizamientos estaban relacionadas a dos fuertes terremotos de magnitudes 7.0 y 7.9 (en la escala de Richter) que ocurrieron en 1935.

Asociación de deslizamientos con precipitación intensa. En 1970 la Isla de Puerto Rico estuvo sujeta a dos períodos de precipitación muy intensa; uno alcanzó un máximo de 150 mm en un día y el otro de aproximadamente 900 mm en cerca de 6 días. Ambos períodos de precipitación alta estuvieron asociados con un incremento en la actividad de los deslizamientos.

Deere (1970) observó la ocurrencia de más de 100 deslizamientos después de varios días de lluvia de alta intensidad en las montañas al este de Buenaventura, Colombia. Los deslizamientos se iniciaron en las crestas de los taludes y parecieron involucrar varios metros de la parte superior del horizonte de suelo residual y unos cuantos metros de roca meteorizada de tipo ígneo y metamórfico. Debido a lo inclinado de los taludes, de 30 a 45°, la mayoría de los deslizamientos se convirtieron en destructivas avalanchas de escombros que dejaron cicatrices pendiente abajo de un ancho de 20 a 30 m y de un largo de cientos de metros.

Barata (1969) ha descrito la asociación de deslizamientos en Río de Janeiro con las fuertes lluvias del verano de 1962 y posteriormente con las lluvias excepcionalmente fuertes de los años 1966 y 1967. Estas últimas fueron las más fuertes que se han registrado en la ciudad y ambas tuvieron excepcional duración e intensidad. Las lluvias de 1966 y 1967 cayeron en un período de dos a tres días y las siguió otra lluvia fuerte de duración similar, tres a cinco semanas más tarde. Las intensidades de precipitación registradas alcanzaron 104 mm en una hora, 321 mm en 24 horas, y 675 mm en 72 horas. La región en donde el promedio anual de precipitación varía de 150 mm a 200 mm en las regiones bajas, y alcanza 700 mm en las montañas, fue azotada por una tormenta que en tres días precipitó un promedio de más de 270 mm con un máximo de 600 mm.

El daño causado por los deslizamientos iniciados por estas fuertes lluvias fue general. Barata nota que las áreas en donde el daño causado por las lluvias fue más intenso fueron aquellas en donde los deslizamientos y fallas involucraron suelo residual y coluvión. Las inclinaciones de las pendientes donde el daño fue mayor generalmente variaban de 15 a 45°; el daño ocurrió en el sitio de ruptura de los taludes, y pendiente abajo, en las áreas afectadas por las corrientes de lodo y las avalanchas de escombros causadas por los deslizamientos.

Conclusiones:

De estos estudios se puede concluir: (1) los deslizamientos constituyen una manera común y tal vez la principal

en el desarrollo de taludes en áreas de suelos residuales profundos, (2) aquellos están asociados con las características del perfil de meteorización, (3) los mismos son especialmente comunes durante períodos de precipitación alta de terremotos, o de una combinación de ambos fenómenos, (4) deslizamientos someros de unos pocos pies de profundidad son los más comunes en los taludes de pendientes más altas, pero deslizamientos más profundos que involucran roca meteorizada y capas coluviales someras y profundas, son también frecuentemente encontrados, y (5) donde las arenas limosas y los limos arenosos saprolíticos de la Zona T son expuestos, las pendientes sufren erosión rápida. De lo anterior se deduce que durante épocas de alta precipitación un gran número de taludes en suelos residuales y coluvión debe tener un factor de seguridad cercano a 1.0 y, aun más, que puede ser importante el restringir o prevenir la erosión de las zonas imtemperizadas inferiores cuando se hacen cortes.

Concordamos con estas conclusiones basadas en nuestra propia experiencia. Un aspecto curioso de las mismas se materializa en la pregunta siguiente: ¿si los taludes naturales en rocas meteorizadas tienen factores de seguridad cercanos a 1.0, por qué entonces tantos taludes artificiales cortados en suelos residuales permanecen relativamente estables? .

La respuesta podría ser que a medida que se incrementan los esfuerzos de cizallamiento debidos a un corte de talud, la resistencia al cizallamiento se incrementa de manera igual o mayor.

La única manera por la cual la resistencia al cizallamiento se puede incrementar rápidamente en cortes de ladera, es mediante reducción de las presiones de poros a lo largo de la superficie de ruptura potenciales. Si se hace un corte, y no se disminuyen las presiones de poros, es obvio entonces, que puedan existir problemas de estabilidad. Por otra parte, si se hace un corte y las presiones de poros sí se disminuyen, no existe la seguridad de que el talud permanecerá estable a medida que nuevos planos de debilidad asumen un papel crítico, el cual no tuvieron antes que el talud natural fuera modificado por la construcción. Es obvio que la ubicación del pie de un corte con respecto a las zonas del perfil de meteorización determinará en forma importante la extensión de la reducción de presiones de poros en aquella porción del talud.

TIPOS DE DESLIZAMIENTOS

Toda clase de deslizamientos son posibles en terrenos profundamente meteorizados; sin embargo, hay ciertos tipos que vienen especialmente aparejados con suelos residuales, roca meteorizada, y el coluvión asociado a éstos. La razón por la cual el coluvión se encuentra tan frecuentemente asociado con taludes en suelos residuales es que una gran parte del coluvión está constituida por escombros derivados

de derrumbes naturales que ocurren en las partes más altas y más paradas de una ladera.

En la figura 4 se muestran cuatro tipos de deslizamientos que son particularmente frecuentes en los materiales del perfil de meteorización y en el coluvión. Dos de estos están asociados con el perfil de meteorización y los otros dos con el coluvión.

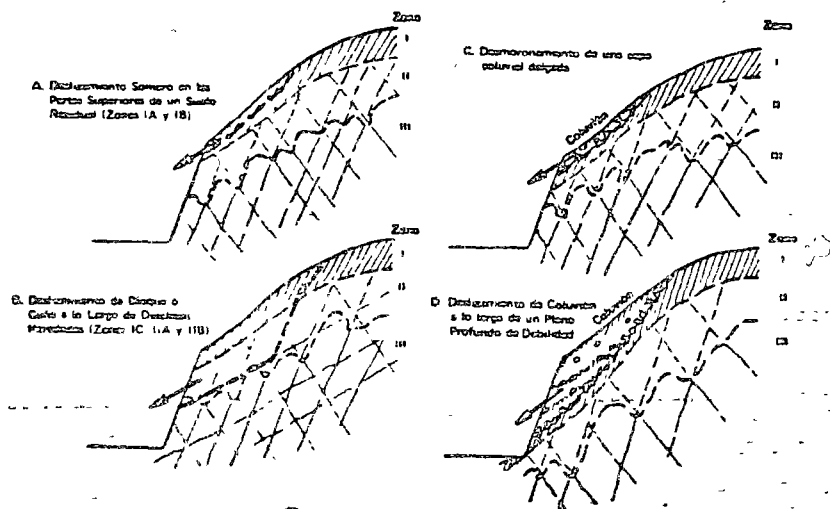


Figura 4. Tipos comunes de deslizamientos en roca meteorizada, suelo residual, y coluvión

Deslizamientos en el perfil de meteorización

Deslizamiento somero en el suelo residual superior. La figura 4a muestra un deslizamiento somero en el cual las zonas superiores del suelo residual se deslizan sobre la roca meteorizada infrayacente. Comúnmente son los materiales IA y IB los que se deslizan como resultado del aumento en las presiones de poros, las cuales se incrementan por debajo de estos materiales durante épocas de precipitación intensa.

Este tipo de deslizamiento también ocurre en la parte superior de cortes de ladera de pendiente alta, en los cuales los suelos de las zonas IA y IB son demasiado débiles para ser estables a la misma inclinación que los materiales inferiores. Un tipo de deslizamiento menos común en suelos residuales, consiste en el sifonaje, o tubificación, del ma-

terial cohesivo de las zonas IC y IIA, el cual produce erosión regresiva del talud o simplemente un deslizamiento por expansión de arena, o flujo de arena. Las zonas superiores IA y IB pueden desplomarse e incorporarse a los escombros del deslizamiento a medida que continúa la erosión subterránea de las capas intermedias del perfil de meteorización. Ruxton (1958) ha descrito laderas en granitos en el Sudán en donde depresiones elongadas se dirigen colina abajo y tienen una profundidad de 10 pulgadas (25 cm) y un ancho de 80 pies (25 m), estas depresiones las atribuyó a eluviación subterránea, o sea el transporte por agua de materiales de las zonas IC y IIA, y a la subsidencia subsecuente de la superficie. Hendron y Cording (1968) han estudiado problemas de estabilidad de taludes con relación a la construcción de un oleoducto en el sur de Colombia. Encontraron éstos que muchos de los deslizamientos estaban asociados con suelos residuales y coluvión meteorizado. Un tipo particular de deslizamiento estaba asociado con la presencia de 1 a 2 m de arena infrayaciendo a 1 m de suelos orgánicos, débiles y de color negro. Esta combinación de materiales se encontró en pendientes muy empinadas y en áreas llanas. Se creyó que la arena fuera derivada de meteorización de las granodioritas y los esquistos infrayacentes y que posiblemente fuera alterada por fluencia colina abajo. Cada vez que un corte de ladera, o desmonte interceptaba a esta arena, la misma era removida rápidamente por erosión superficial y subterránea que dió al talud la apariencia de un deslizamiento de flujo en arenas no cohesivas.

Deslizamientos de bloque o de cuña a lo largo de diaclasas heredadas. El segundo tipo de deslizamiento se muestra en la figura 4b. Este incluye el movimiento de un bloque o cuña de suelo, o de suelo y roca meteorizada, a lo largo de planos de debilidad en las zonas IC, IIA, IIB o IIF. Los planos de debilidad pueden estar constituidos por una diaclasa, una falla o cualquier otro defecto estructural contenido en la roca parcialmente meteorizada o en la no meteorizada. Los planos de ruptura pueden también formarse a partir de una diaclasa heredada que se preserva en la zona saprolítica, IC. Este tipo de deslizamiento puede ser de más grave consecuencias que el tipo descrito anteriormente, dado que involucra mayores volúmenes de material. Es además difícil de predecir ya que la diaclasa crítica puede no ser descubierta hasta después de comenzado el deslizamiento. Tales deslizamientos pueden ocurrir cuando recién comienza la excavación de talud, o bien ocurren algo más tarde, durante una lluvia intensa y cuando presiones de poros más altas están en las superficies potenciales de ruptura.

Deslizamientos en el coluvión

Desmoronamiento de una capa coluvial delgada. Son comunes los deslizamientos en coluvión de poca profundidad. (véase figura 4c) El coluvión es a menudo más permeable que la zona IA y IB, más abajo, y es probable la existencia

de niveles freáticos suspendidos. Estas aguas contribuyen a la reducción de la resistencia al corte de los materiales infrayacentes y a la creación de fuerzas de percolación adversas en el coluvión especialmente en la parte superior del corte. Durante períodos de precipitación alta, las aguas de escorrentía y subterráneas promueven el desmoronamiento de la delgada capa coluvial. Este proceso puede terminar solamente cuando esta capa es eliminada completamente de la ladera o cuando las raíces de la vegetación sostienen al coluvión remanente. A pesar de que tales desmoronamientos pueden comenzar durante la construcción, no es probable que los mismos se desarrollen extensamente antes de la primera lluvia fuerte.

Deslizamientos profundos. Estos pueden ocurrir (figura 4d) durante o después de la construcción en épocas de precipitación fuerte. Se pueden presentar varios planos de debilidad, estos incluyen el horizonte B en el suelo residual infrayacente y cualquiera de los perfiles de suelo soterrados que se hayan desarrollado dentro del coluvión. Las condiciones de agua subterránea, la estratigrafía, y las posiciones del coluvión y el suelo residual infrayacente, tendrían que ser conocidas antes de que fuera posible siquiera comenzar a predecir el factor de seguridad de tal talud. Una explicación más detallada se da en la sección de taludes coluviales.

TALUDES EN ROCAS METAMORFICAS METEORIZADAS

Perfil Típico y Variaciones

Se muestra en la figura 5 una sección transversal del perfil de meteorización en un talud típico en rocas metamórficas. La roca puede estar constituida de capas alternantes de rocas volcánicas o sedimentarias metamorfoseadas en las cuales todavía es posible discernir la estratificación original y el tipo de roca; o las rocas metamórficas pueden consistir de unidades de gneiss más homogéneas y gruesas con solamente rastros de bandas que sugieran la estructura original de la roca. Las diferencias en litología comúnmente dan lugar a variaciones en las profundidades de las zonas de meteorización desarrolladas en cada tipo de roca. Esas variaciones pueden traer aparejados grandes cambios verticales en el perfil de meteorización con pequeños cambios en posición horizontal (hasta 50 metros en sólo unos pocos metros horizontales). A medida que se exponen más áreas o se hacen más sondeos, se espera que las variaciones en profundidades aumenten con respecto a aquellas basadas en la observación de un simple afloramiento o deducidas de 1 o 2 sondeos solamente. Si bien es cierto que el perfil de meteorización varía, la secuencia de las zonas se preserva.

Capas duras y resistentes de cuarcita, anfibolita o gneiss, pueden estar interestratificadas con capas más débiles de esquistos y filitas dando como resultado que las capas más resistentes se meteorizan menos y se preservan como

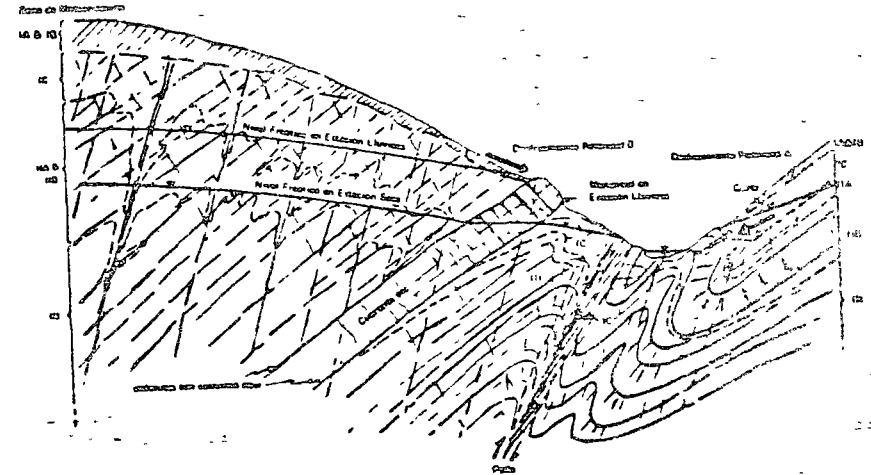


Figura 5. Talud típico en rocas metamórficas meteorizadas.

promontorios.

Fallas y zonas de cizallamiento a lo largo de planos de exfoliación son comunes en capas micáceas, y la meteorización a menudo progresa más rápidamente a lo largo de estas zonas. Las zonas de cizallamiento a lo largo de planos de exfoliación son típicamente encontradas a uno u otro lado de una capa competente tal como la cuarcita indicada en la figura 5; fallas mayores presentan a menudo una meteorización más profunda que la de las áreas adyacentes.

Diques, silos e intrusiones ígneas irregulares ocurren comúnmente en rocas metamórficas, y su meteorización puede proceder más rápido o más despacio que la de la roca metamórfica circundante. Por ejemplo, Jennings (1970) ha informado sobre la presencia de diques en el área de Johannesburg los cuales pueden estar meteorizados hasta profundidades mayores de 100 metros de lo que está la roca circundante; por otra parte Sowers (1953) ha informado sobre diques que forman promontorios resistentes. Ambos casos ocurren y se les puede encontrar en la misma área y las variaciones son principalmente debidas a diferencias en la mineralogía de los diques. El adelgazamiento de las zonas de meteorización hacia el fondo de un valle, va típicamente acompaña-

nado del desarrollo incompleto o la ausencia completa de suelo residual a lo largo del fondo de la corriente fluvial (El geólogo que levanta los afloramientos de roca puede realizar la mayor parte de su trabajo caminando a lo largo del lecho de la corriente fluvial). Es común tal condición donde quiera que las gradientes de las corrientes fluviales y el relieve disponible son relativamente altos.

Existen sin embargo muchas excepciones, principalmente en áreas con corrientes de gradientes bajas y cerca a corrientes agradantes en donde el fondo del valle se está levantando debido a la deposición de sedimentos. Además, la acumulación del coluvión en las faldas de taludes altos o de despenaderos puede ocurrir más rápido que su remoción, resultando en la protección de la roca infrayacente y tal vez permitiendo el desarrollo prolongado de la Zona II. Ajustes relativamente recientes por parte de las corrientes a los altos niveles marinos postglaciales han traído como resultado la formación de valles sumergidos en áreas costeras y de corrientes agradantes tierra adentro. La sección transversal de la figura 5 todavía se podría aplicar en estos casos, pero el tercio inferior del valle estaría lleno de sedimentos y las cárcavas que desembocan en la corriente principal (y que no se muestra en la figura) se llenarían de materiales aluviales y coluviales hasta elevaciones muy por encima del nuevo nivel de la corriente.

Condiciones de Agua Subterránea

Al nivel freático se le encuentra ordinariamente en la roca meteorizada de las zonas IIA y IIB. En áreas relativamente húmedas en donde no hay una estación seca prolongada, este nivel interceptará la superficie del terreno cerca a la corriente. En épocas de precipitación intensa el nivel freático de las laderas se elevará produciendo manantiales a elevaciones más altas. Si existen diques o fallas, estos pueden actuar como barreras impermeables subterráneas las cuales permiten el desarrollo de presiones hidrostáticas mucho más altas de las que se esperaría normalmente.

Tipos Comunes de Problemas de Estabilidad

En los problemas de estabilidad en rocas metamórficas meteorizadas se incluyen (1) deslizamientos profundos a lo largo de planos de exfoliación o diaclasas heredadas, (véase la figura 5, en particular el deslizamiento potencial A), (2) deslizamientos someros en las zonas IA y IB (deslizamiento potencial B), particularmente aparejados con un levantamiento en el nivel freático; y (3) deslizamientos que resultan de la erosión descontrolada, superficial y subterránea, del material de la zona IC. Las rocas metamórficas habitualmente tienen buzamientos mayores de 25°. Las corrientes en estas áreas generalmente fluyen a lo largo del arreamiento de las capas buscando las unidades de roca

más débiles. Así pues, una situación común es aquella en donde una de las laderas del valle es relativamente estable y la otra en donde la exfoliación buza hacia el fondo del valle o hacia un futuro corte de ladera, contiene muchas situaciones potencialmente inestables.

El efecto de la meteorización es el de aumentar grandemente la posibilidad de un deslizamiento por medio de (1) la reducción de la permeabilidad de las capas del talud más superficiales y por tanto el desarrollo de sobrepresiones hidrostáticas en el talud, y (2) la disminución de la resistencia al corte de la roca meteorizada. Estos efectos podrían inducir deslizamientos a lo largo de diaclasas heredadas o superficies de exfoliación en el saprolito o en la roca meteorizada.

A medida que las rocas se vuelven más masivas, como es el caso de gneisses, con solamente rastros de lineación o bandeamientos, las mismas se comportan en forma parecida a la de rocas graníticas. En este caso tienden a desarrollar perfiles de meteorización similares a los del granito en la figura 1a, y los núcleos de roca pueden encontrarse más abundantemente.

TALUDES EN ROCAS IGNEAS INTRUSIVAS METEORIZADAS

El Perfil Típico y sus Variaciones

Los taludes en rocas graníticas meteorizadas son semejantes a los descritos para rocas metamórficas. Sin embargo, aquí no existe el problema de la exfoliación y sus direcciones pronunciadas de debilidad resultantes en la roca meteorizada y el suelo residual. En vez de aquellos los planos de debilidad son: diaclasas, fallas, zonas de cizallamiento, y diaclasas de relajación de esfuerzos, que tienden a formarse aproximadamente paralelas a la superficie del terreno y que toman la forma de cortezas de roca. En la figura 6 se muestra un talud típico en granito (u otra roca ígnea intrusiva) meteorizado. La zona IB, de baja permeabilidad se extiende ladera abajo y yace encima del saprolito con diaclasas heredadas, el que a su vez yace encima de las zonas de roca meteorizada, IIA y IIB. La erosión de las zonas superiores de meteorización al pie de la ladera, ha expuesto núcleos de roca a la superficie. Además parte de los núcleos de roca y suelo al pie de la ladera puede tener origen coluvial y haber sido derivado de la erosión ladera arriba. Tal como sucede con rocas metamórficas, el grosor y la profundidad de las zonas de meteorización varían ampliamente en las rocas ígneas intrusivas. La meteorización puede ser considerablemente más profunda a lo largo de fallas y en áreas de intenso diaclasado. En la figura 6 se indica también la posición de un posible corte de ladera al pie de la misma.

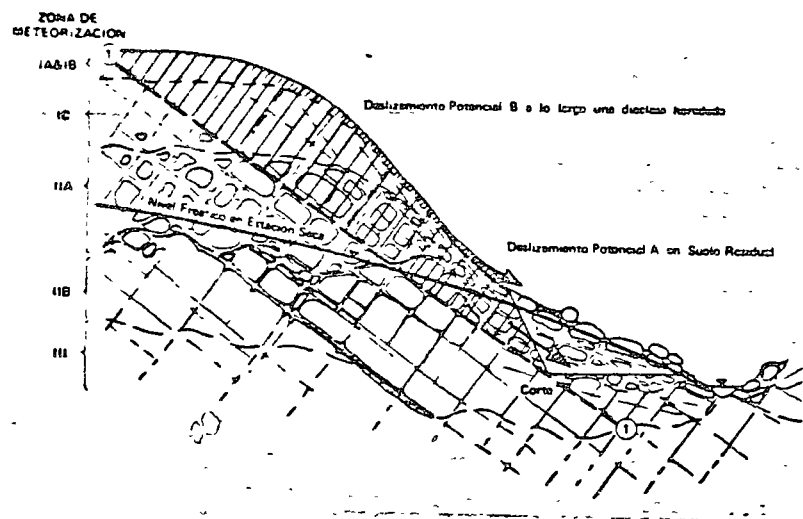


Figura 6. Talud típico en granito meteorizado.

Condiciones de Agua Subterránea y Tipos Comunes de Problemas de Estabilidad

Los niveles freáticos de la estación seca se muestran en la figura 6. Durante la estación lluviosa y en épocas de precipitación intensa, los niveles freáticos pueden elevarse de manera considerable y se puede desarrollar un área de sobrepresiones a lo largo del talud. El tipo más común de deslizamiento en situaciones como ésta se indica como el deslizamiento potencial A en el suelo residual. En este caso la sobrepresión puede causar el deslizamiento de la capa superficial y delgada en una época de precipitación excepcionalmente alta. Son también comunes los deslizamientos en los materiales superiores, cuando el corte de la ladera es demasiado empinado para los materiales débiles presentes en las zonas IA y IB.

Otro tipo menos frecuente pero de consecuencias más serias se presenta como el deslizamiento potencial B. Este deslizamiento podría desarrollarse debido a movimientos a lo largo de una o más superficies de diaclasis expuestas al pie del corte. Tal deslizamiento ocurriría ya sea durante la excavación o algún tiempo más tarde durante una lluvia excepcionalmente fuerte o durante un terremoto.

Los deslizamientos por expansión de arena que se desarrollan en el talud de la zona de transición también pueden ocurrir en la zona de meteorización.

en una sección anterior, pero tales deslizamientos son relativamente raros.

Ruxton y Berry (1957) hicieron varios estudios detallados de los perfiles de meteorización en granito en áreas llanas y en pendiente. La figura 6 concuerda en general con los perfiles de pendientes de estos autores. También describieron detalladamente los rasgos de erosión desarrollados cuando las zonas de meteorización arcillosas superiores han sido removidas y la zona saprolítica limosa superior expuesta. En tales casos la erosión forma cárcavas con secciones transversales en forma de U y con profundidades de 2 a 30 metros, teniendo las mayores longitudes de 150 a 200 metros. El horizonte arcilloso B a menudo forma una pequeña escarpa a medida que la erosión de las cárcavas procede aguas arriba y lateralmente. Concluyeron aquellos que la evolución de los perfiles de las cárcavas estuvo controlada por deslizamientos y desplomes en las cabeceras y laderas de las mismas.

TALUDES EN COLUVION

Perfiles Típicos

Capa simple de coluvión. Se encuentran frecuentemente taludes en los que un manto de coluvión cubre el perfil de meteorización normal debajo de despenaderos y de pendientes muy empinadas, en laderas que se levantan por encima del nivel del mar en costas sumergidas, y en laderas de ríos agradantes. Como se indica en la figura 7 una sola capa de coluvión cubre frecuentemente el talud. Gran parte del coluvión parece provenir de las rupturas que ocurren talud arriba. Por lo tanto, en el término coluvión se incluyen los escombros de deslizamiento como también los depósitos de "slope-wash".

En la figura 7 aparece un diagrama de un deslizamiento y escombros de derrumbe estudiados recientemente en Puerto Rico. Se indican la superficie del terreno previa al deslizamiento y el perfil de meteorización. No se pudo establecer la superficie del plano de deslizamiento, pero sí era aparente que el deslizamiento fué lo suficientemente profundo como para involucrar núcleos de roca y roca parcialmente meteorizada de las Zonas IIA y IIB. La mayor parte del material era suelo residual de modo que los bloques de roca meteorizada resultaron englobados en una matriz de limo arcilloso de las Zonas IA, IB y IC. Los escombros de este deslizamiento fluyeron ladera abajo con un ancho de varios cientos de metros, embalsaron la corriente obligándola a socavar el lado del valle opuesto al deslizamiento, lo cual produjo, a su vez, un deslizamiento secundario (Figura 7a).

En la figura 7b aparece una sección transversal de los escombros de deslizamiento, la cual indica la manera como los escombros cubrieron y suavizaron la topografía preexistente. La matriz de limo arcilloso fué erosionada

rápida en sus puntos más delgados, dejando un remanente de bolones relativamente sin meteorizar encima de un perfil normal de meteorización. Muchas de las cárcavas preexistentes se reactivaron y el limo se erosionó dejando la cárcava llena de bolones, un ejemplo de lo cual se muestra en la parte izquierda de la figura 7b. En otros casos la cárcava permaneció llena de escombros blandos de deslizamiento y formó en la ladera una depresión húmeda en donde habían frecuentes manantiales. Se ve claramente que los escombros blandos de deslizamiento retardaron el flujo normal de agua subterránea en las cárcavas preexistentes donde la cubierta previa de suelo residual era delgada o estaba ausente. Por lo tanto, los derrumbes de escombros mantuvieron la ladera saturada y relativamente inestable.

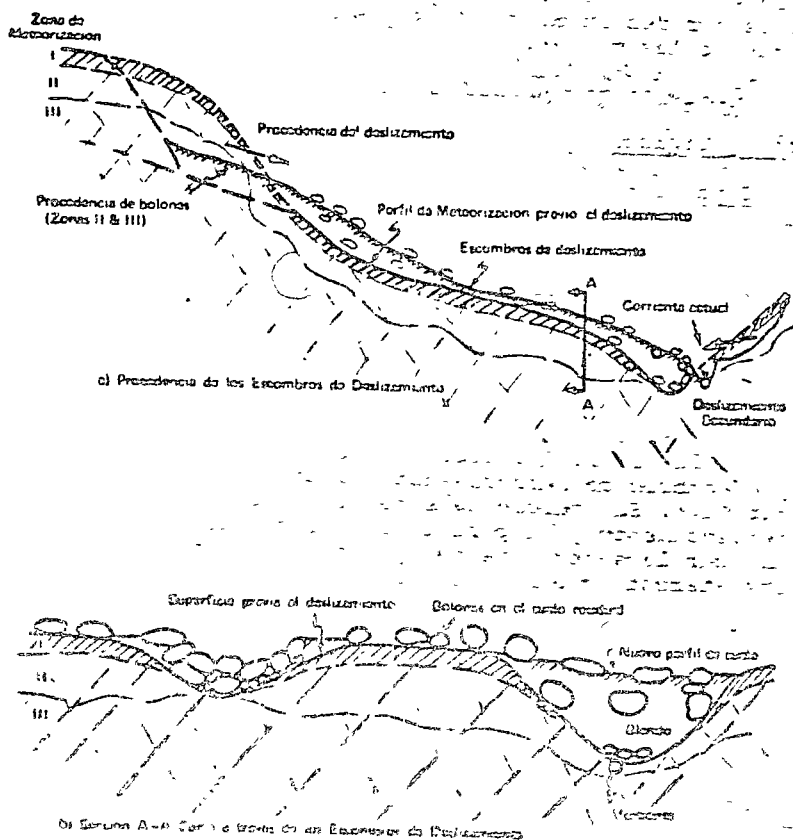


Figura 7. Escombros de deslizamiento sobre suelo residual.

Capas múltiples de coluvión. Con el tiempo el coluvión puede desecarse y consolidarse con el peso de las sucesivas capas de escombros de deslizamiento y finalmente desarrollar una serie compleja de capas coluviales, tales como las capas C_1 , C_2 , C_3 y C_4 que aparecen en la figura 8. Estas cubren un perfil de meteorización preexistente y cada una presenta, a su vez, un perfil de suelo de desarrollo incipiente. La presencia del perfil de meteorización soterrados muy importante ya que proporciona un ejemplo casi clásico de un acuífero artesiano inclinado al pie del coluvión. Además la parte superior de cada capa de coluvión puede ser modificada nuevamente y se pueden desarrollar zonas permeables en esa posición o dentro de cada capa individual. El tamaño del grano y la permeabilidad del coluvión tienden a disminuir pendiente abajo, así, se encuentran frecuentemente zonas permeables dentro del coluvión en las que el agua puede infiltrarse en sus partes superiores más rápidamente de lo que puede escapar de sus partes inferiores. Las partes superiores del coluvión no solamente son más permeables a movimientos horizontales del agua, sino que son probablemente más permeables a movimientos verticales de la misma, lo cual facilita la infiltración rápida de las aguas de escorrentía.

Condiciones de Agua Subterránea

El nivel freático inferior mostrado en la figura 8 es un nivel freático típico de la estación seca. Durante períodos largos de precipitación intensa, es probable que el agua de escorrentía se infiltre rápidamente en una de las capas acuíferas delgadas y que luego escape, produciendo así, sobrepresiones de poros en el talud. Esta situación se indica en la figura 8 por medio de la línea rotulada "nivel piezométrico después de una lluvia excepcionalmente alta". Esta línea indica el nivel piezométrico de la capa acuífera delgada entre las capas coluviales C_2 y C_3 y pasa por el nivel de agua en el piezómetro A. Los piezómetros B, C, y D, cuyas puntas están localizadas en acuíferos más bajos, indican que niveles piezométricos aún más altos existen dentro del talud. El piezómetro más profundo D, indica el nivel piezométrico del acuífero confinado en el suelo residual.

Tipos Comunes de Problemas de Estabilidad

La combinación de niveles piezométricos altos y de una o más capas inclinadas de suelo arcilloso en los taludes soterrados, puede conducir fácilmente a la ruptura o falla del talud. El deslizamiento podría ocurrir durante la construcción o algo más tarde en una época de lluvia excepcionalmente alta.

La ruptura de taludes coluviales puede ocurrir con desarrollo de sobrepresiones de poros debido a que estos taludes son probablemente más débiles y más susceptibles

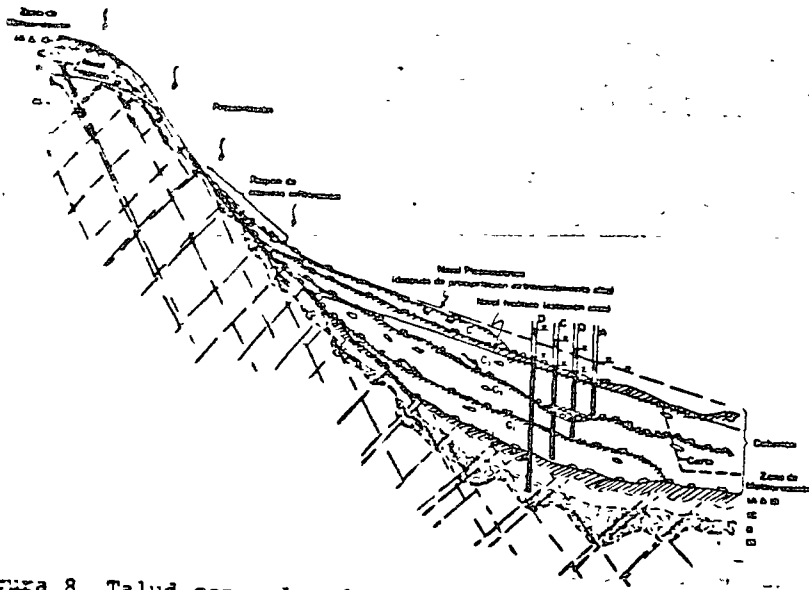


Figura 8. Talud con coluvión sobre un perfil normal de meteorización.

al desmoronamiento que las pendientes equivalentes en suelos residuales. Así, las pendientes en coluvión a menudo se desmoronan cuando, al confundir los materiales coluviales con suelos residuales, se les da pendientes tan empinadas como las de los suelos residuales aledaños con estructuras heredadas orientadas favorablemente.

La literatura contiene numerosas descripciones de deslizamientos en coluvión. Fox (1957) ha descrito el deslizamiento Serra cerca a Santos, Brasil, en el cual la distribución del coluvión, suelo residual y esquisto meteorizado parece ser similar a la indicada en la figura 8. Concluye éste que el deslizamiento fué activado por la excavación del pie del mismo. No describe niveles piezométricos pero la ocurrencia del agua subterránea era similar a la indicada en la figura 8. Este deslizamiento fué remediado por medio de drenaje y relleno de la excavación.

Barata (1969) ha descrito taludes coluviales que presentan pendientes bien bajas excepto donde se les encuentra muy cerca de escarpas de roca y barrancos naturales o artificiales. Barata indica que frecuentemente es difícil distinguir el coluvión meteorizado del terreno residual. Sin embargo, anota que la permeabilidad del coluvión es generalmente alta.

Mackey y Yamashita (1967) han descrito un coluvión derivado de los detritos de falda y derrumbes de deslizamientos en granito descompuesto en el área de Hong Kong. Estos anotan que:

"Este material contiene prácticamente todos los constituyentes del granito descompuesto in situ. Pero mientras que éste último retiene de una manera variable su textura granítica, y sus partículas de arena y grava son muy angulares y a menudo están trabadas, el coluvión no presenta trabado de partículas y en algunos casos éstas son angulares. Debido al modo errático en que se formó, el granito descompuesto coluvial es de carácter muy variable e impredecible. Puede sobreyacer al granito descompuesto in situ, pero puede sobreyacer o infrayacer a los depósitos marinos o fluviales".

Concluyeron que la distinción de los tipos de suelo descompuesto es importante para el ingeniero de fundaciones o cimentaciones. Encontraron estos autores que el coluvión tenía un grosor de 60 pies.

Whitney et al, (1971) han descrito varios deslizamientos en coluvión encima de suelos residuales desarrollados en lutitas y calizas. Ellos observaron deslizamientos profundos y someros en el coluvión y en el suelo residual. Los deslizamientos se iniciaron debido a cortes de ladera y a colocación de rellenos.

TALUDES EN ROCAS CARBONATADAS

Rasgos Comunes de Meteorización

Productos de meteorización. Las calizas, dolomías y mármoles tienen perfiles de meteorización que difieren en muchos aspectos de los estudiados en rocas metamórficas e ígneas. El suelo residual que se desarrolla en rocas carbonatadas es simplemente la parte insoluble de la roca original, principalmente cuarzo, horsteno, o "chert", óxido de hierro y manganeso, y minerales de arcilla. Los productos meteorizados forman un suelo residual que frecuentemente es arcilloso pero que ocasionalmente puede ser arenoso y conglomerático. El suelo residual puede presentar solamente un porcentaje pequeño de la roca carbonatada original, habiendo sido removida la mayor parte por solución. Esto es lo opuesto a lo que ocurre en otros tipos de roca en donde del 50 al 75% de los constituyentes de la roca original permanecen de alguna manera en el sitio.

La solución de rocas carbonatadas depende de muchos factores ambientales, tales como, pluviosidad, temperatura, y vegetación, además de la litología. El aumento del diámetro y la disminución del grosor de las capas parece aumentar la solución de la roca aledaña. Una capa delgada de lutita puede concentrar el flujo de aguas subterráneas de manera que la solución de la roca se intensifica.

Sowers y Sowers (1970) han indicado que el grosor de la cubierta de suelo residual varía tremendamente con la edad, la intensidad del intemperismo y el porcentaje de impurezas. Continúan estos autores:

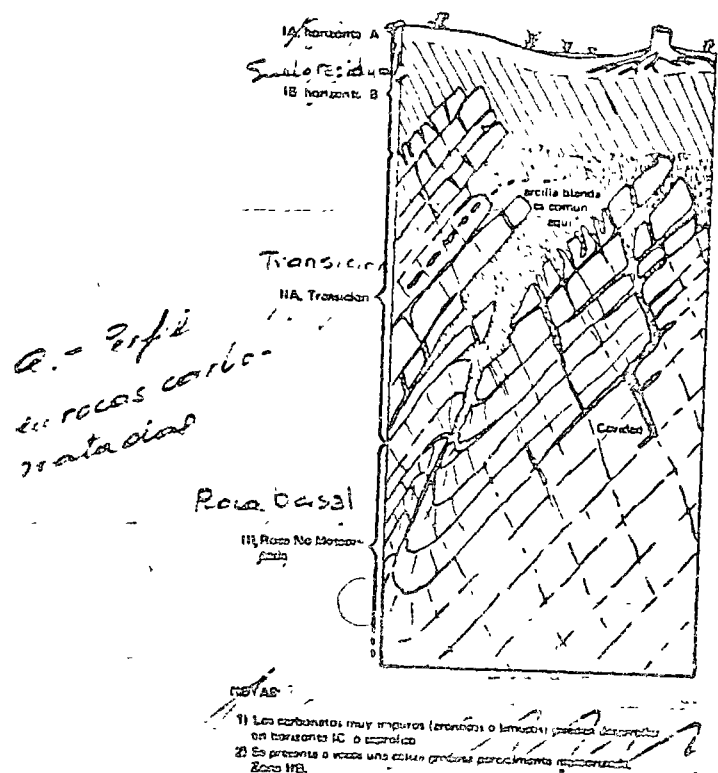


Figura 9. Perfil típico de meteorización para rocas carbonatadas.

"Algunas calizas muy ricas en horsteno o arcillas acumulan cubiertas residuales de más de 100 pies, mientras que las calizas puras o jóvenes de las regiones secas no tienen cubierta ninguna. A diferencia de otras formas de meteorización, existe una línea bien demarcada aunque irregular, entre el suelo y la roca. El suelo inmediatamente por encima de la roca y en particular en las ranuras y huecos, es generalmente blando y pastoso. Más hacia arriba el suelo es más seco y duro y algunas veces está endurecido debido a cementación y desecación. La masa de suelo residual generalmente no tiene estructura alguna, o no ser por la zona blanda encima de la roca. Calizas muy arenosas o líticas reflejan algunas veces la estructura de la roca original en forma de bandas distorsionadas de grava, arena o arcilla plástica".

Jennings (1966) ha descrito la meteorización de dolomías y calizas horsténicas cerca a Johannesburg, Sur Africa. Él observó la superficie altamente irregular de la dolomía con pináculos y depresiones cuyos anchos variaban de unos cuantos pies a cientos de pies. Las cavidades de solución interconectadas en la dolomía pueden estar abiertas o rellenas de material y pueden ser muy variables. Jennings, sostiene que el residuo de la dolomía descompuesta incluye fragmentos de horsteno de 1/8 de pulgada a 20 pies de ancho, arcillas untuosas rojas, y "wad" que es un bióxido de manganeso de color pardo rojizo y muy poroso. El residuo puede ser blando o compacto y puede haberse desarrollado en sitio o haber sido transportado localmente. Dice que "floaters" de dolomía hasta de 50 pies en diámetro son comunes. Los perfiles de suelo descritos por Jennings incluyen arenas superficiales y un residuo muy variable.

Perfil de meteorización. La figura 9 ilustra un perfil típico de meteorización para rocas carbonatadas. Una Zona superior IA sobreyace una zona IB la cual algunas veces es irregular y muy gruesa. Frecuentemente se encuentran inclusiones horsténicas en estas capas superiores. Las Zonas IA y IB pueden sobreyacer una Zona de transición IIA similar a la zona de transición de otras rocas en cuanto que presentan variaciones extremas en la naturaleza de sus materiales. Sin embargo, contrario a los perfiles de meteorización de rocas de otros tipos vistos anteriormente, existe muy poco o ningún material de mediana resistencia al corte entre el suelo y la roca. Para la mayoría de los fines prácticos se puede decir que el contacto es abrupto. La mayor parte de las propiedades del material de la zona de transición resulta de la forma extremadamente irregular del contacto. En ciertos casos puede no haber una zona de transición y un sondeo puede pasar directamente de la Zona IB a la Zona III. En otros, sin embargo, se presenta una zona de transición gruesa. Roberts (1970) ha informado de la existencia de una zona de transición con un grosor mayor de 45 metros en Clearwater, Piedmont, Missouri y de una variación similar, también de 45 metros en la profundidad de la roca para sondeos perforados un metro aparte. Moneyhull (1968) ha anotado que existen zonas de transición de más de 76 metros de grosor debajo de algunas de las presas construidas por la Tennessee Valley Authority, en Kentucky.

Donde quiera que se presenten rocas carbonatadas muy impuras (arcillosas, limosas o arenosas), puede desarrollarse una zona realmente saprolítica IC. Hemos observado esto en un mármol que contiene 10% de cuarzo en un proyecto en el este de Colombia. Pousseau et al (1965) ha descrito una zona relativamente delgada de caliza gredosa meteorizada (zona IIB), debajo del contacto con el suelo residual (véase la nota de la figura 9).

Bolsas profundas de arcilla. Cavidades de solución profundas, llenadas a veces bolsones de calcificación, se encuentran a veces en la zona de transición rellenas de arcillas blandas, saturadas y normalmente consolidadas.

Los suelos en caliza profundamente meteorizada son de un color rojo típico, de ahí el término "terra rosa"; los pedólogos incluyen a éstos en el horizonte B. Estas bolsas profundas de meteorización se desarrollan a menudo a lo largo de diaclasas, zonas de falla, planos de estratificación o unidades litológicas que son particularmente susceptibles a la meteorización. Roberts (1970) ha descrito las arcillas o lodos extremadamente blandos que llenan las cavidades de solución en las zonas de transición. El describe un caso donde cerca de 1,200 metros cúbicos de suelos muy blandos fluyeron dentro de un túnel a través de una abertura de 1 metro cuadrado.

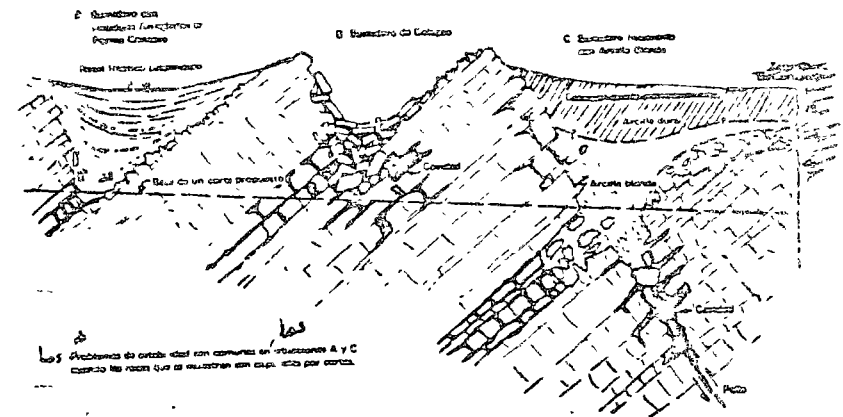
Características de colapso. Se pueden formar cavidades en caliza debido a solución original o a erosión subterránea de una cavidad preexistente que hubiera sido rellenada con suelo residual. Tales aberturas pueden migrar hacia la cubierta de suelo residual, lo cual conduce al colapso o a la subsidencia de la superficie del terreno.

Foose (1953) ha descrito la formación de estos rasgos de colapso en calizas de Pennsylvania; Jennings et al (1965) y Jennings (1966) por su parte han descrito tales rasgos en dolomías de Sur Africa. Sowers y Sowers (1970) han hecho lo propio trabajando en el sureste de los Estados Unidos. Todos estos autores notaron que el colapso está frecuentemente asociado con los cambios de los niveles de agua. Los colapsos en Sur Africa estuvieron asociados con fluctuaciones del nivel de agua causadas por bombeo. En Pennsylvania, la depresión del nivel frático estuvo asociada con el desarrollo de más de 100 sumideros en un área de 30 km cuadrados. Sowers indica que las fluctuaciones estacionales en los niveles de agua pueden ser suficientes para causar el colapso.

Problemas de Estabilidad

En la literatura existen muy pocas descripciones sobre problemas de estabilidad de taludes, sin embargo, tales problemas se observan frecuentemente a lo largo de cortes de carretera en caliza. En la figura 10 se enseñan los tres rasgos de meteorización más comunes que son de interés en problemas de estabilidad de taludes.

El rasgo característico denominado A es un sumidero lleno de residuos acomodados en forma cóncava, y el cual ha sido expuesto por un corte de carretera. Cuando un sumidero pequeño o una depresión sin drenar se presentan en la superficie estos pueden recolectar suficiente escorrentía como para formar un charco o para constituir un nivel freático suspendido. Con el tiempo los planos de estratificación horizontales, formados por los sedimentos que llenan el sumidero resultan inclinados. Esto es debido principalmente a que el residuo se asienta a medida que los materiales más profundos son removidos por solución. Bretz (1940) ha descrito una variedad de cavidades de solución rellenas en perfiles de meteorización antiguos expuestos en canchales de Illinois, Estados Unidos. El problema de estabilidad se

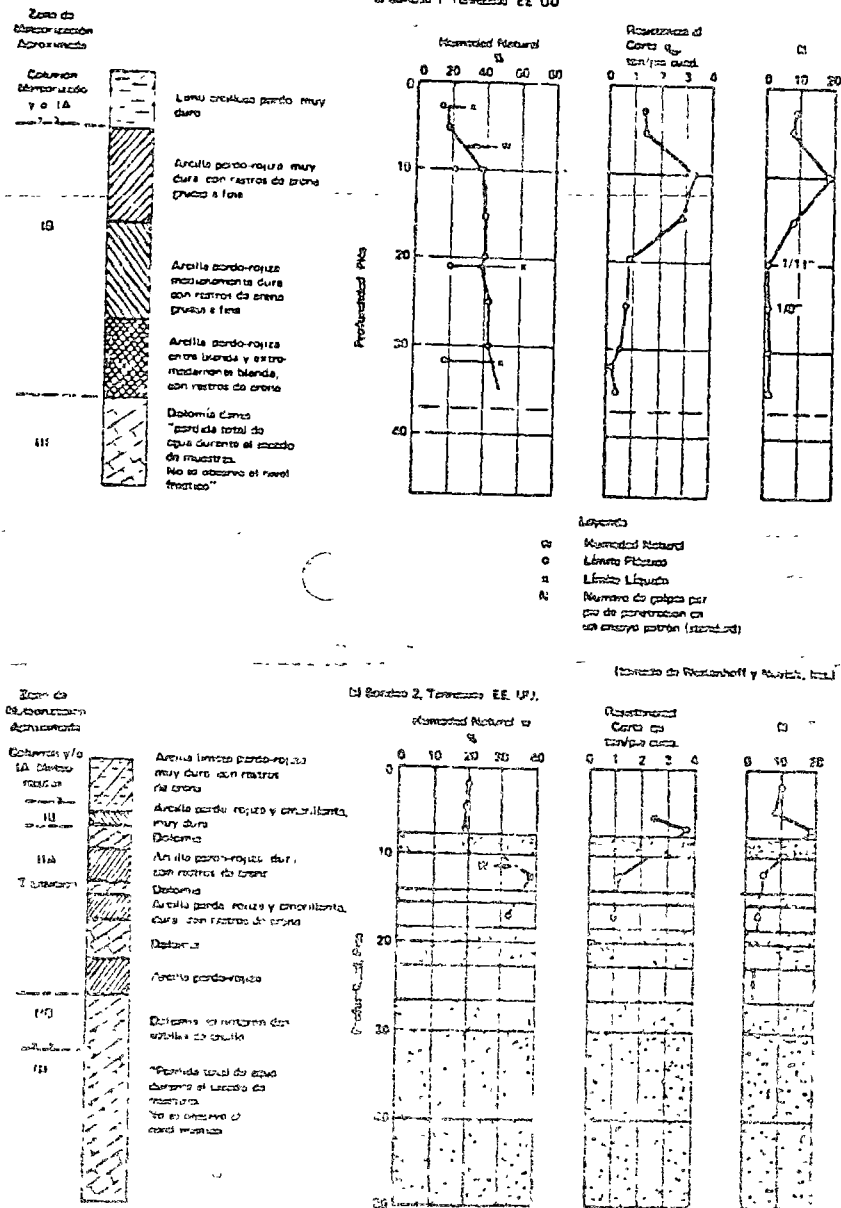


b- Perfil en calizas

Figura 10. Rasgos comunes en la meteorización de rocas carbonatadas.

desarrolla cuando un corte de roca relativamente empinado encuentra al suelo que rellena el sumidero y se produce el colapso del talud debido a pendientes excesivamente altas. El rasgo característico B, llamado sumidero de colapso, raras veces causa problema de estabilidad. Aunque la roca desplomada puede ser más débil que la circundante la naturaleza del material resulta aparente cuando comienza la excavación. Sin embargo, los escombros de colapso pueden mezclarse con el suelo residual arcilloso y esto puede resultar en una ruptura más grande. El rasgo característico C es un sumidero incipiente en el cual la parte inferior está rellena con arcilla blanda. Es probable que este rasgo característico pueda conducir a una ruptura del talud de consecuencias más serias que las anteriores, debido a que la baja resistencia al cizallamiento de la arcilla blanda puede no haber sido determinada hasta después de ocurrido el cizallamiento.

La figura 11 presenta un ejemplo de un sumidero incipiente relleno con arcilla blanda, y los registros de dos sondeos que ilustran el perfil de meteorización en una caliza en Tennessee, Estados Unidos. El sondeo 1 muestra una capa profunda de suelo residual arcilloso, el cual se hace más blando hacia abajo. El nivel freático general del área, cuando se hicieron los sondeos, estaba aproximadamente 36 m debajo de la superficie. El sondeo 1 indica un cambio muy rápido de la Zona IB a la roca no meteorizada, mientras el sondeo 2 indica la existencia de una zona de transición



Intermedia, Zona IIA, de unos 6 m de grosor.

Rousseau et al (1965) ha presentado la sección transversal de un bolsón típico de decalcificación, relleno de arcilla, similar al rasgo característico C de la figura 10. Ellos indican la existencia de cuatro zonas de material además del suelo superior; éstas se enumeran en la Tabla III y los resultados alcanzados indican un ablandamiento general a medida que aumenta la profundidad. Drouhin et al, (1949) han descrito problemas de deslizamientos en Argel relacionados con un perfil de meteorización de arcilla roja, desarrollado en una marga glauconítica pero no indican los perfiles y las propiedades de suelo.

TABLA III. MATERIALES EN UN BOLSON DE DECALCIFICACION TÍPICO
Segun Rousseau et al, 1965

ZONA (Rousseau et al)	DESCRIPCIÓN	ZONA EQUIVALENTE (En creta menuda)
-	SUELO SUPERFICIAL	IA
B	Zona central del bolsón, material arcilloso, pardo, sin carbonatos	IB
C	Arcilla pardo olivacea con creas de mineralización de Fe y Mg, sin carbonatos	IC
- LIMITE TRANSICIONAL -		
D	Bloques de caliza, muy desmenuzados y fríasicos en una matriz arcillosa parda	IIA
A	Caliza parcialmente meteorizada, fríasica, blanca y húmeda, los elementos arcillosos no son menudizados	IIIC
	Caliza no meteorizada	IIIC

TALUDES EN LUTITAS METEORIZADAS

Meteorización de lutitas

Características y profundidades de meteorización: Los perfiles de meteorización en lutita se asemejan en todos los aspectos a los de otras rocas ya que existe en ellas una zona de baja permeabilidad y resistencia al corte, cerca a la superficie, que yace sobre una zona diaclasada y fisurada, de alta permeabilidad. Sin embargo, la zona meteorizada es frecuentemente más delgada, la transición de esta zona tiende a ser más gradual y las fisuras prevalecen más que en los otros tipos de roca. A menudo las fisuras son

sentan "slickensides" o "espejuelos de fricción" y su frecuencia aumenta hacia arriba hasta que son destruidas por el desarrollo del suelo del horizonte B.

En esta memoria usamos el término lutita con un sentido de ingeniería amplio, que incluye lutitas cementadas y duras, y lutitas de compactación más débiles (clay shales)* aunque se da énfasis a las últimas. Además se incluyen las arcillas induradas y claystones*. a pesar de que estas no son lutitas propiamente dichas ya que no exhiben fisurabilidad (Underwood, 1967).

La mayoría de los minerales de las lutitas (principalmente el cuarzo, los minerales de arcilla y los óxidos de hierro) han sido derivados de la meteorización de otras rocas y por lo tanto tienden a ser muchos más estables en un ambiente renovado de meteorización que los minerales de muchas otras rocas; esto explica en parte el grosor menor de los perfiles de meteorización en lutitas. Sowers y Sowers (1970) han indicado que en Georgia, Estados Unidos, la profundidad de la meteorización es de 5 m para lutitas, mientras que para areniscas es de 10 m y para granito de más de 16 m. Los tres tipos de roca ocurren en la misma área y han estado expuestos por el mismo tiempo geológico. Vargas (1963) ha descrito perfiles de meteorización en lutitas de Santos, que tenían un grosor de 2 a 10 m, y Skempton (1964) ha indicado que la arcilla de Londres está meteorizada hasta profundidades de 9 a 13 m.

Minerales accesorios perjudiciales. No todos los minerales de las lutitas son inertes. Pirita y marcasita, si están presentes en las lutitas, son muy inestables y pueden tener efectos perjudiciales, tales como la expansión de los materiales circundantes. A menudo se encuentra calcita, la cual es rápidamente disuelta en un ambiente de meteorización tropical. También puede presentarse yeso, el cual causa problemas debido a que es soluble y a su tendencia a recristalizar en otras partes del suelo o roca, causando hinchazón y fracturamiento de la superficie. Varner (1950) ha descrito este problema en la lutita Mancos en Mesa Verde National Park, Estados Unidos.

Nota del traductor:

En la literatura hispanoamericana consultada, no se ha encontrado un equivalente al término inglés "clay shale"; se sugiere el término "lutoidita" y se le define como en el texto de esta memoria. El vocablo "claystone" se ha traducido como "arcillita", (véase el Engineer's Dictionary por Louis A. Pobb, 1949, Wiley). Si ya existieran términos equivalentes de carácter nacional deberían presentarse en esta Conferencia Panamericana y estos tendrían precedente sobre los vocablos sugeridos.

Perfiles de Meteorización

Ruptura o falla progresiva de lutitas. Bjerrum (1966) ha revisado el problema de las arcillas de taludes en arcilla plástica y lutoiditas (clay shales) en su artículo sobre ruptura progresiva. Describe éste la meteorización mecánica de las lutoiditas y las diferentes zonas de desintegración resultantes y que se enumeran a continuación:

- (1) Zona superficial de desintegración completa, la cual está afectada por las heladas, cambios de temperatura, cambios de humedad y descomposición química. La humedad natural y la resistencia al corte de esta zona están relacionadas principalmente a condiciones climáticas.
- (2) Zona de desintegración avanzada, la cual está sujeta a variaciones cíclicas en los esfuerzos efectivos debidos a fluctuaciones del agua subterránea. Esta zona presenta grietas y es más plástica, pero tiene una humedad natural mayor que la zona infrayacente. La desintegración y algunas grietas en las pendientes puede estar relacionada a deformaciones de corte o cizallamiento.
- (3) Zona de desintegración media la cual no está sujeta a los procesos superficiales, pero sí a deformaciones profundas de los taludes, y puede estar sometida a la liberación no uniforme de energía de deformación.
- (4) Arcilla o lutita no meteorizada.

Anotó aquel que es característica la presencia de sistemas irregulares intensos de fracturas de pequeña extensión en todas las zonas de desintegración de lutoiditas. Concluye que el mecanismo de ruptura progresiva facilita la producción de rupturas más o menos paralelas a la superficie del talud, ya que se pueden reconocer deslizamientos producidos por este mecanismo porque su extensión es mayor que su profundidad. Anota finalmente que los deslizamientos de las lutitas en la represa de South Saskatchewan en Canadá y los de Balgheim, en Alemania, ocurrieron en la parte inferior de la zona meteorizada.

Terzaghi y Peck (1967) han estudiado la estabilidad de taludes en arcillas fisuradas duras y en lutita. Estos autores describen la abertura de fisuras y diaclasas por la meteorización mecánica debida a la relajación de esfuerzos. Anotan que los deslizamientos en lutita van generalmente precedidos por una fluencia acelerada que se extiende hasta una profundidad mayor que aquella de las variaciones estacionales de humedad natural. Los deslizamientos ocurren cuando la velocidad de fluencia alcanza varias pulgadas por año (5 a 10 cm). Concluyen que la ruptura progresiva es un factor significativo, pero sugieren que también pueden haber otros todavía desconocidos y que hasta

la fecha la única información segura referente a las características de resistencia al cizallamiento de lutitas es la obtenida del análisis de deslizamientos que han ocurrido en situaciones similares.

Skempton y Hutchinson (1969) han estudiado la estabilidad de taludes naturales y fundaciones de terraplenes. Ellos reconocen cinco maneras de formación de arcillas, de las cuales una agrupa a las "arcillas producidas por la meteorización in situ de roca." Estas arcillas pueden "exhibir estructuras heredadas donde quiera que la meteorización no ha sido completa y generalmente presentan grietas de desecación cerca a la superficie. Las arcillas residuales entre estas zonas pueden estar libres de discontinuidades estructurales. Comúnmente... (son) arcillas duras. Las rupturas de taludes en arcillas residuales a menudo suceden después de lluvias excepcionalmente fuertes. Así pues, sus propiedades importantes de resistencia al corte son las de la arcilla casi o completamente saturada. También discuten estos autores la formación de arcillas a partir de rocas arcillosas." Las arcillas generalmente presentan una estructura heredada o resultan fisuradas o con slickensides... reteniendo suficiente resistencia al corte como para ser agrupadas con las arcillas duras."

Luego de una revisión de la resistencia al corte y de consideraciones de análisis de taludes, los autores presentan sumarios breves de deslizamientos en lutitas.

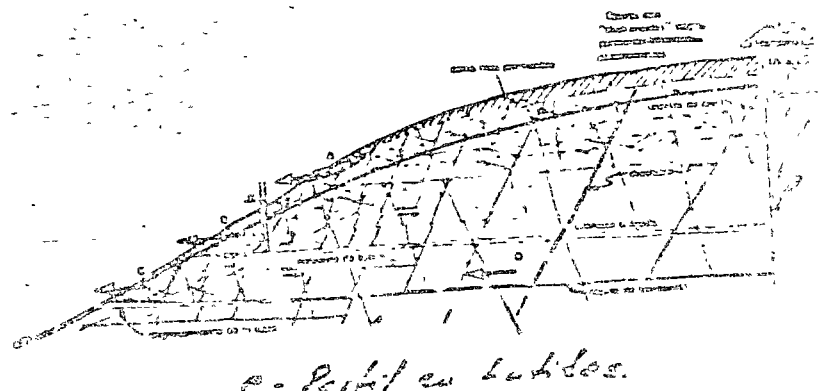
Sistemas de clasificación propuestos. Chandler (1969) ha descrito el perfil de meteorización de la marga Keuper, la cual es una lodolita triásica de color pardo rojizo y altamente sobreconsolidada. El sistema de clasificación sugerido por Skempton y Davis (1966) fué adoptado por este autor y se presenta en la Tabla IV. Este sistema de clasificación ha sido usado y modificado ligeramente por Little (1967, 1969), Saunders y Fookes (1970) y Fookes y Horswill (1970).

Opinamos que es demasiado prematuro intentar una clasificación general de lutitas particularmente cuando se considera la limitada distribución geográfica de las áreas tipo propuestas. Las clasificaciones propuestas parecen tener demasiadas subdivisiones para poder usarse con fines prácticos de ingeniería, particularmente en el material de transición entre la roca no meteorizada y el horizonte B. Además la clasificación debe hacer una distinción de los diversos horizontes del perfil de suelo, los cuales no se toman en consideración en la actualidad. En la figura 12 se sugiere una correlación tentativa entre las zonas de meteorización usadas para los tipos de roca considerados anteriormente y las zonas de meteorización de lutitas. Nuestra experiencia indica que es frecuente una transición gradual de la lutita no meteorizada a la lutita completamente meteorizada. Esta transición incluirá las zonas de meteorización IC, IIA y IIB. El problema radica en que no existen horizontes consistentes y fáciles de reconocer para la subdivisión de esta zona de transición.

TABLA IV ESQUEMA DE METEORIZACION PARA LA MARGA KUEPER (SEGUN SKEMPTON Y DAVIS, 1966)			
	ZONA	DESCRIPCION	NOTAS
Completamente meteorizada	IVb	Matriz solamente	Puede confundirse con soliflucción o escurrido glaciar pero no contiene guijeros. Arcilla ligeramente limosa. Puede ser fisurada.
	IVa	Matriz con granulos ocasionales de arcillita, menos de 1/8 pulg. en diam., pero mas frecuentemente del tamaño de arena gruesa	Pequeños rastros o carencia de la estructura original (Zona II) sin embargo la arcilla puede estar fisurada. Permeabilidad más baja que en las capas infrayacentes.
	III	Matriz con litharenitas frecuentes hasta de 1 pulg. A medida que la meteorización progresa las litharenitas se hacen menos angulares	La humedad natural de la matriz es mayor que la de las litharenitas.
	II	Bloques angulares de marga no meteorizada, practicamente sin matriz alguna	Meteorización superficial. La matriz comienza a introducirse a lo largo de diaclasas. Muchas indicaciones de meteorización química.
No meteorizada	I	Lodolita (a menudo fisurada)	La humedad natural varía con cambios deposicionales.

Según Chandler 1969

El hecho mismo de que la transición sea tan gradual, de lugar frecuentemente a disputas entre contratistas e ingenieros de diseño, o entre éstos últimos e ingenieros de campo, sobre lo que constituye material de fundación adecuado y sólido y lo que debe excavar y eliminarse. Este problema también ha sido discutido por Roberts (1970).



e. Perfil en taludes.

Figura 12. Talud típico en lutitas meteorizadas.

Meteorización Mecánica

La desintegración mecánica resulta ser más importante con las lutitas, ya que la decomposición química no afecta tanto a éstas como a los tipos de roca previos. Existe, por supuesto, algo de meteorización química, y esto da lugar a que la zona IB, sea más arcillosa y frecuentemente algo oxidada. Los factores principales que afectan la meteorización de lutitas son: (1) la descarga producida por erosión o excavación, la cual conduce a desplazamientos y deformaciones diferenciales y totales, (2) la desecación debida a reducciones en la humedad natural y (3) la hinchazón que viene aparejada con una disminución en el nivel de esfuerzos o un incremento en el agua libre.

Cuando las capas yacen más o menos paralelas a la superficie del terreno, la reducción en esfuerzos verticales debida a descarga resulta en la formación de diaclasas también aproximadamente paralelas a la superficie. La meteorización puede progresar más rápidamente a lo largo de estas diaclasas, produciendo las venas o capitas de arcilla que se indican en la figura 12. Lacroix (1971), en un estudio del rebote debido a excavaciones profundas en lutita, ha encontrado que existe un rebote de 0.1 a 0.6% en excavaciones de 12 m de profundidad, y que el mismo varía de 0.1 a 1.5% en excavaciones con profundidades hasta de 60 metros. Los cocientes de sobreconsolidación de estas arcillas y lutitas variaban dentro de límites amplios. El máximo rebote registrado fué de algo menos de 1 m y ocurrió en una excavación de 50 m, mientras que el mínimo fué de 6 cm y también ocurrió en una excavación de 50 m.

Un rebote similar debe ocurrir en la naturaleza, aparejado con la profundización de valles y quebradas. Existen fallas como en el caso de la represa Oahe (Krinitzsky y Kolb, 1969) donde la mayoría del rebote resultó en movimientos diferenciales a lo largo de la falla. La descarga vertical induce el encierro de esfuerzos horizontales altos (Hendron, 1963; Brooker e Ireland 1965). Cuando comienza la profundización del valle, las capas cuyos esfuerzos horizontales en uno de sus lados se reducen a zero se desplazan hacia el centro del valle con respecto a las inferiores, y a medida que continúa la profundización se mueven capas más profundas. Si ocurren tales movimientos, se forman milonitas de lutita (cizallada y triturada) a lo largo de los planos de los mismos. Estas capitas, vetas o venas miloníticas se indican en la figura 12 por medio de flechas a lo largo de los planos de estratificación y por desplazamientos de las diaclasas preexistentes más empinadas.

Fleming et al. (1970) han indicado en su estudio de taludes de arcilla a lo largo del río Missouri que los planos de ruptura más profundos están asociados con la máxima profundización del río y que dichos planos se extienden horizontalmente debajo de las terrazas de éste. Lutton y Banks (1970) han encontrado una situación similar en su estudio

de los movimientos en lutita a lo largo del Canal de Panamá, en donde la superficie de ruptura tiene una inclinación relativamente baja; se extiende desde la base de la excavación hasta la parte interior de los taludes. El hecho que la posición de la base de una excavación o de un valle coincide con la posición relativamente horizontal de una superficie de ruptura está de acuerdo con el concepto de que el desarrollo inicial de una superficie de deslizamiento potencial es debido al movimiento de la masa suprayacente que viene aparejado con la liberación de esfuerzos horizontales altos. Brooker y Anderson (1969) han descrito una cizallamiento relativamente horizontal en las lutitas situadas en la base del valle en el sitio de la presa Ardley en Alberta, Canadá. En la sección siguiente sobre lutitas y areniscas estratificadas se mencionan otros ejemplos.

El aumento en la intensidad de la meteorización química y el desarrollo de los horizontes A y B contribuyen a la reducción de la permeabilidad de las zonas superficiales, mientras que un aumento en el diaclasado hace más permeables a las zonas profundas. Así pues, tenemos la secuencia de zonas de meteorización aproximadamente paralelas a la superficie del terreno, en la cual una capa de resistencia al corte y permeabilidad bajas yace sobre una zona de permeabilidad alta. Puede ocurrir que la desecación superficial en la época seca conduzca a la contracción y al agrietamiento de una zona cercana a la superficie y al aumento temporal en la permeabilidad de la misma; sin embargo, en la época lluviosa el suelo se expande y las grietas se cierran. Este proceso sella la superficie en la época lluviosa pero deja abierta las diaclasas de la zona más permeable y profunda. Sowers y Kennedy (1967) descubrieron estructuras en bloque en los 3 a 10 m superiores de una secuencia de arcilla susceptible a la expansión en Georgia, Estados Unidos, y observaron la infiltración rápida en las partes superiores del perfil de meteorización. Peterson (1968) ha observado una disminución de volumen debida a desecación del 4 al 6% y un aumento del 10 al 20% cuando el suelo se saturó después de la desecación.

Un rasgo común de muchas lutitas cercanas a la superficie del terreno es la existencia de fisuras. Cuando se las observa parecen tener orientaciones variadas y a menudo presentan slickensides y estrías. Fookes (1965) concluyó que era capaz de establecer tres grupos de fisuras: (1) un grupo sin orientación preferida, el cual está determinado por las características del ambiente deposicional o por procesos físico-químicos después de la deposición, (2) grupos con orientaciones preferidas asociadas con la orientación de las estructuras geológicas, y (3) grupos con orientaciones preferidas asociadas con la superficie del terreno adyacente. Fookes descubrió también que capas delgadas a uno u otro lado de una fisura, exhiben límites líquidos 50% más altos que los de la lutita original. Fookes y Denness (1969) han estudiado fisuras en taludes en caliza blanda y gredosa y concluyen que después

de efectuado un corte se desarrollan dos tipos de fisuras: (1) un grupo de fracturas más o menos paralelas a la superficie del terreno (formadas en los primeros meses, y (2) un grupo de fisuras perpendiculares al talud formadas varios años más tarde. No encontraron ningún cambio en el arreglo de las fisuras asociado con variaciones en el grado de la meteorización, pero sí notaron un gran número de fisuras por unidad de volumen. El número de fisuras aumentó un orden de magnitud con la pérdida de humedad en el campo. Skempton (1964) ha notado películas delgadas de goethita y limonita en las fisuras que se encuentran muchos más abajo de la capa superficial oxidada en la arcilla parda de Londres. Ha observado también que las diaclasas en lutita están generalmente llenas de agua.

Las fisuras con slickensides tienen muy raras veces una extensión mayor a 5 m y son frecuentes las de 2 m. Por esta razón alguien podría considerarlas como un factor de poca importancia en el diseño. Sin embargo, hemos observado que algunas de estas fisuras discontinuas tienen un arreglo escalonado o en echelón, lo cual podría conducir a que dos o tres de estas fisuras formen una superficie de ruptura casi continua, de una longitud varias veces mayor que la de una fisura simple. Creemos que tales fisuras son unas de las principales consideraciones de diseño de taludes para una mina de carbón a tajo abierto de gran tamaño, en Ohio Estados Unidos.

Problemas de Estabilidad

El desarrollo del perfil de meteorización en lutitas, acompañadas de milonitas y fisuras con slickensides, da lugar a los taludes naturales suaves que caracterizan a las lutitas. La forma más típica de ruptura de taludes en lutitas es probablemente el deslizamiento pequeño y de poca profundidad (deslizamiento A en la figura 12). Este deslizamiento involucra los suelos débiles de la Zona IB y generalmente ocurre aparejado con un nivel freático más alto de lo normal en la lutita diaclasada infrayacente.

En un talud grande las lutitas son raras veces homogéneas, más frecuentemente se les encuentra asociadas con capas de areniscas, lutitas silíceas, caliza o bentonita. Donde quiera que una unidad permeable esté presente, podría ocurrir un deslizamiento del tipo B (véase la figura 12) en el cual la base del bloque que se desliza está determinada, en el caso de una arenisca, por la posición de esta capa permeable. La última contiene presiones de poros mayores que la hidrostática, como se indica por el nivel de agua en el piezómetro. Parte de la superficie de deslizamiento podría también estar determinada por una milonita, diaclasa inclinada, o fisura con slickensides.

Si hay bentonitas presentes en el deslizamiento C de la figura 12 es probable que el bloque pudiera fallar como está indicado en la figura. La resistencia al corte en la base del bloque es baja, debido a la presencia de la

bentonita y a que probablemente los movimientos previos de las paredes del valle se han concentrado a lo largo de esta capa. Así no solamente la resistencia al corte de los materiales es baja, sino que probablemente las resistencias residuales también lo son. La presencia de la bentonita puede servir también para restringir el movimiento de aguas subterráneas y conducir al desarrollo de sobrepresiones de poros en las zonas adyacentes a las lutitas diaclasadas. La capa delgada de bentonita de la figura 12 aparece de un grosor mucho mayor, cerca de la superficie que debajo de la parte central de la colina. Cuando se les encuentra presentes, las capas delgadas de bentonita están frecuentemente hinchadas y bien reblanecidas cerca a las paredes del valle.

Los deslizamientos del tipo B y C en la figura 12 pueden extenderse considerablemente hacia el interior de la colina e involucrar casi la totalidad del talud. Tal deslizamiento se designa como D en la figura 12. (Tal como se indica anteriormente, la base de este deslizamiento puede estar aproximadamente a la misma altura que la base del valle y puede ocurrir a lo largo de una capa permeable o impermeable particularmente débil). Scott y Brooker (1968) concluyen en su estudio de los taludes en lutita en el oeste del Canadá que en la mayoría de los casos en donde existe información sobre el subsuelo y la geometría del deslizamiento, se puede inferir con certeza que la superficie de ruptura se compone de dos partes. Describen estos una parte superior de inclinación alta y una parte inferior casi horizontal, la cual a menudo descansa sobre materiales más débiles tales como bentonita y arcilla montmorilonítica. Esta descripción está de acuerdo con el deslizamiento D, de la figura 12.

Si se desarrolla un deslizamiento profundo y ocurren pequeños movimientos, se aumentan la porosidad y, tal vez, la permeabilidad de la totalidad de la masa en movimiento, lo cual resulta a su vez en un aumento en la filtración de agua. Sin embargo, las condiciones de escape para el agua subterránea detrás y debajo de la masa que se desliza, pueden no haber sido mejoradas considerablemente. Además la permeabilidad de la zona superficial puede reducirse por la meteorización, desplomes superficiales, y acumulación de coluvión. La superficie del terreno puede cubrirse de varios deslizamientos superficiales (tipos A, B, y C.) los cuales encubren el deslizamiento más profundo (tipo D). No ser que el deslizamiento sea activo, puede ser difícil establecer la existencia de tal deslizamiento por medio de sondajes. Esto se debe a que las posiciones de los bloques de lutita dentro de la masa que se desliza, pueden ser casi las mismas que las posiciones previas al deslizamiento.

Desintegración de lutitas secas por agua. El desarrollo de cortes en lutitas, debido a la acción del agua que penetra en el material seco, puede ser un factor significativo en el diseño de dichos cortes. Los mismos pueden pertenecer

estables en cuanto a rupturas mayores, pero pueden estar sujetos a una regresión de la parte superior del corte, debido a periodos mojados y secos en las capas superficiales de las lutitas. La presencia de minerales de arcilla particularmente susceptibles a expansión y contracción acelerará este tipo de meteorización. La desintegración de lutitas secas por el agua y las pequeñas rupturas de talud pueden conducir a rupturas de lutitas de consecuencias más serias particularmente si los escombros se acumulan e interrumpen el drenaje al pie del talud. El embalse de agua al pie del talud puede resultar un deslizamiento más profundo debido al ablandecimiento de la lutita al pie del mismo. Puede ser necesario dar a la pendiente una cubierta protectora para evitar ese tipo de desintegración. Roberts (1970) ha informado que en algunos casos este proceso de desintegración puede contrarrestarse a sí mismo y producir una cubierta protectora para el talud.

Conclusiones. La literatura sobre este asunto y nuestra propia experiencia indican que una de las mayores incógnitas en la mayoría de los estudios de estabilidad de taludes en lutitas es la distribución de presiones de poro en la ladera. Muchos taludes con secciones gruesas de lutita presentan situaciones hidrogeológicas que favorecen el desarrollo de sobrepresiones de poros en el talud y debajo del mismo.

Skempton y DeLory (1957) han analizado un talud en lutita, infinitamente largo, y demostraron que cuando el nivel freático coincide con el del terreno y se ignora la componente cohesión en la resistencia al corte, el talud estará en el límite de la estabilidad si su pendiente es de $\frac{1}{2} \phi'$. En la arcilla de Londres cuyo valor promedio de ϕ' es aproximadamente 20° , se encontraron muy pocos taludes naturales estables con pendientes mayores de 10° y un vasto número de taludes estables tenía pendientes menos de 7° . El valor de 10° está de acuerdo con $\frac{1}{2} \phi'$, sin embargo, no fué hasta unos años más tarde que Skempton (1964) determinó que el ángulo de resistencia al corte residual, ϕ'_r , de la arcilla meteorizada de Londres, era de aproximadamente 14° . El gran número de taludes estables con pendientes menores a 7° podía ahora ser explicado, ya que este valor era igual a $\frac{1}{2} \phi'_r$.

Pendientes naturales saturadas varían generalmente dentro de los límites de $\frac{1}{2} \phi'$ y $\frac{1}{2} \phi'_r$. Sin embargo, pueden resultar amplias variaciones debido a una distribución no hidrostática de presiones de poros. Varían los valores de ϕ'_r aproximadamente de 4° a 20° y los de ϕ' de 6° a 28° . Así pues la mayoría de los taludes naturales estables saturados tienen inclinaciones entre 2° y 14° .

En una sección posterior de esta memoria se mencionará nuevamente el problema de la resistencia al corte.

TALUDES EN ARENISCAS Y LUTITAS INTERESTRATIFICADAS

Ocurrencia

Lutitas interestratificadas con areniscas son abundantes en todo el mundo y constituyen uno de los terrenos más susceptibles a deslizamientos. Las areniscas son fuertes pero también son permeables de una manera mayor que las lutitas; además aquellas permiten la transmisión de presiones de poros altas hasta el frente del talud. Cuando se les encuentra interestratificadas con lutitas, las limolitas silíceas, calizas, carbones, y ocasionalmente basaltos pueden tener la misma función adversa si presentan permeabilidad en sus diaclasas.

Las rocas que constituyen la totalidad de la meseta de Allegheny, la cual es una área relativamente grande y de topografía escabrosa en la parte este del centro de los Estados Unidos, son lutitas, areniscas, y rocas afines; muchos proyectos de ingeniería en esta área están directamente afectados por severos problemas de estabilidad de taludes. Problemas similares ocurren en las partes central y occidental de los Estados Unidos y en muchos países de Sur América, Europa y Asia (particularmente en áreas de flysch).

Si las capas de areniscas y lutitas han sido plegadas y falladas, los problemas de estabilidad de taludes están altamente afectados por la posición estructural de la estratificación y la presencia de capas de milonita. También pueden tener importancia local las diaclasas, las fallas a lo largo de planos axiales y las fallas que cortan la estratificación. A menudo se forman deslizamientos muy grandes y profundos cuando los meandros de ríos mayores socavan sus bancos.

La meteorización mecánica y química asume un papel más importante en el desarrollo de taludes naturales cuando las capas tienen poca inclinación. El coluvión puede cubrir gran parte de la porción inferior del talud, una condición que puede ser obvia en regiones semiáridas, pero difícil de discernir en climas húmedos debido a la vegetación más densa y a la meteorización química más rápida. Es importante la presencia del coluvión en estabilidad de taludes como se verá en ejemplos posteriores.

Consideraciones de Estabilidad

La estabilidad de areniscas y lutoiditas, así como de arenas y arcillas interestratificadas, ha sido analizada por Henkel (1967). Demostró éste que cuando el nivel freático coincide con la superficie del terreno, y el flujo de agua es horizontal hacia la superficie del talud, la pendiente crítica de una capa de arena que yace sobre una capa de arcilla horizontal es aproximadamente de $\frac{1}{2} \phi'_s$, el ángulo efectivo de resistencia al corte de una arena típica, es de 15° a 16° . Además afirma que se produce un desli-

zamiento si la capa de arcilla infrayacente se inclinara hacia el norte con un ángulo de aproximadamente $\frac{1}{2}\theta'$, el ángulo equivalente de resistencia al corte de la arcilla. En este caso asume que el agua fluye paralela a la superficie de la arcilla. Estas soluciones son de interés ya que el coluvión saturado que sobreyace una lutita meteorizada constituye una condición que aproxima en forma burda lo asumió por Henkel.

Por esto, la inclinación de taludes coluviales cuasi estables debe ser aproximadamente la mitad del ángulo efectivo de resistencia al corte del coluvión, siempre que la inclinación de la base del coluvión no sea mayor que la mitad del ángulo efectivo de la resistencia al corte de la superficie de lutita.

Consideró también Henkel el caso de una capa de arenisca saturada inclinada hacia el corte y yaciendo sobre una unidad de lutita y desarrolló una relación entre la resistencia al corte de la lutita, el buzamiento de las capas, y la distancia desde el corte a la cual la arenisca perdería su estabilidad y se movería hacia el corte. Concluyó que para un buzamiento de 10° y un θ' de 22° , 15m de areniscas serían inestables, y para un θ' de 20° , la inestabilidad se alcanzaría a los 23 metros. Por supuesto, la apertura de diaclasas que ocurriría a medida que el bloque de areniscas se desplaza disiparía las presiones de agua que contribuyen a la situación de inestabilidad. Tal deslizamiento sería intermitente.

La resistencia al corte del material en la base de las areniscas puede también disminuir hasta un valor igual o cercano al ángulo de resistencia al corte residual, debido a desplazamientos inducidos por la relajación de esfuerzos. Este fenómeno se encuentra frecuentemente a lo largo de las paredes de valles en areniscas y lutitas interestratificadas. Se indica en la figura 13a, una situación de campo en la cual una milonita se podría formar debido a relajamiento de esfuerzos. En este caso la milonita se forma en la base de la arenisca a causa de la erosión del valle. También pueden formarse milonitas durante plegamientos.

Ferguson (1967) ha descrito zonas de cizallamiento o corte, en las paredes y fondo de valles principales en la meseta de Allegheny. Deslizamientos en areniscas y lutitas en la India, en los cuales se encontraron frecuentes zonas de cizallamiento en las lutitas, han sido descritos por Henkel y Yudhbir (1963). Oriel (1960) ha indicado la existencia de zonas de cizallamiento en el fondo del valle del río Ebro en España en capas de arenisca y margas horizontales. La redada de movimientos horizontales relacionados con excavaciones y problemas de estabilidad de taludes en depósitos estratificados ha sido descrita por Wilson (1970). Su información sobre cortes artificiales bien podría ayudar al mejoramiento de la posición y magnitud de los desplazamientos que ocurren en la naturaleza.

Se puede exceder en algunos casos la capacidad de

carga de las lutitas donde quiera que estas reposen debajo de las pendientes más empinadas que se desarrollan en las areniscas. De este modo, bloques grandes de areniscas u otra roca de mayor resistencia al corte pueden separarse y desplazarse pendiente abajo. Hemos observado este fenómeno en las montañas de Big Horn, en Wyoming, Estados Unidos, en donde las grietas que separan bloques gruesos de dolomías se agrandan a medida que estos se separan y se desplazan pendiente abajo hacia el valle. Zaruba y Mencl (1969) han presentado un gran número de ejemplos de este tipo de ruptura de taludes.

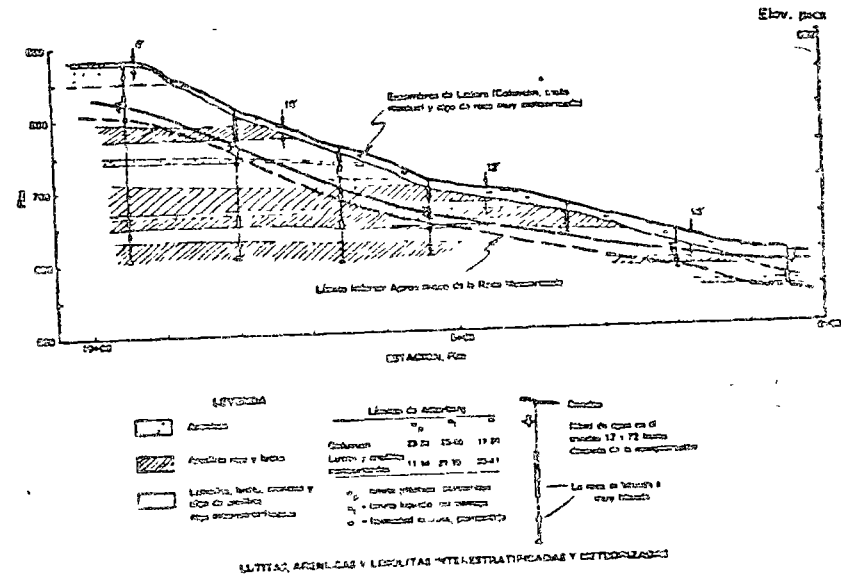


Figura 13. Taludes de capas de arenisca con coluvión en lutitas y areniscas interestratificadas.

Hemos concluido que las diaclasas se abren en las areniscas cerca a la pendiente debido a presiones de poro, reducción de la resistencia al corte a lo largo de planar de estratificación, tensión debida a la expansión de las lutitas las cuales tienen un módulo de deformación de volumen menor, o debido a rupturas de base debajo de bloques de areniscas.

Das Situaciones de Campo

Das situaciones de campo diferentes son posibles de taludes en areniscas y lutitas interestratificadas. En la primera, la cantidad de coluvión puede ser relativamente pequeña de modo que las capas de arenisca afloran (figura 13d). En la segunda, puede acumularse suficiente coluvión

como para cubrir los afloramientos de areniscas completamente (figura 13c).

Capas de arenisca aflorantes. Pueden presentarse manantiales a lo largo de la base de los afloramientos de arenisca cuando ésta se haya expuesta a la superficie. La abundancia de agua de escorrentía y de infiltración a lo largo de esta línea resulta en un aumento en la meteorización y erosión, tanto de las areniscas, como de la lutita. Desintegración por el agua de materiales secos es el producto de períodos secos y mojados alternados. Aún más, la abundancia de agua libre puede ablandar la lutita infrayacente y causar su desplome. El resultado final es una pérdida de material en la base de la arenisca, y si no se la detiene resultará en un despeñe, o caída de roca, como se presenta en la figura 13b. Si no se repara el talud y continúa la caída y el deslizamiento de la arenisca y escombros suprayacentes, la situación puede resultar similar a la que se enseña en la figura 13c. La situación en la figura 13b se puede agravar en climas fríos por la helada de la parte exterior de la arenisca, lo cual permite el desarrollo de sobrepresiones de poros dentro del talud y detrás de la capa superficial congelada.

Capas de arenisca cubiertas con coluvión. Cualesquiera que fueran las causas de la abertura de las diaclasas en las areniscas, su efecto es un gran incremento en la permeabilidad de las mismas cerca de la superficie. Si el coluvión cubre a las areniscas, puede formarse entonces un acuífero sericonfinado. Se indica esta situación en la figura 13c por medio del nivel piezométrico para la arenisca No. 2 y el nivel de agua en el piezómetro. Un acuífero como el aludido mantendrá la cubierta coluvial saturada, lo que resultará en deslizamientos continuos del coluvión y la lutita meteorizada, ejemplo de lo cual se indica por medio de los deslizamientos A y B de la figura 13c.

La ruptura superficial de tales deslizamientos ocurre generalmente a lo largo del contacto entre el coluvión y la lutita, o entre el coluvión y la lutita meteorizada. Una ruptura de este tipo ha sido observada por V'Appolonia et al. (1967) quienes han descrito las medidas correctivas para un deslizamiento coluvial agravado por el agua confinada en la unidad de limolita superior. Ellos también notaron que la superficie de deslizamiento misma se había convertido en una capa de baja permeabilidad contribuyendo al drenaje deficiente de la base del deslizamiento. Henkel y Yudhbir (1966) han descrito un deslizamiento grande en la India en el cual el coluvión estaba cubierto con una capa de arenisca que contenía agua.

A deslizamientos dobles, tales como los deslizamientos B, ilustrados en la figura 13c, se les encuentra algunas veces en taludes saturados en lutita meteorizada y coluvión. Estos ocurren cuando la ladera del primer deslizamiento (No. 1) se recarga la parte superior y casi estable del talud de más abajo, causando el segundo deslizamiento (No. 2) (Lid, 1958). Estos deslizamientos ejemplifican el delicado estado de estabilidad de un talud natural. Un estudio de

taludes en la meseta de Allegheny ha indicado que no existían laderas naturales estables con inclinaciones mayores de 12 a 14°, (las lutitas más débiles en esta área alcanzan límites líquidos del 100% pero tienen valores más frecuentes del 40 al 50%, siendo los límites plásticos del 23 al 26%).

Además de los deslizamientos relativamente someros, se encuentran deslizamientos profundos en areniscas y lutitas interestratificadas como el indicado en la figura 13c. Estos ocurrieron debido a una combinación de rasgos geológicos desfavorables. Los últimos pueden ser una milonita a lo largo de la parte superior de la arenisca No. 3, fisuras de fluidos altas en las areniscas Nos. 2 y 3 y niveles de agua altos en la masa que se desliza. Después de los primeros movimientos pequeños de un deslizamiento profundo, la meteorización y el ablandamiento de la masa que se desliza se aceleran cerca de la superficie y se aumenta la permeabilidad de la parte más profunda de la masa deslizante.

Ejemplo

Un ejemplo real de talud en arenisca y lutita interestratificada se enseña en la figura 14. El talud posee un manto de coluvión sobreyaciendo suelo residual y roca meteorizada. Se muestra también en la figura el nivel freático medido en algunos de los sondeos durante la perforación. Se necesita mucha más información sobre los niveles piezométricos en las capas específicas, antes de aceptar esta descripción simple de las condiciones de agua subterránea. El límite inferior aproximado de la roca meteorizada se indica en la figura 14 mediante la línea más o menos paralela al nivel freático y ligeramente más baja que el nivel aludido. Sin embargo, es obvio que rocas lutitas contienen capas delgadas de materiales ablandados a profundidades muy por debajo del límite inferior general de meteorización. Algunas de estas capas blandas y profundas pueden representar milonitas. Los principales tipos de problemas de estabilidad que se esperan en la colina de la figura 14 son (1) deslizamientos en el coluvión debidos a aguas suspendidas dentro de este material o confinadas debajo del mismo y, (2) deslizamientos profundos en las lutitas y arcillitas total o parcialmente meteorizadas, debido a la baja resistencia al corte de estos materiales y a las sobrepresiones de fluidos que pueden desarrollarse cuando el escape del agua subterránea de la arenisca es retardado por la capa coluvial.

Situaciones similares a las presentadas en la figura 13b y 13c pueden encontrarse cuando se ejecutan pequeños cortes en lutitas y areniscas. Cortes mayores en estos materiales resultarán inicialmente en deslizamientos y caídas de roca como las enseñadas en la figura 13b, o como el deslizamiento profundo en la figura 13c. Ambos tipos han ocurrido en laderas adyacentes a la enseñada en la figura 14.

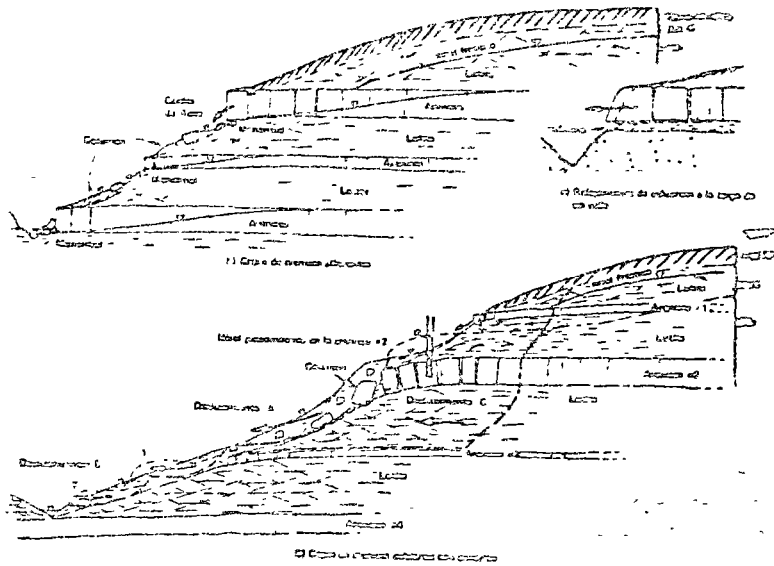


Fig. 16 Perfil de meteorización de los y pendientes de estabilidad en Fig. 16. Litas y areniscas y limolitas interestratificadas y meteorizadas. Litas interstratificadas con areniscas (Fig. 16)

PERFILES EN BASALTOS METEORIZADOS

Perfiles de Meteorización

Se ha publicado relativamente muy poco sobre los perfiles de meteorización en basalto. La información disponible y nuestras propias observaciones indican que los basaltos se meteorizan en forma muy similar a las de las rocas ígneas intrusivas. Todas las zonas del perfil de meteorización generalmente se encuentran presentes incluyendo una zona de transición (A), donde se observa meteorización superficial y la parte exterior de los núcleos de roca. El desarrollo de minerales ferromagnesianos de la mayoría de los basaltos pueden producir suelos enriquecidos en el coluostoid, a veces, una variedad de los minerales de arcilla menos comunes (montmorilina, nontronilita de calcio y sodio, talco y clorita) y otros hidratos de aluminio silicatos. Como resultado de esto, se encuentran suelos de alta plasticidad en terreno volcánico que poseen un campo de estabilidad fuerte y lo común, como por ejemplo en la provincia de Colima (Terzaghi, 1958) y en el "Black" (Morgan, 1957).

Debe ser difícil distinguir los tipos superficiales de los perfiles de meteorización de los basaltos.

la estructura de la roca, de la ceniza y escoria volcánica meteorizada que a menudo se asocian con el basalto. Muchas de las características poco comunes de los suelos en basaltos resultan de la meteorización de tufa y ceniza volcánica. Un ejemplo de lo anterior podría ser la ceniza de Waialeale y Pepeekeo en la Isla de Hawai, sobre la cual informa Peco (1963).

Un perfil de meteorización en basalto en el sur del Brasil ha sido dado por Vargas (1963); además de este existe muy poca información disponible, a no ser que incluyamos un amplio trabajo de Weinert (1961) sobre la meteorización de los silos y diques de la dolerita Karoo en Sur Africa. Información adicional sobre las características geológicas y de ingeniería de los basaltos ha sido dada por Ruiz et al. (1968) para la presa Ilha Solteira en el río Paraná, Brasil; por Niccum (1967) para investigaciones de fundaciones en Idaho en Estados Unidos; por Anderson y Schuster (1970) en relación con estudios de deslizamientos en Washington y Oregon, Estados Unidos; y por Hoidredge (1957), Gullixson (1958), y Monahan (1968) en relación con estudios de represas en embalses en Washington y Oregon, Estados Unidos.

En vez de intentar una descripción de la naturaleza del perfil de meteorización en el basalto basada en información incompleta, discutiremos seguidamente los efectos de los suelos soterrados, que generalmente infrayacen las capas de basalto, en problemas de estabilidad de taludes.

Flujos de Lava y Suelos Soterrados Interestratificados

Son muy comunes los suelos soterrados en áreas volcánicas. Estos suelos pueden formarse debido a no deposición de un flujo de lava durante un periodo prolongado, tanto el cual no se depositaron otras capas de basalto o lluvia de ceniza entre flujos de lava, o a sedimentación depositados sobre una capa de basalto y seguidos por la deposición de otra capa similar. Cualquiera que sea el caso, las capas de suelos resultantes presentan baja permeabilidad al corte y generalmente baja permeabilidad al flujo aluvial soterrado; estas capas yacen entre las capas de rocas con resistencia al corte más alta y alta permeabilidad que puede variar de baja a muy alta.

En la figura 15 se muestra un talud típico de un talud, esta figura es una recopilación basada en trabajos de Macdonald (1941), Macdonald et al. (1960), y en nuestras propias observaciones. La figura muestra dos tipos de suelos soterrados de suelo residual o aluvial sobre una capa de roca de alto comportamiento. Estas dos se les da el nombre de una serie superior de flujos de basalto que se depositó sucesivamente por la erosión y preserva el perfil de meteorización actual sobre su superficie.

Flujos de lava en la figura 15 se observan los tipos de rocas basálticas. El flujo A consiste generalmente de...

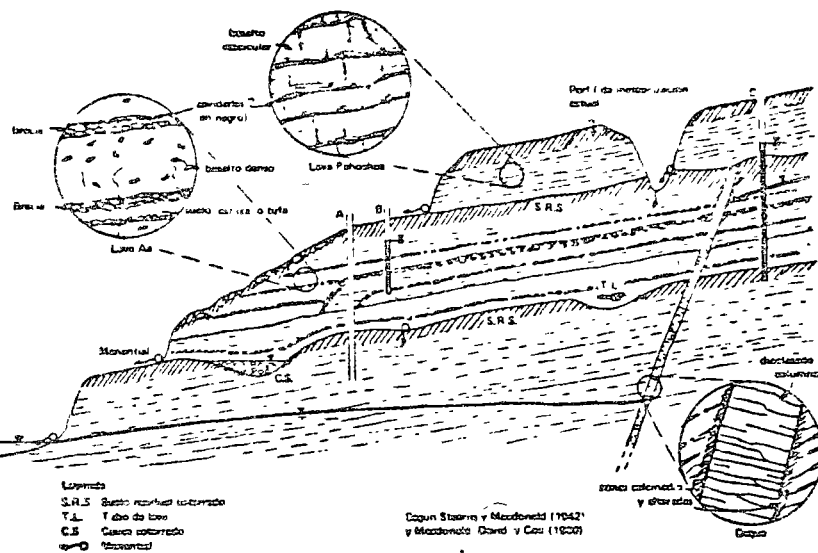


Figura 15. Talud típico en basalto.

zona superior de breccia o "clinkers" altamente permeable y la cual se asemeja a una escoria pero es menos vesicular, de una capa inferior de breccia generalmente más delgada y de una capa intermedia de basalto relativamente denso. La breccia inferior puede yacer directamente sobre otro flujo basáltico o puede estar separada por medio de una capa delgada de suelo, ceniza, o tufa. El basalto denso del centro y la breccia inferior pueden ocasionalmente estar ausentes. A menudo la breccia se compone de fragmentos grandes y se les describe como "breccia de bloques". El grosor total de un flujo Aa puede variar desde unos pocos hasta 15 a 20 metros.

Flujos Pahoehoe. Son más fluidos y su estratificación tiende a ser más delgada variando en grosor de unos pocos centímetros a unos cuantos metros. El basalto, además, es mucho más vesicular que en los flujos Aa. A menudo se forma en la superficie de un flujo Pahoehoe una costra delgada y altamente vesicular, mientras que la lava aún fundida en el interior de la costra, fluye por debajo de la misma hacia afuera. Al perder el soporte, la costra se desploma sobre el material infrayacente, el cual puede todavía estar fundido o ya haberse solidificado. Entre la costra superficial y el basalto vesicular infrayacente, son comunes vacíos continuos pero de forma irregular y de 1 a 5 centímetros de grosor. La parte inferior de flujos de basaltos muy gruesos tiende a ser bien densa, y no presenta diaclasado colunar; tales flujos exhiben permea-

bilidad relativamente baja.

Condiciones de Aguas Subterráneas

Los flujos Aa y Pahoehoe que se enseñan en la figura 15 tienden a desarrollar permeabilidades horizontales relativamente altas y permeabilidades verticales más bajas pero apreciables, a menos que se presenten capas de basaltos densos y con diaclasado de poca intensidad. Los perfiles de meteorización soterrados tienen una influencia decisiva en la permeabilidad vertical. Ellos retardan la percolación hacia abajo del agua subterránea lo que resulta en la creación de manantiales a lo largo de la superficie y en el atrape de agua artesiana en flujos basálticos permeables que de otra manera estarían secos.

El nivel de agua en una secuencia gruesa de flujos de basalto es generalmente baja y relativamente de poca inclinación (esto se indica en la figura 15, mediante el piezómetro seco A y el bajo nivel freático a la izquierda del dique). Sin embargo, pueden ocurrir importantes excepciones a lo anterior. Ejemplos de éstas son la capa de agua subterránea suspendida con presión; artesianas que se indica mediante el piezómetro B de la figura 15, y los tubos de lava altamente permeables que pueden ser encontrados en una excavación. Estos tubos pueden estar relativamente secos como se ve en la figura 15 o pueden estar llenos de agua y producir grandes flujos.

Se pueden presentar canales de corrientes de agua soterrados formados por corrientes que fluyeron durante períodos de actividad volcánica. Estos pueden ser secos o descargar grandes cantidades de agua, dependiendo de la permeabilidad de los materiales circundantes y del nivel freático.

Tal vez el aspecto más importante del agua subterránea en estos terrenos es la manera como podría embalsarse detrás de diques de alto buzamiento. Uno de tales aparece en la figura 15. Se ve como el agua subterránea ha quedado embalsada por el dique, varios pies por encima del nivel freático en el lado del talud. Además existen horizontes de suelo soterrados detrás del dique y puede presentarse entonces agua artesiana o confinada como se indica por medio del piezómetro C. El dique mismo, si no está meteorizado, generalmente presenta permeabilidad relativamente alta. Sin embargo, cuando se formó el dique, la roca caliente y en estado líquido, probablemente calcinó y alteró una capa delgada (de 1 a 10 centímetros) a ambos lados del dique. Son estos pares de zonas alteradas más rápidamente que la roca que tiende a meteorizarse más rápidamente que la roca circundante, forman dos membranas subterráneas muy delgadas pero efectivas. Estas zonas calcinadas pueden ser muy importantes cuando ocurren dentro de un corte o inmediatamente detrás de él, dado que podrían traer aparejados flujos de agua subterránea no anticipados y la acción de presiones sobre el talud. Las fallas y la meteorización más

profunda que las acompaña, pueden tener efectos similares a los descritos para los diques.

Consideraciones de Estabilidad

La asociación de deslizamientos con perfiles de suelo u otras intercalaciones soterradas ricas en arcilla es muy común. Los taludes naturales en terreno volcánico exhiben a menudo deslizamientos en sitios donde existen "nickpoints", o cambios abruptos en la gradiente de los perfiles fluviales, y en las porciones empinadas de las laderas que están asociadas con la presencia de suelos soterrados. Estos son a menudo una evidencia de inestabilidad en el pasado, y aún en el presente.

Ruiz et al. (1968) han descrito las pruebas o ensayos, de resistencia al corte para la represa de Ilha Solteira en el río Paraná, Brasil. Las rocas en el sitio son breccias basálticas descompuestas y arcillosas, interestratificadas con flujos basálticos de varios tipos. Niccum (1967) ha descrito en forma muy detallada los problemas con flujos basálticos e intercalaciones más débiles relacionados con la fundación de un reactor nuclear en Idaho, Estados Unidos. Las descripciones y fotografías presentadas por este autor son de considerable interés para los ingenieros. El observó problemas relacionados con la perforación y la voladura de flujos basálticos interestratificados. Las fotos muestran el efecto perjudicial de las interestratificaciones más débiles en la estabilidad de cortes de roca. Se indican movimientos hacia afuera sobre las intercalaciones de bloques de basalto de estratificación gruesa.

Schuster (1969) y Anderson y Schuster (1970) han descrito problemas de estabilidad de taludes en arcillas interestratificadas con basalto en el área de la meseta de Columbia en el noroeste de los Estados Unidos. La mayoría de sus "lutoiditas" se han formado por la descomposición de materiales piroclásticos. Los materiales meteorizados tienen un alto contenido de montmorilonita cálcica y fueron sobreconsolidados por los flujos más jóvenes y las intercalaciones. Ellos reportan que algunas de estas capas alcanzan una resistencia al corte máxima con una componente de cohesión de 1.1 kg/cm^2 y un ϕ de 43.5° . Reportan un ϕ_c de 10° para la resistencia al corte residual.

Waters (1955) ha encontrado muchas zonas de cisallamiento a lo largo de los planos de estratificación en las intercalaciones de arcilla. El postuló que el plegamiento de las intercalaciones y los flujos de basalto resultó en resbalamientos de los planos de estratificación, debido a movimientos entre planos de diaclasas. Además de las zonas microfrías, las intercalaciones de arcilla presentan fisuras con slickensides. Anderson y Schuster (1970) han informado que en muchos de los taludes estudiados, la pendiente de la superficie de ruptura era igual al ángulo de resistencia al corte residual.

Conclusiones

El perfil de meteorización que se desarrolla en basaltos parece ser muy similar al de las rocas ígneas intrusivas, existiendo las zonas de suelo residual, roca meteorizada, y roca no meteorizada, pero presentando límites irregulares. Los núcleos de roca con exfoliación son particularmente frecuentes en las zonas de transición. A menudo se encuentran minerales de arcilla expansivos y óxidos hidratados. Se pueden esperar zonas de suelo soterradas, de permeabilidad alta o baja, en secuencias de flujos de lava y suelos interestratificados. Tanto la estratigrafía como las condiciones de agua subterránea pueden ser bien complejas. Es obvio que se requieren investigaciones detalladas antes de poder hacer análisis válidos de estabilidad de taludes.

AGUA SUBTERRANEA

Ocurrencias

Se ha demostrado que el agua subterránea desempeña uno de los papeles dominantes en los problemas de estabilidad de taludes en suelos residuales. Al estudiar las condiciones de un talud típico para los diferentes tipos de roca en las secciones anteriores, hemos mostrado que el nivel freático fluctúa con los cambios estacionales en la pluviosidad. No fue descrita, sin embargo, la naturaleza del régimen de agua subterránea en la vecindad de un talud.

Para obtener una perspectiva del papel que desempeña el agua subterránea en problemas de estabilidad de taludes, se deben entender los sistemas regionales de flujo de agua subterránea. Sin embargo, el conocimiento de estos temas regionales de flujo debe estar complementado con un conocimiento detallado de las condiciones de agua subterránea del talud que se estudia, antes de poder ejecutar un análisis del efecto de ésta en la estabilidad del talud.

Sistemas de Flujo de Aguas Subterráneas

Los sistemas regionales de flujo de agua subterránea proveen la base esencial para la investigación e interpretación de datos de presión de fluidos en un problema dado de estabilidad de taludes. En años recientes se ha adquirido nuevo conocimiento sobre los sistemas de flujo de agua subterránea. Esta información en lo que se refiere a problemas de estabilidad de taludes, ha sido resumida por Deere y Patton (1967) quienes han revisado los trabajos de Hubbert (1940), Toth (1963), Freeze y Witherspoon (1967) y Meyboom (1966).

Un aspecto significativo de estos estudios es que los valles principales y una porción de los taludes de valles principales probablemente ocurren en un área de des

ga donde se hallan con frecuencia sobrepresiones de poros. Tales áreas, además, no están restringidas a ríos mayores. A menudo se encuentran sistemas de flujo locales a lo largo de corrientes fluviales y también en la base de pequeños taludes. Las excepciones a este arreglo general de descarga de agua subterránea desde las colinas a los valles ocurre cuando las rocas infrayacentes son extremadamente permeables. En estos casos, aún las corrientes pueden resultar siendo áreas de recarga para algunos de los acuíferos infrayacentes, los cuales descargan en otros valles. Materiales altamente permeables como calizas, basaltos y aluvión son los responsables de estas ocurrencias excepcionales.

La ocurrencia de taludes con cubiertas impermeables de suelo residual y coluviión en un área de descarga regional, acoplada con la tendencia del agua a fluir hacia la parte exterior de los taludes, conduce a un estado crítico de estabilidad. Desafortunadamente, ésta es una combinación bien frecuente y es la razón principal de las miríadas de deslizamientos que acompañan a lluvias excepcionalmente fuertes.

Importancia de los Detalles Locales

El perfil general de meteorización y el sistema de flujo regional preparan el escenario donde ocurren las rupturas de talud en suelos residuales. Sin embargo la ocurrencia de un deslizamiento individual en un medio donde muchos otros taludes similares permanecen estables, requiere la presencia de algún detalle particularmente adverso a la resistencia al corte de los materiales o al flujo local del agua subterránea. Estructuras heredadas con una orientación adversa, o un aumento en la intensidad de la meteorización, pueden ser las causas de la debilidad anormal de un talud; o también, la ruptura singular puede ser directamente causada por las particularidades del flujo local de agua subterránea, las cuales están influenciadas por la distribución de diaclasas abiertas y cerradas, las irregularidades de la meteorización, y las variaciones en la permeabilidad en el grosor del manto de suelo.

Condiciones Típicas de Agua Subterránea de Taludes en Suelos Residuales

Se enseña en la figura 16a la posición de un talud meteorizado típico con respecto a un sistema regional de flujo. Las líneas de flujo indican que la corriente fluvial y la parte inferior de las laderas del valle están situadas en un área de descarga de agua subterránea. El nivel freático se muestra por encima de la zona de roca meteorizada. El flujo de agua en la roca meteorizada hacia el marañal en el punto A, es en su mayoría horizontal. En las condiciones hidrogeológicas que se presentan en la figura no ocurren sobrepresiones de poros en A, pero sí existen otros puntos de la zona permeable de la roca

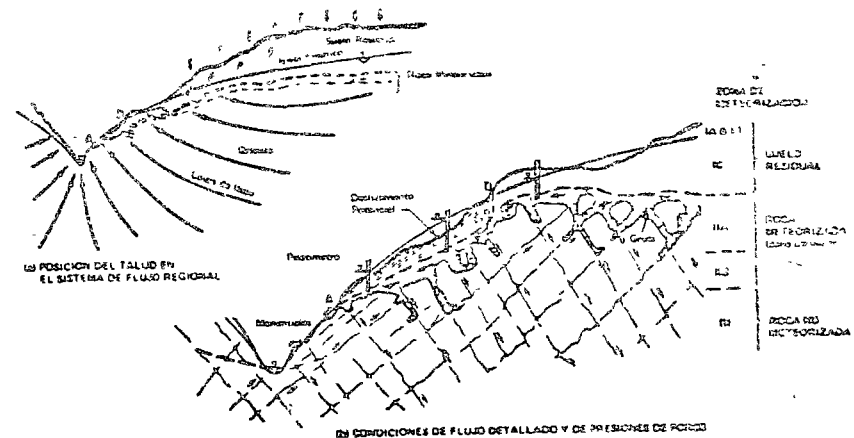


Figura 16. Ambiente típico de un deslizamiento potencial en suelo residual.

meteorizada. Debido a fluctuaciones en el flujo de agua subterránea, las presiones pueden incrementarse dentro de la roca meteorizada hasta que se alcanza la condición de ruptura.

La figura 16b es una vista más detallada de las condiciones de flujo y de la distribución de presiones de poros en la vecindad del deslizamiento potencial a lo largo de la superficie ABD. Nótese que el nivel piezométrico en la zona permeable de roca meteorizada puede extenderse por encima de la superficie del terreno. Resulta pues obvio que cuando se tiene un medio hidrogeológico como éste, las presiones de poros en la zona permeable podrían fluctuar considerablemente con variaciones estacionales o intraestacionales.

ESTRUCTURAS HEREDADAS Y RESISTENCIA AL CORTE

Importancia de las Estructuras Heredadas

Uno de los factores geológicos de mayor significado entre los que afectan la estabilidad de taludes en suelos residuales, es la presencia de diaclasas, exfoliación, fallas, y otros defectos estructurales heredados de la roca original. Las estructuras heredadas a menudo presentan una gran reducción en la resistencia al corte comparada con la de los materiales meteorizados pero "intactos". La baja resistencia al corte permite la falla de los bloques o cuñas de roca meteorizada o suelo residual. Todas las

características adversas de una estructura en la roca se preservan intactas; tal es el caso de una falla con salbanda arcillosa y slickensides.

La mayoría de los deslizamientos profundos en suelo residual o roca meteorizada están asociados con uno o más defectos estructurales heredados. Sin embargo, con más frecuencia ocurre que la superficie de ruptura pasa de una estructura heredada a otra atravesando una zona de material cohesivo pero meteorizado, en lugar de atravesar una masa de roca no meteorizada. DeFries (1971) en sus estudios de deslizamientos en Caracas, incluye la orientación de los planos de esquistosidad de la roca madre como una de las variables más importantes entre las que afectan la estabilidad de taludes en suelos derivados de esquistos. Los otros factores considerados por este autor son la disponibilidad de agua libre, el grado y la profundidad de la meteorización y la composición mineralógica de la roca original. Empero, él anotó que la orientación de los planos de esquistosidad heredados debido a plegamientos locales, es casi siempre muy variable. Afirma además, que sólo excepcionalmente se encuentran deslizamientos grandes donde la superficie de ruptura es estrictamente paralela a los planos de debilidad. En un artículo que describía los problemas de estabilidad de taludes en cortes profundos en suelos residuales desarrollados en granito en Carolina del Norte, Estados Unidos, Deere (1957) anotó " las rupturas de talud estaban frecuentemente localizadas a lo largo de diaclasas mayores con buzamientos e inclinaciones hacia el corte. Era obvio que las diaclasas constituían discontinuidades y planos de debilidad en el suelo...en varios casos las diaclasas por si solas, eran razón suficiente para explicar las rupturas de talud, donde quiera que la orientación de las mismas era particularmente favorable".

Neto (1967) ha puntualizado la importancia de texturas y estructuras heredadas, y Sowers (1967b) ha anotado que de acuerdo a su experiencia " la ruptura en realidad ocurre a lo largo de pequeñas zonas heredadas de debilidad". Además Sowers afirma que los efectos de la micro y macroestructura de la masa son de la mayor importancia en suelos residuales que no han sido disturbados.

La importancia de las diaclasas en la determinación de la resistencia al corte del suelo residual ha sido también indicada por Li y Mejia (1967). Estos han descrito diaclasas y fallas rellenas con salbanda de arcilla y otras rellenas con una breccia permeable, intensamente fragmentada. Anotan que a los slickensides de la roca madre frecuentemente se les encuentra en el suelo y que muestran las mismas superficies de pulido suave que se encuentran en la roca madre. Además afirman estos autores que fallamientos, plegamientos y deslizamientos han alterado la manera uniforme de la formación de suelos.

Rellenos y Revestimientos (películas) de las Estructuras Heredadas

Se encuentran rellenos de arcilla en estructuras heredadas en el suelo residual y ocasionalmente a lo largo de diaclasas mayores en la roca no meteorizada de más abajo. En estos últimos la arcilla parece haber sido arrastrada hacia abajo en suspensión, desde el horizonte B en la superficie, a lo largo de las diaclasas. Nosotros hemos observado estas diaclasas verticales rellenas de arcilla en Ohio, Estados Unidos, en arenisca no meteorizada, interestratificada con lutitas y cubierta de suelo residual. En Puerto Rico hemos observado rellenos de arcilla similares en diaclasas verticales, esta vez en tufas, limolitas y aglomerados volcánicos meteorizados parcialmente. En este último caso la arcilla tenía límites de Atterberg similares a los de la porción más plástica del horizonte B. Con el tiempo la deposición de arcilla en una diaclasa abierta puede disminuir considerablemente la permeabilidad de la diaclasa. Esto puede conducir a la formación de barreras para el agua subterránea, las cuales durante períodos de precipitación intensa pueden inducir a inestabilidad de taludes. Deere (1957) describió un revestimiento delgado de un dióxido de manganeso negro y muy untuoso, que cubría muchas de las superficies de diaclasa en un granito meteorizado. El atribuyó su deposición en los planos de diaclasa a la circulación de agua subterránea y concluyó que la ocurrencia del revestimiento blando del dióxido de manganeso en la superficie de diaclasa era uno de los factores responsables de las rupturas de taludes observadas; los otros factores eran la filtración de agua de los taludes acompañada con erosión subterránea y la presencia de diaclasas a través del suelo residual.

Un deslizamiento de gran tamaño en un corte de talud en suelos residuales y coluvión en Brasil ha sido descrito por Queiroz (1965). Los movimientos ocurrieron a lo largo de diaclasas preexistentes en el suelo residual, las cuales, afirma Queiroz, contenían una capa muy delgada de un suelo más arcilloso y negruzco.

St. John et al. (1969) han descrito la ocurrencia de capas negras y delgadas, a menudo con slickensides, en los suelos residuales de la India, Panamá, Colombia, Puerto Rico y muchas localidades en la región del Pacífico, en el sureste de los Estados Unidos. Anotan estos autores que "a pesar de que las capas negras y delgadas han sido pasadas por alto por ingenieros y geólogos, los autores las encuentran directamente responsables de numerosos deslizamientos, pequeños pero costosos, así como también de otros movimientos de tierra". Ellos registraron valores de resistencia residual para las capas negras entre 10.5 y 14.5%, correspondiendo el valor menor a las muestras con slickensides. Las capas negras estaban concentradas en la zona saprolítica. Las mismas tenían grosores típicos de 3 a 25 mm y podían ser continuas hasta por

30 metros. Aquellos anotan que las capitas negras se encontraron en suelos residuales derivados de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias, particularmente areniscas y tufas. También informan sobre los resultados de varios análisis de las capitas negras de una localidad. Un ensayo indica que el material es rico en humus y tiene un contenido del 20% de manganeso y algo de carbón. Otro ensayo indica que el material contiene del 7 al 15% de Fe_2O_3 , con nada de manganeso. St. John y sus colaboradores concluyen que los slickensides son causados por movimientos diferenciales que ocurren dentro del suelo residual como resultado de los procesos de meteorización.

Sobra decir que se pueden presentar una gran variedad de minerales a lo largo de las diaclasas y otras estructuras heredadas y rocas meteorizadas. Los mismos pueden ser heredados de la roca original, lavados desde la superficie o formados in situ. En general, ellos probablemente reducen la resistencia al corte que pueda desarrollarse a lo largo de una estructura heredada. Cuando se presentan pueden ser un factor importante en los estudios de estabilidad de taludes.

Resistencia al Corte a lo Largo de Estructuras Heredadas

Información disponible. Los estudios anteriores indican la importancia de la comprensión de la resistencia al corte de diaclasas y fallas heredadas. A menudo estas discontinuidades son irregulares; así pues, es necesario tratar de comprender las características de la resistencia al corte de una diaclasa irregular en materiales meteorizados. Serafim y López (1961) y Rocha (1964) han descrito los resultados de ensayos de corte directo en "roca intacta" la cual había estado sometida a diferentes intensidades de meteorización. Serafim, López y Rocha, indican que Hamrol (1951) ha descrito ensayos triaxiales en los mismos tipos de roca. Los resultados de Hamrol se presentan en la figura 17. Con fines comparativos se han superpuesto dos líneas sobre los datos de Hamrol. Tales líneas indican los límites de variación estimados para los valores del ángulo de resistencia al corte residual. La figura 17 da una idea general de como disminuye la cohesión y el ángulo de resistencia al corte con un aumento en la intensidad de la meteorización. En vista de la importancia ya establecida de diaclasas preexistentes en problemas de estabilidad en suelos residuales, es sorprendente que no exista información equivalente para diaclasas irregulares en materiales meteorizados.

Patton (1966) y Deere et al. (1967) han descrito pruebas de corte directo de laboratorio en diaclasas en materiales artificiales con resistencia al corte y configuraciones diferentes. En base a estos ensayos se desarrolló un modelo teórico, tratando de explicar los modos múltiples de comportamiento al corte de roca con diaclasas irregulares. Programas recientes de ensayos de mecánica de

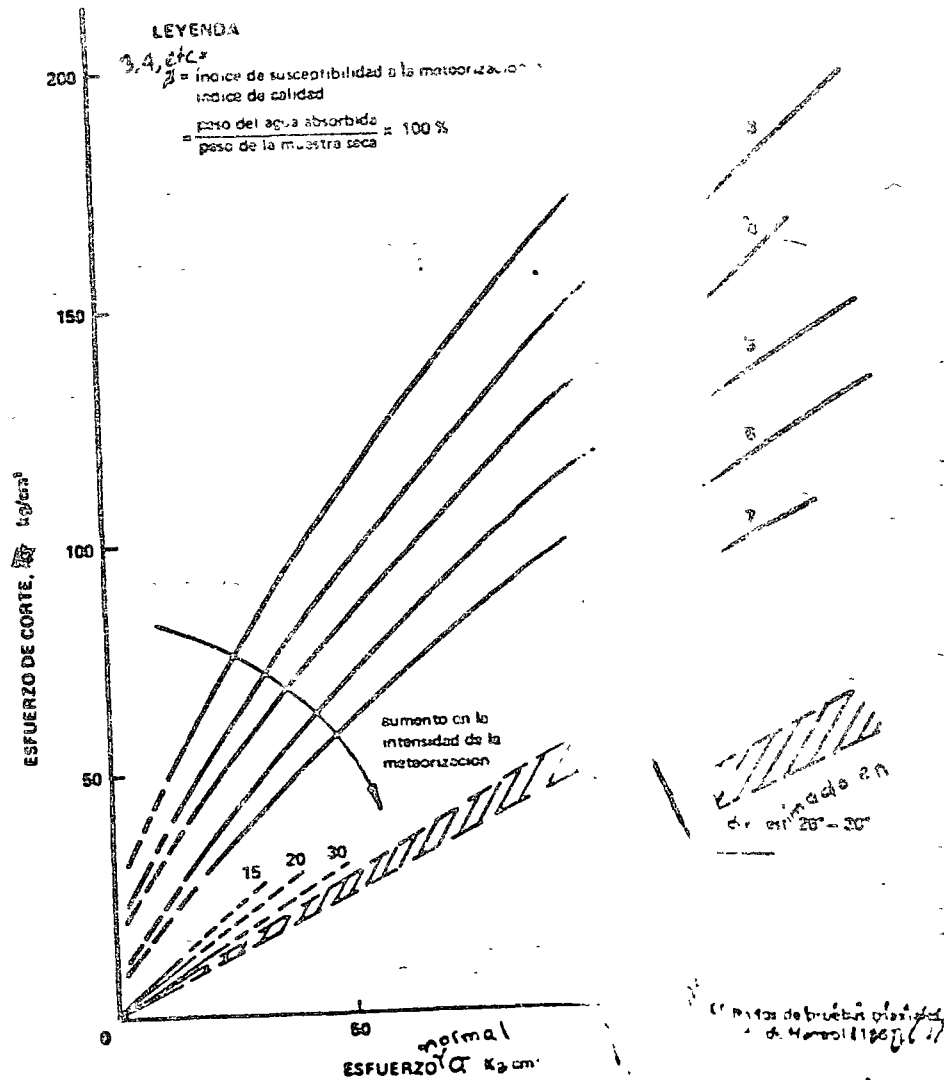


Fig. VI-17 ENVOLVENTES DE RESISTENCIA AL CORTE EN C...

ROCA INTACTA

rocas han confirmado la adaptabilidad de este modelo a ensayos de laboratorio y de campo. Tales programas incluyen los numerosos ensayos conducidos por el Laboratoire Public D'Essais et d'Etudes de Casablanca (1968) y los de Schnitter y Schneider (1970). En vista de la aplicabilidad general aparente de este modelo teórico en la descripción e interpretación de ensayos de corte directo en superficies de roca y de la escasez de datos publicados, hemos intentado usar tal modelo para describir el efecto que tiene la meteorización sobre la resistencia al corte a lo largo de superficies de rocas irregulares. A continuación sigue una descripción de un grupo hipotético de ensayos de resistencia al corte.

Resultados hipotéticos de ensayos de corte. En la figura 18a se muestra una diaclasa a través de una masa de roca que ha sido sujeta a diferentes grados de meteorización. Se asume que las irregularidades a lo largo de la diaclasa son casi idénticas, de modo que se puede considerar que los especímenes seleccionados para los ensayos tienen todos la misma geometría. Se describen los cuatro tipos diferentes de muestra como IC, IIA, IIB y III de acuerdo a sus respectivas zonas de meteorización.

Por medio de una serie de ensayos de corte directo, a diferentes niveles de esfuerzo normal, en muestras idénticas del tipo III se puede establecer la envolvente de ruptura superior (marcada como muestra III en la figura 18b). La envolvente de ruptura tiene una porción relativamente recta que se extiende a través del origen y está inclinada a un ángulo de $\phi_r + i$. Esta línea presenta la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal para niveles de esfuerzos normales en los cuales los desplazamientos iniciales de la mitad superior del espécimen ocurren por deslizamientos hacia arriba en las superficies de las irregularidades. El ángulo de la inclinación de estas superficies es i (véase la figura 18a, muestra III). El deslizamiento hacia arriba en la superficie de las irregularidades continúa hasta que se alcancen las cuspides de las mismas o hasta que los esfuerzos de corte sean suficientes para cizallar las cuspides.

Cuando la resistencia interna al corte de las irregularidades es alta, el deslizamiento en las superficies, pendiente arriba, será el modo inicial de falla para niveles de esfuerzos dentro de límites amplios. A medida que decrece la resistencia interna al corte de la irregularidad, debido a la meteorización, (muestras IIB en la figura 18a) el cambio en la pendiente de la envolvente de ruptura (IIB) ocurre a niveles de esfuerzos más bajos. Se ven resultados similares en la envolvente de ruptura para las muestras de la zona IIA.

La envolvente de ruptura para las muestras apropiadas, IC, exhibe estrechos límites de esfuerzos en los cuales es posible el deslizamiento hacia arriba de las superficies inclinadas. A niveles más altos de esfuerzo normal, simplemente se cizallan las irregularidades meteorizadas.

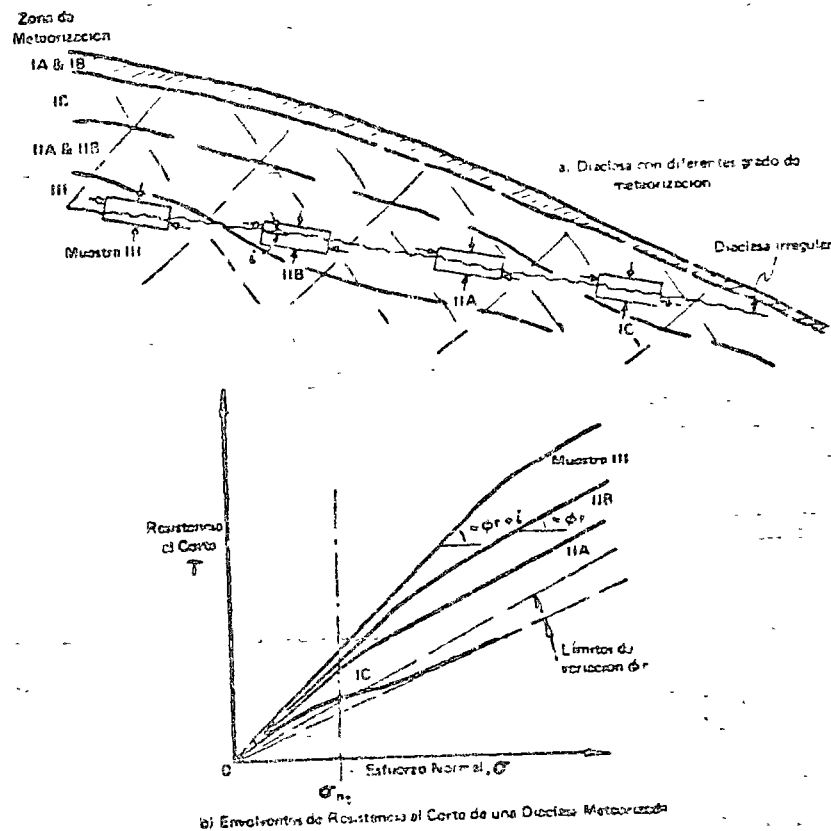


Figura 18. Efecto de la meteorización en la resistencia al corte.

Las partes superiores de las envolventes de ruptura que se muestran en la figura 18b tienen inclinaciones de aproximadamente ϕ_r . Sin embargo, dado que en la mayoría de las rocas la mineralogía cambia con la meteorización, los valores de ϕ_r pueden cambiar en cierto modo. Esta variación de ϕ_r debido a la meteorización se indica mediante los límites de ϕ_r en las figuras 17 y 18.

Basándose en las curvas de la figura 18b se puede decir que los efectos principales de un aumento en la meteorización sobre las envolventes de ruptura son (1) disminuir considerablemente la resistencia al corte, a niveles de esfuerzo altos, y (2) disminuir el nivel de esfuerzo normal al cual el modo inicial de cizallamiento cambia de deslizamiento a corte. En el caso de rocas intensamente meteorizadas.

das, la resistencia al corte máxima a niveles más altos de esfuerzo normal es casi igual al valor residual. También han sido estudiados por Patton (1966), Deere et al (1967) y Patton y Deere (1971) otros factores que no se discuten aquí, tales como la escala de las irregularidades y la magnitud de los desplazamientos críticos con respecto al tamaño de las irregularidades.

DeFries (1971) indica que ha observado evidencia de campo sobre las propiedades de ablandamiento por deformación de suelos derivados de filitas y esquistos micáceos, especialmente cuando la superficie de ruptura era paralela a los planos de esquistosidad. El observó que es varios años después de efectuado el corte que aparecen los primeros síntomas de inestabilidad, y que luego los movimientos se aceleran lentamente hasta que ocurre un deslizamiento mayor. Los movimientos continúan luego hasta cuando la masa que se desliza adquiere una pendiente bien baja. Se puede explicar el ablandamiento por deformación mediante la meteorización de las irregularidades que disminuyen su resistencia al corte, o por desplazamientos a lo largo de la superficie de una diaclasa irregular.

Resistencia al Corte de Rocas Meteorizadas y Minerales Asociados

Mucha de la información disponible sobre la resistencia al corte de rocas meteorizadas es muy poco consistente debido a que ha sido obtenida por métodos diferentes, como ensayos de laboratorio, ensayos directos de campo y por medio de cálculos basados en deslizamientos que ya han ocurrido. La información más apropiada sobre la resistencia al corte sería aquella obtenida a partir de una serie de ensayos de campo en materiales intactos y meteorizados, y a lo largo de estructuras en un mismo tipo de roca que tuviera diferentes intensidades de meteorización. Dichos ensayos serían aún más útiles, si se pudiera demostrar que están de acuerdo con la observación de la falla de un talud.

Es a menudo difícil interpretar el significado de los valores de la cohesión, c , y el ángulo de fricción ϕ , dados en la literatura. Esto se debe a que no se puede establecer si los valores son los resultados de ensayos por encima, o por debajo del punto de inflexión en la envolvente de ruptura (véase la curva III, figura 18b). Por debajo del punto de inflexión, la intersección de cohesión es baja y despreciable y el ángulo ϕ es alto, mientras que por encima del punto de inflexión la intersección de cohesión puede ser apreciable pero el valor de ϕ es muchos menor y casi igual a ϕ_r , el ángulo de resistencia al corte. A menudo los resultados de ensayo de resistencia al corte se interpretan o simplifican por medio de una envolvente de ruptura recta, y en estos casos los valores que se dan para c y ϕ pueden no ser muy ilustrativos.

Los valores del ángulo de resistencia al corte

TABLA V.-PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELO RESIDUAL, ROCA METEORIZADA Y MINERALES RELACIONADOS

TIPO DE ROCA	INTENSIDAD DE METEORIZACION	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE		NOTAS	PROCEDENCIA
		c, c' kg/cm ²	ϕ, ϕ', ϕ_r grados		
Rocas METALOGRAFICAS					
Granita (micaceous)	muerta (Zona 18) roca descompuesta	$c = 0.6$ $c = 0.3$	$\phi = 23^\circ$ $\phi = 37^\circ$	ensayos de corte directo	Giulzar y Guere (1955)
Granita	descompuesto (zona 1C)		$\phi = 18.5^\circ$	ensayos consolidados no drenados	St John et al (1969)
Granita	descompuesto (zona de falla) muy descompuesto medianamente descompuesto no meteorizado	$c = 1.5$ $c = 4.0$ $c = 8.5$ $c = 12.5$	$\phi = 27^\circ$ $\phi = 29^\circ$ $\phi = 35^\circ$ $\phi = 60^\circ$	ensayos de corte directo en interfaces de roca concreto	Evdokimov y Chirbasov (1966)
Esquistos	meteorizado (suelo de mica esquistos) parcialmente meteorizado (micas esquistos y filitas intensamente fracturados)	$c = 0.7$	$\phi = 24.4^\circ$ $\phi = 36^\circ$	ambos a partir de analisis de deslizamientos perpendiculares a la esquistosidad	De Fries (1971)
Esquistos	medianamente meteorizado (zona 1C)	$c' = 0.6$ $c' = 0.7$	$\phi = 15^\circ$ $\phi = 18^\circ$ $\phi = 15^\circ$ $\phi = 21^\circ$	50% saturado Ensayo Consolidado no Drenado	Sewers (1963)
Esquistos	meteorizado		$\phi = 29^\circ - 30^\circ$	ensayos de campo de corte directo en pedregales, o entrocamiento compactado	Wilson y Mariano (1968)
Filita	suelo residual (zona 1C)	$c = 0$ $c = 0$	$\phi = 24^\circ$ $\phi = 18^\circ$	perpendicular a la esquistosidad paralelo a la esquistosidad (ambos a partir de analisis de deslizamientos)	De Fries (1971)

ROCAS ÍGNEAS					
Granito	granito descompuesto	$c = 0$	$\phi = 27^\circ - 31^\circ$ ϕ promedio = 29°	500 ensayos Represa Cherry Valley	Roberts (1970)
Granito	Índice de calidad, I 15 10 7 5 3	c 1 2 3 6 6-13	ϕ 41° 45° - 46° 49° - 52° 57° 62° - 63°	pruebas in situ de corte directo Alto Rabagão	Roche (1964)
Granito	meteorizado (zona IIB) 7+ parcialmente meteorizado (zona IIS) 3+ relativamente sólido (zona III) 12		$\phi_r = 26^\circ - 33^\circ$ $\phi_r = 27^\circ - 31^\circ$ $\phi_r = 29^\circ - 32^\circ$	Ensayos de laboratorio de corte directo Alto Lindoso	L N E C (1965)
Granito	tierra roja (zona IB) granito descompuesto (zona IC)		$\phi' = 28^\circ$ ϕ' promedio = 35°		Lumb (1965)
Granito	descompuesto (de grano fino) descompuesto (de grano grueso) descompuesto, amasado	$c = 0$ if saturated	$\phi = 25^\circ - 34^\circ$ $\phi = 36 - 38^\circ$ $\phi = 22 - 40^\circ$		Lumb (1962)
Diorita cuarcifera	arenosa, limosa roca descompuesta	$c = 0.1$	$\phi = 30^\circ +$	ensayos de laboratorio, muestras inalteradas	Li y Mejia (1967)
Diorita	meteorizada	$c = 0.3$	$\phi = 22^\circ$	ensayos consolidados no drenados	St John et al. (1969)
Andesita	descompuesta		$\phi' = 30^\circ$		Lumb (1965)

ROCAS SEDIMENTARIAS					
Araya Kuiper	altamente meteorizada medianamente meteorizada no meteorizada	$c' \leq 0.1$ $c' \leq 0.1$ $c' \leq 0.3$	$\phi' = 25-32^\circ$ $\phi' = 32-42^\circ$ $\phi' \geq 40^\circ$	$\phi_r = 18-24^\circ - 2\%$ carbonatos $\phi_r = 22-28^\circ - 14\%$ carbonatos $\phi_r = 23-32^\circ - 20\%$ carbonatos todos ensayos triax drenados y consolidados no drenados y en planos cortados previam.	Chandler (1969)
Arcilla de Londres	meteorizada (perda) no meteorizada	$c' = 1-2$ $c' = 8-10$	$\phi' = 18-22^\circ$ $\phi' = 23-30^\circ$	$\phi_r = 14^\circ$ $\phi_r = 15^\circ$	Chandler (1969) Segun Skempton y otros
RELLENOS DE DIACLASAS					
"Venillas o cepitos" negros	en la zona IC		$\phi_r = 10 \text{ g}$ $\phi_r = 14 \text{ g}$	venilla con slickensides venilla sin slickensides. ambos ensayos conso- lidados no drenados	St John et al (1969)
MINERALES COMUNES EN CUELOS RESIDUALES Y ROCAS METEORIZADAS					
Arena cuarrosa			$\phi_r = 30^\circ$ $\phi_r = 35^\circ$		Kenney (1967)
Caolinita			$\phi_r = 22^\circ$ $\phi_r = 12^\circ$ $\phi_r = 12^\circ$	Caolinita Amasada Desplazamiento Limitado Interface de Caliza Caolinita Amasada Caolinita Inalterada Superficie Pre cortada	
Illita			$\phi_r = 6\frac{1}{2}^\circ$ $\phi_r = 11\frac{1}{2}^\circ$	Interface de Caliza Illita Amasada Illita Amasada	Kanji (1970) Kanji (1970)
Montmorillonita			$\phi_r = 4-11^\circ$		Kenney (1967)
Muscovita			$\phi_r = 17-24^\circ$		Kenney (1967)
Microclinita			$\phi_r = 16-26^\circ$		Kenney (1967)

residual son particularmente útiles ya que presentan muy pocos problemas en la interpretación de resultados de otros investigadores. Además, los valores publicados de la resistencia residual pueden ser usados frecuentemente en problemas de diseño antes de que se disponga de los valores de ensayo propiamente dichos. Por otra parte los valores de resistencia al corte máximo, que se obtienen a partir de ensayos en roca meteorizada y no meteorizada, varían tanto de lugar a lugar que es probable que sean falsos cuando se intenta una extrapolación desde otras áreas a la de interés, a menos que tal extrapolación venga acompañada con una descripción detallada de la geometría de la superficie de las diaclasas en ambas áreas.

Teniendo estas restricciones en mente, hemos recolectado y resumido valores de resistencia al corte obtenidos en ensayos de roca meteorizada. Se presentan estos en la Tabla V. Los resultados que se dan en la Tabla V y en la figura 18 indican que la resistencia al corte tiende a asumir valores residuales a medida que procede la meteorización. A pesar de que las relaciones de vacíos son frecuentemente altas en el saprolito y roca meteorizada, los ángulos de resistencia al corte del granito no son mucho menores que los valores para arena. Los ángulos de resistencia al corte de esquistos y gneisses meteorizados son intermedios entre los de granitos y los de muscovita y micas hidratadas. Los pocos valores que se tienen del ángulo de resistencia al corte residual de lutitas no cementadas, o arcillitas, como por ejemplo la arcilla de Londres, varían muy poco con la meteorización.

PROGRAMAS DE EXPLORACION PARA DISEÑOS DE TALUDES

Gran parte de la investigación hecha en el pasado se ha concentrado en el estudio de deslizamientos existentes. Sin embargo, lo realmente necesario en la práctica de la ingeniería es la investigación adecuada de taludes de manera anticipada, con el objeto de prevenir rupturas de taludes y de adquirir conocimiento sobre taludes potencialmente inestables.

Sobra decir que los objetivos de cualquier programa de exploración para el diseño de taludes deben ser (1) la delineación de la naturaleza del perfil de meteorización, (2) la localización de los principales defectos estructurales presentes, (3) la determinación de las condiciones de agua subterránea y (4) la determinación del modo de ruptura probable y de los parámetros apropiados de resistencia al corte a lo largo de las superficies de ruptura potenciales.

Métodos

Investigaciones geológicas de campo. Los cortes existentes deben examinarse y registrarse en un mapa, y donde sea apropiado se deben seleccionar muestras de suelo. Es

posible de esta manera, obtener fácilmente datos sobre el perfil de meteorización, la estructura de la roca y las condiciones de agua subterránea. Se debe registrar la inclinación de los taludes junto con las condiciones subterráneas correspondientes. Los cambios de pendiente en los taludes naturales (puntos de inflexión) deben ser anotados, junto con cualquier razón obvia para tales cambios de pendiente.

Toda investigación de taludes requiere estudios aerofotográficos. Para taludes muy grandes estos pueden constituir la única manera de adquirir la perspectiva necesaria para el reconocimiento de deslizamientos incipientes y pre-existentes, estructuras geológicas, manantiales, límites de las diferentes unidades litológicas y otros elementos importantes de la geología regional y local. Incluso las sugerencias de tendencias estructurales y lineamientos pueden ser significativas en la preparación de un programa de exploración si no se dispone de otros tipos de información geológica. Este es con frecuencia el caso de terrenos cubiertos con vegetación densa o profundamente meteorizados. Por estas razones, la primera etapa de todo programa de exploración debe ser un estudio aerofotográfico combinado con un estudio detallado de geología de campo.

Estudios geofísicos de superficie. Levantamientos sísmicos o levantamientos de resistividad eléctrica o una combinación de ambos pueden determinar las características generales de estratificación de las Zonas I, II, y III y a veces la ubicación aproximada del nivel freático. Los levantamientos por reflexión sísmica constituyen la técnica geofísica que más se emplea (Robertshaw y Brown, 1955; Golder y Soderman, 1963). Murphy y Holt (1959) han descrito la aplicación de técnicas sísmicas en regiones de meteorización profunda en Puerto Rico. Las velocidades sísmicas para las diferentes zonas varían típicamente dentro de los siguientes límites:

Zona IA y IB	- 1000 a 1200+ pies/seg.	(305-365+ m/s)
Zona IC	- 1500 a 3500	(455-1060)
Zona IIA	- 3500 a 6500	(1060-1985)
Zona IIB	- 6500 a 10,000	(1985-3050)
Zona III	- 10,000 a 18,000	(3050-5500+)

Los cambios en velocidad de los suelos de la Zona I se pueden relacionar con cambios en materiales o presencia del nivel freático. La distinción entre el material de la zona I y el coluvión puede ser difícil sin información de sondeos.

La Zona de transición IIA es muy difícil de delinear por medio de técnicas geofísicas; pero si se reconoce con anterioridad la naturaleza transicional de esta capa, a menudo puede reconocerse su "fascículo" sísmico; por ejemplo, uno puede buscar infructuosamente un cambio abrupto de la velocidad sísmica entre el suelo residual (Zona I), de velocidad baja, y la roca parcialmente meteorizada (Zona IIB), de velocidad más alta. Todo lo que se requiere es delinear la zona donde ocurre el cambio gradual de la veloci-

dad sísmica. Cuando se intenta una determinación simple (de dos o tres zonas) de la profundidad de la roca no meteorizada, a menudo se obtiene la "línea de roca" dentro de la zona IIA. Sin embargo, no se sabe si se escoge el tope o la base de la Zona IIA. Roberts (1970) sugiere que la línea "de roca sísmica" se encuentra generalmente cerca a la parte media de la zona de transición en granito y rocas carbonatadas.

En el levantamiento sísmico de perfiles de meteorización se requiere un espaciado estrecho de los geófonos, así como sondeos frecuentes que permitan calibrar la interpretación de los datos sísmicos. Los levantamientos sísmicos por reflexión pueden también ser adecuados para la delineación de los perfiles de meteorización, particularmente cuando se usan conjuntamente con sondeos en los cuales se han establecido las velocidades sísmicas verdaderas de las diferentes zonas. Meadev (1967) ha descrito el uso de un nuevo instrumento portátil de refracción sísmica que es adecuado para levantamientos someros de reflexión y que parece ser promisor en la delineación de perfiles de meteorización.

Los levantamientos de resistividad eléctrica también son promisorios en cierto modo para los mismos fines. Esto se debe a que los cambios en el contenido de arcilla, asociados con las diferentes zonas de meteorización, pueden resultar en cambios considerables en los valores de resistividad. La Zona de transición IIA, como en el caso de los levantamientos sísmicos, conduce a dificultades en la interpretación de los perfiles de resistividad. La resistividad que se registra para la Zona IIA puede ser similar a la de la zona IC, dado que la resistividad más baja de la matriz puede oscurecer la de los núcleos de roca. Scharon et al (1959) y Early y Dyer (1964) han descrito el empleo de levantamientos de resistividad en estudios de suelos residuales en rocas carbonatadas con cavidades de solución. Moore (1965) ha descrito un levantamiento de resistividad en rocas metamórficas meteorizadas.

Se ve pues que los levantamientos geofísicos de superficie pueden proveer considerable asistencia en la delineación de perfiles de meteorización si se les interpreta con la ayuda del conocimiento de perfiles de meteorización típicos y de sondeos que permitan la calibración de los perfiles.

Sondeos. Las zonas del perfil de meteorización se pueden establecer con seguridad por medio de sondeos meticulosos. Los ensayos ejecutados en las muestras recuperadas permiten la determinación de la humedad natural, los límites líquido y plástico y la distribución granulométrica. Al suelo y roca se les puede examinar petrográficamente y, si es necesario, la fracción del suelo de grano fino puede estudiarse por métodos convencionales de análisis de arcilla. En el laboratorio se pueden realizar ensayos de corte directo, de compresión inconfiada y triaxiales para

obtener la resistencia al corte en compresión no confinada, los parámetros de resistencia al corte máxima (c' , ϕ'), y el ángulo de resistencia al corte residual (β_r).

Se pueden determinar los buramientos de las estructuras geológicas mas no sus rumbos, a menos que se usen técnicas de sondeos fotográficos, testigos orientados, u otras (Kerpe, 1968). El muestreo integral descrito por Pocha (1970), debe ser de utilidad en materiales meteorizados. Esta técnica consiste en introducir y cementar una barra de acero dentro de un hueco perforado de diámetro pequeño, y luego recuperar, con un sacamuestras de mayor diámetro, la barra de acero y la roca meteorizada, ahora cementada, adherida a la barra. Si se requiere, estas muestras pueden orientarse. Es difícil obtener muestras de saprolitico en la zona IC, y del material de transición en la Zona IIA. Los problemas que se encuentran han sido descritos por Moye (1967), quien también ha descrito un sacamuestras de tubo triple, diseñado para "obtener testigos sin disturbar de granito completa o altamente meteorizado que contenga bolones residuales de granito más fresco". Vargas (1969) ha descrito los métodos de muestreo usados en suelos residuales de roca meteorizada en el sur del Brasil.

Se puede utilizar el sondeo para obtener información sobre los niveles freáticos a varias profundidades dentro del mismo a medida que progresa la perforación. Se puede así mismo determinar la permeabilidad a profundidades diferentes por medio de pruebas de presión. Estas permeabilidades son de particular utilidad en el reconocimiento de las diferentes zonas de meteorización. Las medidas de nivel de agua hechas al comienzo y al final de cada guardia, si se comparan con el registro de profundidad de los forros y la profundidad del sondeo, ayudan a la determinación del régimen de agua subterránea. Se han reportado (Lohnes y Handy, 1968; Lohnes et al, 1971), pruebas de resistencia al corte hechas en sondeos. Empero se duda que los valores obtenidos pueden tener aplicación en un estudio de estabilidad de taludes, aunque se cree que tales datos podrían usarse como una prueba índice que ayudaría a delinear el perfil de meteorización.

Perfiles geofísicos de los sondeos. Se pueden también obtener perfiles, o registros, de los sondeos por métodos geofísicos. Estos registros geofísicos pueden ayudar a delinear las zonas del perfil de meteorización y establecer las propiedades físicas generales de las zonas.

Los registros de velocidad sísmica pueden proporcionar un perfil detallado de la velocidad dentro de un sondeo. Esta información es útil, no solamente para delinear el perfil de meteorización, sino también para obtener datos generales de velocidad, usados en la interpretación de levantamientos sísmicos de superficie.

Los registros Gamma-Gamma proporcionan un perfil de las densidades de los materiales en los sondeos. Las densidades correlacionan en forma general con las zonas de meteorización.

El registro de neufrón da un perfil del contenido de agua de los materiales. Tal registro es una medida adecuada del perfil de meteorización dado que el contenido de agua aumenta con el número de las fracturas y especialmente con el contenido de arcilla. Los registros de resistividad eléctrica de neufrón señalan la zona IB debido al alto contenido de arcilla de esta capa. Guyod (1964) ha presentado un resumen conciso del uso de técnicas de registros geofísicos en ingeniería de suelos.

La ventaja principal de los métodos geofísicos de sondeos sobre los métodos geofísicos de superficie es la obtención de información muchos más detallada que permite la delineación de la naturaleza variable de la zona de transición.

Excavaciones de exploración, trincheras, socavones de exploración y sondeos de gran diámetro. Cuando el levantamiento de estructuras geológicas es importante, nada puede ser mejor que las observaciones directas y continuas que pueden hacerse en excavaciones de exploración, trincheras, socavones de exploración, y sondeos de gran diámetro. A menudo se pueden usar ventajosamente las excavaciones de exploración y trincheras para establecer el grosor y la naturaleza de las Zonas IA, IB, IC, y IIA. Con frecuencia se requieren socavones de exploración o sondeos de gran diámetro que permiten inspecciones oculares en las zonas más profundas, IIB y III. A pesar de su elevado costo, pueden proporcionar el único medio seguro de investigar estructuras profundas de cortes importantes como vertederos, minas a tajo abierto, y portales de túneles. Estos métodos de exploración de "tamaño grande" presentan la ventaja adicional de permitir observaciones directas de las condiciones de agua subterránea, la selección de muestras inalteradas y la ejecución de pruebas in situ de resistencia al corte.

Las condiciones de trabajo en estas excavaciones temporales de exploración pueden ser muy peligrosas si no se toman precauciones de seguridad estrictas en lo que se refiere al entibado, control del agua, e inspección de gas. Las normas de seguridad no deben descuidarse simplemente por la naturaleza temporal de estas excavaciones.

Perforaciones con barrenos de cucharón con tamaño suficiente como para acomodar a un hombre (aproximadamente 1 m) proporcionan un método relativamente barato y rápido para obtener observaciones directas y continuas de materiales en el interior de una ladera. A estas se les usa ampliamente en California para investigaciones de deslizamientos. Vargas (1969) ha descrito el empleo de sondeos con barrenos "de poder" en la obtención de muestras en suelos residuales.

Presentación de la Información

La presentación de la información es tan importante como la obtención de la misma. Las secciones transversales

les, registros de sondeos, niveles de agua y pruebas de permeabilidad de campo y resultados de laboratorio se deben presentar en una manera concisa, conveniente, y descriptiva, antes de poder proceder con el análisis.

Secciones transversales. Estas deben enseñar el perfil de meteorización superpuesto sobre la roca, el soporte de la estructura predominante en la misma. Es típico que los grosores y las profundidades de las zonas de meteorización presenten una apariencia más variable a medida que se acumula mayor información. Por lo tanto, se deben anticipar estas variaciones entre sondeos y se deben indicar los contactos con líneas irregulares.

Registros de sondeos individuales. Son necesarios los registros de sondeos resumidos. Deben enseñarse estos en los registros del perforador, la descripción geológica meticulosa de muestras y testigos, y las pruebas ejecutadas en el sondeo. Se prefiere la presentación gráfica de la información a cualquier otro método de presentación. Se debe registrar cada variable en función de la profundidad, construyendo una serie de perfiles. Los datos deben incluir un registro geológico gráfico, un registro y descripción de las estructuras geológicas, un perfil de la recuperación de testigos y el PQD, un registro gráfico de información sobre el agua subterránea que incluya niveles freáticos y sus fechas, un perfil de pérdidas de agua, información sobre pruebas de presión y otros datos de permeabilidad, y un perfil de la intensidad de la meteorización. Se pueden mostrar, para las zonas de meteorización superiores, registros gráficos de la humedad natural y los límites de Atterberg, así como ensayos patrones de penetración (si son disponibles), y las determinaciones de resistencia al corte de laboratorio y de campo.

De las clases de información indicadas ninguna es más importante que la ganada con la inspección ocular de un testigo continuo. Se hace este examen para localizar y describir primordialmente diaclasas, fallas, zonas de cizallamiento, capas o vetas miloníticas y los diferentes tipos de suelo o roca y sus contactos.

El ingeniero experimentado en mecánica de suelos y de rocas, admitirá que es una falacia depender exclusivamente de sondeos de diámetro pequeño para la obtención de información esencial sobre los planos y zonas de debilidad. Por tanto, es necesario hacer observaciones oculares continuas de los materiales subterráneos en todo proyecto donde la ruptura de un talud podría resultar en grandes costos pecunarios o de vida. Estos puede hacerse, en forma segura, solamente por medio de perforaciones de gran diámetro, excavaciones de exploración, trincheras y socavones de exploración.

Excavaciones de exploración, trincheras, socavones de prueba y sondeos de gran diámetro. La mejor manera de presentar la información obtenida a partir de estas aberturas de gran tamaño es por medio de secciones desarrolladas de sus paredes verticales y, si es posible, del fondo. Esto

proporciona una vista tridimensional de la ocurrencia de los materiales, estructuras y condiciones de agua subterránea. La información obtenida en las excavaciones de exploración debe incluir secciones geológicas desarrolladas de las paredes; la información de las trincheras debe contener secciones de las paredes, y si es posible del piso de la trinchera para los acavones de exploración se debe incluir una sección desarrollada de las paredes y el techo del sondeo, si es posible, del piso. La manera óptima de presentar datos de sondeo de gran diámetro es mediante secciones desarrolladas de 360° de las paredes del sondeo. En estas secciones se debe indicar la ubicación de puntos de infiltración de agua y de las muestras seleccionadas.

La presentación detallada de la información obtenida a partir de sondeos de diámetro pequeño y de las paredes de aberturas de gran diámetro nunca debe considerarse como un fin en sí misma, sino que debe estar acompañada de secciones en las cuales se muestra solamente la información esencial.

Niveles freáticos. La información sobre los niveles de agua debe estar acompañada de las fechas e intervalos de profundidad pertinentes. Se debe intentar obtener medidas de niveles de agua durante las estaciones seca y lluviosa y de presentar en las secciones transversales los frentes de variación del nivel freático.

Información sobre permeabilidad. La información sobre la permeabilidad de los materiales que se obtiene a partir de pruebas de presión, o pruebas de bombeo, en los sondeos, las descripciones de fracturas u otras hendiduras, y las pérdidas y ganancias de agua o cambios en el fluido de perforación que se anotan en el registro del perforador, deben presentarse en forma gráfica y anotada en los registros detallados. Seguidamente los aspectos esenciales de esta información deben resumirse en las secciones transversales.

Información sobre ensayos de laboratorio. Se deben presentar en forma gráfica los resultados de ensayos de propiedades índices ejecutados en suelo y roca en función de la profundidad. A partir de estos se deben interpretar las posiciones de las zonas de meteorización. Los resultados de ensayos de resistencia al corte deben expresarse en función del esfuerzo normal. De ser posible, toda la información sobre resistencia al corte debe presentarse en una sola gráfica. Deben así mismo determinarse y mostrarse en la gráfica los valores de la resistencia al corte residual con el fin de poder interpretar los otros datos sobre resistencia al corte.

DISEÑO DE TALUDES

La mayoría de los taludes existentes en suelos residuales no han sido diseñados. Más bien, las pendientes han sido "seleccionadas" en base a la experiencia personal y a la preferencia del diseñador, o en base a la tradición del propietario del proyecto. Esta manera de atacar el pro-

blema es, esencialmente, diseñar por precedente, y en muchas oportunidades es muy recomendable.

Los primeros intentos de diseño de cortes en suelos residuales por los métodos clásicos de la mecánica de suelos fueron infructuosos en la mitad de las veces, particularmente cuando los taludes diseñados eran diferentes a los desarrollados por precedente.

La mayoría de quienes trabajan en mecánica de suelos reconocieron que el diseño en base a precedente producía mejores resultados que aquel basado en ensayos de laboratorio y análisis de estabilidad. El estado actual del conocimiento sobre el diseño de taludes en suelos residuales y roca meteorizada es aproximadamente como se esboza a continuación: (1) se aísla la naturaleza del problema, (2) se reconocen las características e influencia del perfil de meteorización y las estructuras heredadas, y (3) se reconocen los principales parámetros que afectan a la resistencia al corte.

Los parámetros importantes son: la resistencia al corte del suelo residual y roca meteorizada, particularmente la resistencia a lo largo de estructuras heredadas; la distribución de presiones de poros a lo largo de superficies críticas; y las variaciones de resistencia al corte y de presiones de poros con el tiempo y los desplazamientos a lo largo de las superficies críticas. El conocimiento de los perfiles típicos de meteorización que se desarrollan en diferentes situaciones litológicas proporcionan el modelo teórico para el entendimiento de estos parámetros.

Ambientes Geológicos

Se encuentran tres tipos de ambientes geológicos en el diseño de taludes en suelos residuales; estos son (1) roca homogénea y masiva, (2) estructura anisótropa de roca, y (3) estratos y estructura complejos. Estos ambientes geológicos están sujetos a intensidades diferentes de meteorización en áreas distintas y cada uno puede estar cubierto por una capa de coluvión.

Roca homogénea y masiva. Este ambiente geológico que consiste de roca masiva, más o menos homogénea, está asociado característicamente con granitos, gneiss, calizas y areniscas de estratificación gruesa, etc. Estas rocas generalmente poseen dos o tres sistemas de diaclasas, uno de los cuales frecuentemente es paralelo a la estratificación o exfoliación. También se presentan con frecuencia diaclasas corticales más o menos paralelas a la superficie del terreno. A las estructuras orientadas adversamente se les encuentra menos frecuentemente que en otros ambientes geológicos. Por lo tanto, los efectos de la meteorización resultan ser más significativos en el aspecto de la estabilidad.

Estructura anisótropa de roca. Este ambiente geológico se caracteriza por los esquistos, pizarras, y rocas sedimentarias delgadas, o interestratificadas, que buzan hacia

el corte. Existen en estos tipos de roca planos principales de deslidad tales como estratificación, exfoliación o clivaje que exhiben una orientación preferida, como resultado la estructura de la roca es el elemento más importante en el diseño de taludes. No solamente la estructura predominante puede ser adversa sino que también la meteorización puede variar ampliamente de capa a capa acentuando la debilidad estructural y produciendo profundidades de meteorización tremendamente variables. El cizallamiento previo a lo largo de capas débiles es casi general y las capas inclinadas permiten el desarrollo de altas presiones de poros en algunas capas. Además diaclasas corticales pueden ocurrir en las capas más gruesas.

Estratos y estructura complejos. La distribución y orientación de los tipos de roca y de las estructuras pueden ser tan complejas en ciertos ambientes geológicos que hacen casi imposible el describirlos y explorarlos adecuadamente. La distribución compleja puede no repetirse en otras porciones del talud, de modo que la exploración metódica de un área del corte puede no ser relevante a otra en el mismo corte. Un ejemplo de este tipo de terreno es aquel donde ocurren rocas falladas e intensamente plegadas. La influencia del perfil de meteorización es a menudo más importante en este ambiente que en áreas donde predomina la estructura anisótropa de roca. La estructura local puede también ser adversa pero no ocurre en una manera fácil de predecir y no es consistentemente adversa como en el caso de las rocas anisótropas.

Métodos de Diseño Disponibles

Existen tres métodos disponibles para el diseño de taludes en suelos residuales: (1) por precedente, (2) por una modificación del precedente y (3) por cálculos de estabilidad. Muchas situaciones se presentan donde los métodos (1) y (2) son más económicos que el método (3). El método (3) puede involucrar grandes gastos de tiempo y dinero, la mayor parte de las veces sin ninguna garantía absoluta de éxito. La aplicación del método (3) está por tanto limitada a situaciones especiales donde el gasto de tiempo y dinero puede justificarse.

Diseño por Precedente

El diseño por precedente funciona en forma óptima cuando se aplica a casos donde las condiciones climáticas y geológicas son similares a las del área en las que el diseño ha tenido previamente buenos resultados. El peligro en el diseño por precedente viene de extrapolar hacia un ambiente completamente diferente.

Considérense por ejemplo los cortes empinados (45 a 60°) que se usan con éxito en muchos de los taludes en suelo residual y roca meteorizada en Hawaii. Los buenos resultados obtenidos con estos taludes empinados son debidos

a que (1) las discontinuidades principales de la roca generalmente tienen inclinaciones menores que el ángulo de resistencia al corte residual, (2) muy raras veces se encuentran zonas de cizallamiento entre las capas, (3) los taludes tienen un drenaje interno adecuado debido a la permeabilidad alta de los basaltos a que el tipo de fracturas es bajo (véase la figura 15), y (4) existe una ausencia casi completa de estructuras geológicas continuas e inclinadas dentro de los límites de 20 a 70°. Sin embargo, fallas numerosas resultarían, ciertamente, si estos cortes empinados se usaran en áreas con otros tipos de roca y donde existen perfiles de meteorización y condiciones de aguas subterráneas normales. El diseño por precedente se aplica mejor a un ambiente geológico con estratos homogéneos y masivos. En el segundo tipo de ambiente geológico donde la roca tiene una estructura anisótropa, lo menos que puede decirse del uso exclusivo del precedente es que es peligroso. Sin embargo se puede aplicar precedente donde la litología y la estructura geológica de dos áreas son idénticas. El diseño por precedente en el tercer tipo de ambiente, de estratos y estructura complejos, puede ser adecuado para cortes de poca profundidad donde se pueden tolerar deslizamientos ocasionales. Empero, el diseño por precedente puede ser riesgoso para cortes profundos en un área donde los deslizamientos individuales podrían alterar la economía del proyecto.

Bermas. Las dos decisiones principales en el diseño por precedente se hacen sobre el uso de bermas y la selección de las pendientes para los diferentes materiales.

Las bermas se construyen para restringir las rupturas del talud a una sola zona, para proveer un área donde pueden recogerse los escombros de deslizamiento o los bolones provenientes de arriba, y para ayudar en la remoción de aguas de escorrentía que caen sobre la pendiente y así reducir la disección de la superficie del corte. La experiencia indica que las bermas proporcionan tales servicios en la mayoría de los casos. Sin embargo, es dudoso que la estabilidad integral de un talud se mejore más por medio de bermas que por medio de un solo talud con una pendiente ligeramente más baja (de modo que el volumen de excavación puede ser comparable en ambos casos).

Los aspectos desfavorables de las bermas son el frecuente deslizamiento de éstas durante las voladuras particularmente en la zona de roca meteorizada y aún en la de la roca no meteorizada, y la inducción por las mismas de distribuciones de esfuerzos objetables y no uniformes, los cuales pueden conducir a serios desmoronamientos. Las figuras 19a y b ilustran estas condiciones.

No obstante, cuando por consideraciones económicas es aconsejable introducir cambios de pendiente que correspondan con cambios en la profundidad, es una práctica proveer bermas de 4 a 5 m de ancho, como se enseñan en la figura 19c, en vez de usar una sola pendiente con cambio de pendiente sin tierra (véase la figura 19d). Sin embargo

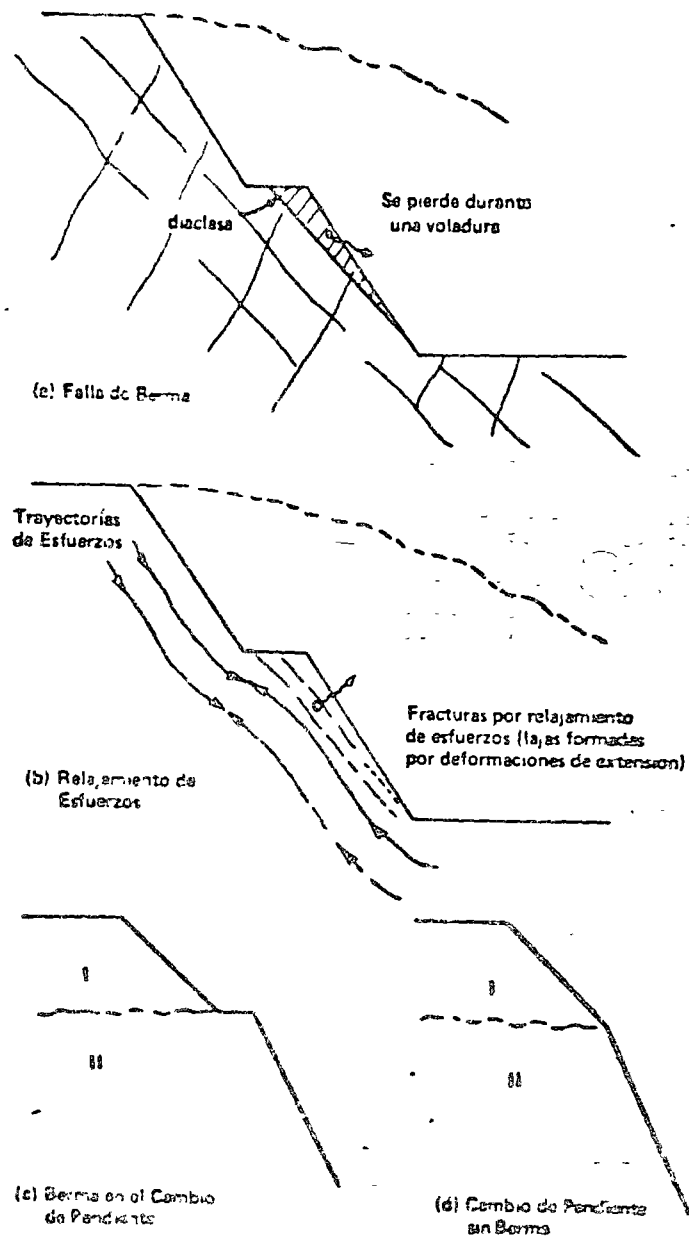


Figura 19 BERMAS A MITAD DE PENDIENTE

bargo recomendaríamos solamente dos bermas; una en el tope de la roca meteorizada (II), y la otra al tope de la roca no meteorizada (III). Podría ser deseable, ocasionalmente, una berma opcional y estrecha (4 m) en la base de la zona arcillosa, IB (véase la figura 20). En la roca no meteorizada, normalmente, no recomendaríamos bermas intermedias aunque los cortes tuvieran 50 a 75 metros de altura.

Pendientes. A pesar de que existe un precedente con amplios límites de variación en el diseño de pendientes para cortes en el suelo residual, como es el caso de suelos transportados, las pendientes de 2:1 (horizontal a vertical), o sea $26\frac{1}{2}^\circ$, constituyen aproximadamente el promedio de las pendientes que se usan en la práctica para las zonas IA, IB, y IC. Ciertamente se encuentran pendientes más bajas en la práctica y algunas existen en suelos residuales desarrollados en lutoiditas, por ejemplo, que tienen pendientes de 3:1 ($18\frac{1}{2}^\circ$) y aún menos. También se encuentran pendientes más altas, y las de $1\frac{1}{2}$:1 ($33\frac{1}{2}^\circ$) son relativamente comunes. Pendientes hasta de 1:1 han permanecido estables bajo ciertas circunstancias en cortes someros de hasta 5 o 10 m. En el suelo residual y roca altamente meteorizada que carecen de diaclasas continuas y que poseen drenaje adecuado, se han excavado pendientes de 60 y hasta 90° que han permanecido relativamente estables (véase la discusión previa sobre las pendientes en Hawai).

La roca meteorizada de la Zona IIA generalmente se corta con una pendiente de 1:1. Raras veces las pendientes de taludes, en este tipo de roca, son más bajas que $1\frac{1}{2}$:1 ($33\frac{1}{2}^\circ$) o más altas que $\frac{1}{2}$:1 ($63\frac{1}{2}^\circ$). Por razones de economía la roca relativamente no meteorizada normalmente se corta con pendientes muy altas desde aproximadamente $\frac{1}{2}$:1 (76°) hasta verticales.

Hemos resumido en la figura 20 los que a nuestro juicio son valores promedios de pendientes de acuerdo a precedente. Se muestra una pendiente de $1\frac{1}{2}$:1 para las zonas IA, IB y IC. (Se da una pendiente alterna de 2:1 para las zonas IA y IB). La roca meteorizada (II) se muestra con una pendiente de 1:1 y la roca no meteorizada (III) con una pendiente de $\frac{1}{2}$:1. Se indican también bermas con un ancho de 5 m en los toques de la roca meteorizada y no meteorizada. Se enseña una berma opcional en la base de la zona arcillosa IB.

Baker y Marshall (1958) han descrito los criterios de diseño para taludes en roca del West Virginia State Road Commission. De acuerdo a estos criterios bermas de 6 a 10 m de ancho son espaciadas verticalmente de 3 a 13 m en cortes de $\frac{1}{2}$:1 a $\frac{1}{4}$:1 para arenisca y lutita interestratificadas y de 1:1 para cortes mayores en lutita.

Baker y Marshall informan que se ha encontrado empíricamente que estas pendientes son adecuadas para la mayoría de las formaciones geológicas de West Virginia, Estados Unidos. Advierten los autores, sin embargo, que "debe también recordarse que las estructuras geológicas locales, tales como las posiciones de los planos de estratificación o diaclasado, pueden tener un efecto muy importante en la

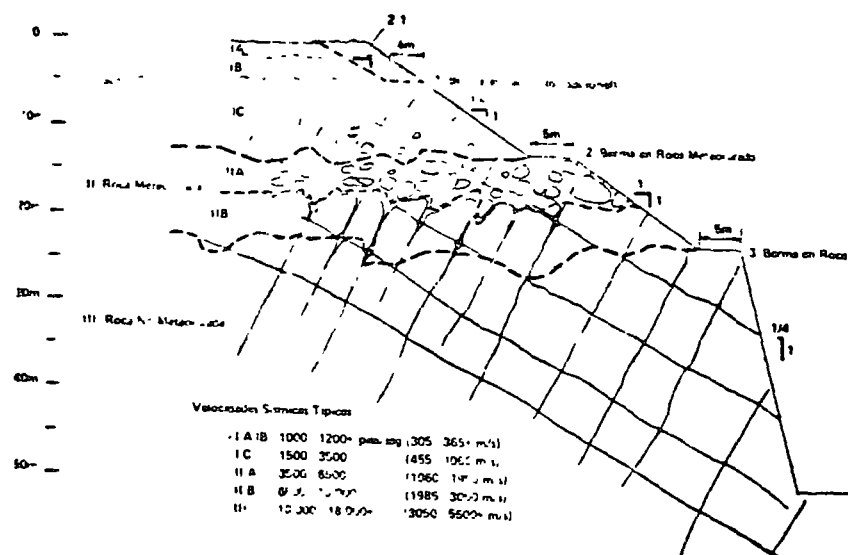


Figura 20. Trazado de talud típico.

tales de "taludes". Nuestra experiencia nos indica que la presencia no anticipada de estructuras heredadas es el factor que más frecuentemente conduce a la falla del talud cuando se diseña por precedente. Además una distribución irregular de coluvisión es difícil de tratar únicamente por medio de precedente.

Diseño por Modificación del Precedente

En este segundo método de diseño de taludes se modifica el diseño añadiendo, tal vez, ciertas medidas correctivas, de modo que éstas reflejen la influencia del perfil de meteorización, las estructuras heredadas, el régimen de agua subterránea y el coluvisión. En este método se supone que es posible localizar las áreas críticas con anterioridad a la construcción, o suficientemente al comienzo de la misma como para introducir, en forma económica, modificaciones al diseño original. Este método trae consigo una exploración detallada de superficie y también exploración de subsuelo en forma limitada pero variable. Es esencial aquí la observación meticulosa durante la construcción por personal experimentado y con un conocimiento completo de las suposiciones en el diseño para localizar las situaciones desfavorables que no fueron consideradas en el mismo. Esta observación de campo puede permitir también observaciones donde se aprovechan situaciones más favorables que las consideradas en el diseño original.

El método de diseño por modificación del precedente

es adecuado para obtener un perfil de roca base suficientemente masiva. Los métodos de diseño son necesarios en este caso debido a las variaciones en las condiciones geológicas, condiciones de agua subterránea y el desarrollo del perfil de meteorización. Este método es basado en una flexibilidad en el régimen de diseño de taludes en un ambiente geológico con estructuras heredadas. En este método, el precedente debe desempeñar un papel secundario con respecto a la exploración, al muestreo y al diseño basado en la evaluación de la resistencia al corte y de la orientación de estructuras penetrantes.

El método de diseño por modificación del precedente es probablemente el mejor de los métodos para el tercer ambiente geológico, de estratos y estructuras de al por ende uso exclusivo del precedente en este ambiente puede resultar en muchas fallas de taludes. En necesaria la exploración detallada y debe hacerse buen uso de los resultados de ella en los estudios de diseño. Sin embargo en áreas de estratos y estructuras complejas, muy pocas veces es económico desarrollar suficiente información como para permitir un análisis de estabilidad completo de cada talud.

El diseño por modificación del precedente requiere el uso de información sobre la estructura, la resistencia al corte y el agua subterránea.

Uso de información sobre la estructura. Se deben estudiar las orientaciones diversas de planes estructurales de debilidad heredados. No suficiente deben examinarse planes paralelos a la dirección del corte y que buzaran hacia el mismo, sino también deben considerarse rasgos estructurales que intersectan al corte y que forman cuñas potencialmente inestables (Wittke, 1965; John, 1963). Los resultados de los ensayos de corte de campo y laboratorio son necesarios para establecer los parámetros de resistencia al corte que se deben emplear en el cálculo del factor de seguridad. Si después de considerar debidamente la calidad de los datos se considera que el factor de seguridad es muy bajo, se debe entonces rebajar la pendiente diseñada o considerar medidas correctivas.

Uso de información sobre la resistencia al corte. Cuando se considera la estabilidad de las zonas de suelo residual IA, IB y IC, se debe decidir cuales son los parámetros apropiados de resistencia al corte y que han de usarse en los análisis de estabilidad. Los parámetros apropiados dependen del modo de fractura esperado. Es probable que las rupturas en las Zonas IA y IB corten materiales relativamente sin estructura, mientras que las rupturas en las Zonas IC e inferiores probablemente ocurran a lo largo de estructuras geológicas preexistentes.

Si la ruptura pudiera ocurrir a lo largo de estructuras heredadas, los parámetros de resistencia al corte a determinarse deben ser los de estructuras heredadas. La determinación de estos parámetros requiere ensayos de resistencia al corte directo de campo o de laboratorio. Se puede aplicar valores de resistencia al corte residual si existe evidencia de desplazamientos antiguos en la misma

dirección de los esperados. Sin embargo, si la dirección es diferente a la del cizallamiento previo se pueden obtener valores mayores que los de la resistencia al corte residual (Patton y Deere, 1971)

Los ensayos deben realizarse en muestras intactas si el cizallamiento pudiera comprometer total o parcialmente al suelo residual intacto o a roca meteorizada pero intacta. Deben determinarse valores drenados o sin drenar para las muestras intactas de acuerdo a las condiciones de falla anticipadas. A propósito de esto, nosotros trabajamos con ángulos de resistencia al corte drenada. Skempton y Hutchinson (1969) han descrito varios deslizamientos donde el ángulo de resistencia al corte residual desempeñó un papel importante en el análisis.

Si las diaclasas están cubiertas de materiales débiles estos también deben probarse. Se debe identificar las pruebas de resistencia al corte de acuerdo a la porción del perfil de meteorización que estas representan.

Uso de la información sobre agua subterránea. Basándose en el perfil de suelo y roca, las permeabilidades medidas, y los niveles piezométricos registrados, es posible a menudo esbozar aproximadamente la red de flujo que existió durante el estudio. Luego se puede estimar la forma de flujo anticipada durante las diferentes etapas de la construcción del corte y varios años después, incluyendo períodos de lluvia fuerte.

Los estudios de estabilidad de taludes mencionados anteriormente deben hacerse usando la red de flujo apropiada. Las medidas correctivas que involucran la construcción de drenes, pueden insinuarse por sí solas como maneras efectivas de aumentar la estabilidad durante la construcción, o permanentemente.

Es probable que la pregunta fundamental que debe responderse acerca del régimen local de agua subterránea se refiere a la posición del pie del corte con respecto a los materiales de permeabilidad más alta de la Zona II. Cuando la Zona II es interceptada por el corte, se mejora el drenaje y la estabilidad aumenta. Pero si se establece la base de un corte inmediatamente por encima del tope de la Zona II, las presiones de fluidos en esta zona podrían no ser aliviadas adecuadamente, mientras que los esfuerzos de cizallamiento por encima del corte sí aumentarían considerablemente. La ruptura de un corte como este podría suceder inesperadamente.

Nuestros estudios sugieren que las fluctuaciones en los niveles de agua subterránea de una estación o de una lluvia muy fuerte a otra, constituyen un aspecto importante en la estabilidad de taludes. El gran número de deslizamientos durante períodos de precipitación intensa (Vargas y Pichler, 1957; Barata, 1969) sugiere que deben asumirse niveles altos de agua subterránea (si existen las condiciones para su ocurrencia) aunque, en realidad, no se les haya medido. La magnitud de las situaciones varía de talud a talud dependiendo del grosor y distribución del

perfil de meteorización y de la duración e intensidad de la precipitación.

Diseño por Cálculos de Estabilidad

El tercer método de diseño está basado en cálculos de estabilidad con ligeras modificaciones debidas a precedentes. Ha sido en los últimos años que el desarrollo de la mecánica de suelos y rocas ha llegado al punto de hacer factible el empleo de este método en taludes en suelos residuales. Aún en la actualidad el método de cálculos de estabilidad no debe usarse sin considerar también al precedente donde quiera que este último se encuentre disponible. Los métodos apropiados de análisis han sido delineados por Wittke (1965), Morgenstern y Price (1965), Lowe (1967), Sultan y Seed (1967), Seed y Sultan (1967), John (1968), Skempton y Hutchinson (1969) y otros.

Este método de diseño de taludes es costoso donde quiera que la geología sea compleja dado que requiere el conocimiento completo de los principales defectos estructurales potenciales de la roca y de las características de resistencia al corte pertinentes, así como la distribución de presiones de fluidos. Este método de diseño puede proveer control positivo de aguas subterráneas y de erosión. Debe estar acompañado por observaciones meticulosas durante la construcción para asegurar de que no se ha descubierto ningún aspecto nuevo de la estructura geológica. Los métodos para incorporar los resultados de los programas de exploración y ensayo al análisis final y al diseño ya se han discutido en la sección de diseño por modificación del precedente.

Debe anotarse que solamente un talud ocasional de mucha importancia debe diseñarse en base a cálculos de estabilidad. Debe hacerse tal análisis sabiendo que la ruptura del talud es todavía posible debido a cualquier detalle significativo que se pasó por alto en la investigación o a nuestra incapacidad de anticipar el modo de ruptura y por tanto de aplicar el método de análisis correcto.

Sumario de los Problemas de Diseño Principales

En conclusión los problemas de diseño principales están relacionados con la resistencia al corte de los materiales, el control del agua, la erosión y el desmoronamiento.

Resistencia al corte de los materiales. Al considerarse la resistencia al corte de los materiales se debe estar seguro de incluir la evaluación de las resistencias de la Zona IB, diaclasas, fallas y estructuras heredadas, el material intacto de las Zonas IC, IIB y III, y el coluvión. También deben considerarse los problemas de excavación relacionados con la zona de transición, IIA.

Control del agua: El control del agua debe incluir un estudio de las aguas de escorrentía y subterráneas. Para el

drenaje de las aguas de escorrentía deben considerarse zanjaz interceptoras que puedan situarse detrás del tope del corte, y drenas en las bermas y en la base de los taludes. El mantenimiento de todos los drenes instalados debe hacerse en forma regular, de lo contrario se producirán condiciones de inestabilidad que se trata de prevenir por medio de los drenes. En cuanto al agua subterránea se refiere, debe darse atención al drenaje de las Zonas IIA y IIB, particularmente a uno u otro extremo de un corte donde persistan mantos. Se requieren también medidas de drenaje para la Zona IC a uno u otro lado de un corte donde el agua se filtra del talud. El drenaje del coluvión puede requerir atención especial.

Erosión y desmoronamiento. La erosión y el desmoronamiento del coluvión, deben prevenirse o de lo contrario se puede perder toda esta capa. Las zonas limosas, IC, son particularmente susceptibles a la combinación de erosión superficial y subterránea y se requieren medidas positivas para controlar este problema. Donde quiera que prevalezcan la erosión y el desmoronamiento es conveniente la construcción de una banqueta, o berma, para la limpieza de la base del talud.

Medidas Correctivas

En muchos casos es necesario incorporar en el diseño medidas correctivas que aseguren una estabilidad razonable para el corte. Estas medidas incluyen drenaje, barras de anclaje largas o tendones de acero, barras de anclaje cortas o espigas cementadas, muros de contención y revestimientos y tratamiento de la superficie (con aplicaciones de aerosol plástico, gunita o shotcrete, grama, y capas de grava o roca triturada). Algunas de estas medidas tienen por objeto prevenir desmoronamientos superficiales o erosión; otras ayudan a mejorar la estabilidad más profunda del talud. Los procedimientos correctivos empleados comúnmente se presentan en el provechoso volumen Landslides and Engineering Practice (Highway Research Board, Special Report 29, 1958), particularmente en los artículos por Root (1958), Baker y Marshall (1958) y Baker y Yoder (1958). Los artículos más recientes que tratan sobre este asunto son los de Costa Nuñez (1963, 1969), Barata (1969), DeFries (1971), y Whitney et al. (1971). Costa Nuñez (1969) describe uno de los trabajos correctivos más interesantes, en el cual se construyeron cortinas protectoras de arriba hacia abajo. Esta técnica ofrece la ventaja de proteger a los trabajadores de deslizamientos posteriores a medida que progresa el trabajo.

En nuestro propio trabajo hemos hecho uso frecuente de (1) drenaje por medio de perforaciones horizontales hasta de 100 m de longitud a partir del pie del talud o desde un túnel debajo del mismo, y (2) drenaje mediante el bordeo de pozos verticales durante la estación lluviosa. En dos lugares diferentes los niveles freáticos, los cuales

eran de 10 a 20 m más altos que lo normal durante épocas de precipitación alta o deshielo. Fueron depurados efectivamente en una cantidad de metros similar, por medio del drenaje establecido.

También se usaron cables de anclaje hasta de 20 metros de largo para estabilizar porciones de talud en las zonas IIB o III. En algunos casos las barras de anclaje se han tensionado hasta 50,000-70,000 libras, en otros las barras usadas han sido espigas cementadas sin tensionar. En unas pocas oportunidades, donde quiera que la geometría del sitio requiera pendientes más altas que la normal se excavaron cortes de alzadas pequeñas y se estabilizó el diaclasado adverso por medio de barras de 5 a 10 m de longitud.

Nos gustaría informar sobre nuestra última experiencia: la estabilización del coluvión, suelo residual y roca meteorizada sobre el portal de un túnel en el oeste de los Estados Unidos. El coluvión y el suelo residual fueron cortados con pendientes de 1½:1 y un camino preexistente proveyó una berma o banqueta con drenes en la base de estos materiales. Debido a la naturaleza débil y frías de la zona saprolítica, IC, la cual se había desarrollado sobre granito, recomendamos que tal zona y la de transición, Zona IIA, fueron cortadas con una pendiente de 1:1. Seguidamente se cubrió el talud con una malla de acero y se le ancló a espigas cementadas sin tensionar de 2½ m de largo y 2½ m aparte. Luego se trató el talud con 7 a 10 cms. de gunita. De este modo la gunita reforzada se mantuvo en posición por medio de las espigas de acero y se previno la erosión, desmoronamiento y descascamiento del talud constituido por un material con características de suelo. La roca parcialmente meteorizada Zona IIB, se cortó con una pendiente de ¾:1 y también se le trató con malla de alambre, gunita y espigas cementadas.

AGRADECIMIENTO

Queremos expresar nuestro aprecio a Alberto S. Nieto-Pescetto, estudiante graduado en Geología Aplicada a la Ingeniería de la Universidad de Illinois, Estados Unidos, por la traducción de esta memoria al español.

REFERENCIAS

- Anderson, R. A., and R. L. Schuster (1970) "Stability of slopes in clay shales interbedded with Columbia River basalt," Proc. 8th Ann. Engr. Geol. and Soils Engr. Symp., Idaho State Univ., Pocatello, pp. 273-284.
- Baker, R. F., and H. E. Marshall (1958) "Control and correction," Chapter 8 in Landslides and Engineering Practice, Highway Research Board, Spec. Rept. 29, NAS-NRC Publ. 544, Washington, D. C., pp. 150-188.

- Baker, R. F., and E. J. Yoder (1958) "Stability analyses and design of control methods," Chapter 9 in Landslides and Engineering Practice, Highway Research Board, Spec. Rept. 29, NAS-NRC Publ. 544, Washington, D. C., pp. 189-216.
- Barata, F. E. (1969) "Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro," Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, Vol. II, pp. 507-516.
- Birk, A. J. J. (1967) "Structural geomorphology and morpho-climatic zonation in the central highlands, Australian New Guinea," in Landform Studies from Australia and New Guinea, C. N. Jennings and J. A. Mabbutt, ed., Australian Nat. Univ. Press, Canberra, pp. 26-47.
- Bjerrum, L. (1966) "Mechanism of progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clay and clay shales" Third Terzaghi Lecture presented before ASCE, Miami, Feb. 1, 1966, Norwegian Geotech. Instit., Oslo, 67 pp. (Also, ASCE Jour. Soil Mech., (1967) Vol. 93, SM5, pp. 3-49.)
- Blackwelder, E. (1925) "Exfoliation as a phase of rock weathering," Jour. Geology, Vol. 33, No. 8, pp. 793-806.
- Branner, J. C. (1896) "Decomposition of rocks in Brazil," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 7, pp. 255-314.
- Bretz, J. H. (1940) "Solution cavities in the Joliet limestone of northeastern Illinois," Jour. Geology, Vol. 48, No. 4, pp. 337-384.
- Brock, R. W. (1943) "Weathering of igneous rocks near Hong Kong," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 54, pp. 717-738.
- Brooker, E. W., and I. H. Anderson (1970) "Rock mechanics in damsite location," Proc. 5th Canadian Rock Mech. Symp., Toronto: Mines Branch, Dept. Energy, Mines and Resources, Ottawa, pp. 75-90.
- Brooker, E. W., and H. O. Ireland (1965) "Earth pressure at rest; related to stress history," Canadian Geotech. Jour., Vol. 2, No. 1, pp. 1-15.
- Bryan, K. (1940) "The retreat of slopes," Annals. Assoc. Amer. Geographers, Vol. 30, pp. 254-268.
- Chandler, R. J. (1969) "The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper marl," Geotechnique, Vol. 19, No. 3, pp. 321-334.
- Costa Nunes, A. J. da (1963) "Estabilizacao de taludes em capas residuais de origem granito-gnaissica," Proc. 2nd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Brazil, Vol. II, pp. 383-394.
- Costa Nunes, A. J. da (1969) "Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms," Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, Vol. II, pp. 547-554.
- D'Appolonia, E., R. Alperstein, and D. J. D'Appolonia (1967) "Behavior of a colluvial slope," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 93, SM4, pp. 447-473.
- Deere, D. U. (1957) "Seepage and stability problems in deep cuts in residual soils," Charlotte, North Carolina, Proc. Amer. Railway Engr. Assoc., Vol. 58, pp. 738-743.
- Deere, D. U., and F. D. Patton (1967) "Effect of pore pressures on the stability of slopes," Paper presented at joint GSA-ASCE Symp., New Orleans, Nov. 21, 1967.
- Deere, D. U., A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton, and E. J. Cording (1967) "Design of surface and rear-surface construction in rock," Chapter 11 in Failure and Breakage of Rock, C. Fairhurst, ed., 8th Symp. on Rock Mech., AIME, New York, pp. 233-302.
- DeFries (1971) Personal communication. Also see paper this conference by DeFries, C. K., and E. P. Stolk, "Grandes rellenos fundados sobre suelo residual" (High fills on residual soils).
- Derby, C. A. (1896) "Decomposition of rocks in Brazil," Jour. Geology, Vol. 4, No. 5, pp. 529-540.
- Drouhin, G., M. Gautier, and F. Dervieux (1948) "Slide and subsidence of the hills of St. Raphael-Telemly," Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Rotterdam, Vol. V, pp. 104-106.
- Early, K. R., and K. R. Dyer (1964) "The use of a resistivity survey on a foundation site underlain by karst dolomite," Geotechnique, Vol. 14, No. 4, pp. 341-348.
- Evdokimov, P. D., and R. A. Chirbaev (1966) "Quelques lois de la resistance au cisaillement des ouvrages de retenue en beton sur fondations rocheuses," Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, Vol. II, pp. 661-666.
- Ferguson, H. F. (1967) "Valley stress release in the Allegheny Plateau," Engr. Geology, Vol. 4, No. 1, pp. 63-71.
- Fleming, R. W., G. S. Spencer, and D. C. Banks (1970) "Empirical study of behavior of clay shale slopes," U. S. Army Engineers Nuclear Cratering Group, Livermore, Calif. (Report in preparation)
- Fookes, P. G. (1965) "Orientation of fissures in stiff over-consolidated clay of the Siwalik system," Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 195-206.
- Fookes, P. G., and E. Denness (1969) "Observational studies of fissure patterns in cretaceous sediments of south-east England," Geotechnique, Vol. 19, No. 4, pp. 453-477.
- Fookes, P. G., and P. Horswill (1970) "Discussion on engineering grade zones," Proc. Conf. on In-Situ Investigations in Soils and Rocks, British Geotech. Soc., London, pp. 53-57.
- Foose, R. M. (1953) "Ground water behavior in the Hetchey Valley," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 64, pp. 623-646.
- Fox, P. P. (1957) "Geology exploration and drainage of the Serra slide, Santos, Brazil," Engr. Geol. Case Histories, No. 1, pp. 17-23.
- Freeze, R. A., and P. A. Witherspoon (1966) "Theoretical analysis of regional groundwater flow: 1. Analytical and numerical solution to the mathematical model," Water Resources Research, Vol. 2, No. 4, pp. 641-656.
- Freeze, R. A., and P. A. Witherspoon (1967) "Theoretical analysis of regional groundwater flow: 2. Effect of

- water-table configuration and subsurface permeability variation," *Water Resources Research*, Vol. 3, No. 2, pp. 623-634.
- Freise, F. W. (1935) *Erscheinungen des Erdfließens im Tropenwald, Beobachtungen aus brasilianischen Kautschukwäldern*, *Zeitsch. f. Geomorph.*, Vol. 9, pp. 88-98.
- Freise, F. W. (1938) *Inselberge und Inselberg-Landschaften in Granitund Gneisgebiete Brasiliens*, *Zeitsch. f. Geomorph.*, Vol. 10, pp. 137-168.
- Goldner, H. Q., and L. G. Soderman (1963) "Merits and mistakes of geophysics in civil engineering," *Proc. 2nd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr.*, Brazil, Vol. 1, pp. 513-531.
- Gruner, E., and G. Gruner (1953) "Muram and decomposed rock as construction materials for earth dams," *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Zurich, Vol. II, pp. 245-249.
- Gullixson, R. L. (1958) "Foundation grouting, McNary Dam, Oregon and Washington," *Engr. Geol. Case Histories*, No. 2, pp. 5-8.
- Guyod, H. (1964) "Use of geophysical logs in soil engineering," *ASTM STP 351, Symp. on Soil Expl.*, pp. 74-85.
- Harrol, A. (1961) "A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks," *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Paris, Vol. II, pp. 771-774.
- Hendron, A. J., Jr. (1963) "The behavior of sand in one-dimensional compression," *Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana*, 283 pp.
- Hendron, A. J., Jr., and E. J. Cording (1968) *Personal communication.*
- ✓ Henkel, D. J. (1967) "Local geology and the stability of slopes," *ASCE Jour. Soil Mech.*, Vol. 93, SM4, pp. 437-446.
- Henkel, D. J., and Yudhbir (1966) "The stability of slopes in Siwalik rocks in India," *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, Vol. II, pp. 161-165.
- Highway Research Board (1958) *Landslides and Engineering Practice, Committee on landslide investigations, Hwy. Res. Bd. Spec. Rept. 29, NAS-NRC Publ. 544, Washington, D. C.*, 232 pp.
- Holdredge, C. P. (1957) "Geological report on damsites in the John Day Basin, Oregon," *Engr. Geol. Case Histories*, No. 1, pp. 25-32.
- Hubbert, M. K. (1940) "The theory of ground-water motion," *Jour. Geology*, Vol. 48, No. 8, pp. 785-944.
- Jacger, F. (1927) *Die Oberflachenformen im periodisch trockenen Tropenklima mit uberwiegender Trockenzeit: Morphologie der Klimazonen (F. Thornbecke, ed.)*, *Dusseldorfergeogr. Vort. u. Erort (Breslau)*.
- Jennings, J. E. (1966) "Building on dolomites in the Transvaal," *Civil Engr. in South Africa (Trans. South African Instit. Civil Engr.)*, Vol. 8, No. 2, pp. 41-62.
- Jennings, J. E. (1970) *Personal communication.*

- Jennings, J. E., A. B. A. Brink, A. Louw, and G. D. Gowan (1965) "Sinkholes and subsidences in the Transvaal dolomite of South Africa," *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Montreal, Vol. I, pp. 51-54.
- John, K. W. (1960) "Graphic stability analysis of slopes in jointed rock," *ASCE Jour. Soil Mech.*, Vol. 94, No. SM2, pp. 497-526.
- ✓ Kanji, M. A. (1970) "Shear strength of soil-rock interfaces," *M. S. Thesis, Dept. of Geology, University of Illinois, Urbana*, 69 pp.
- Kempe, W. F. (1968) "Core orientation," *Proc. 6th Ann. Engr. Geol. and Soils Engr. Symp.*, Idaho Dept. Hwys., Boise, Idaho, pp. 23-44.
- ✓ Kenney, T. C. (1967) "The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils," *Proc. Geotech. Conf.*, Oslo, Norwegian Geotech. Instit., Vol. I, pp. 123-129.
- Kiersch, G. A., and R. C. Treasher (1955) "Investigations, areal and engineering geology--Folsom Dam Project, central California," *Econ. Geology*, Vol. 50, No. 3, pp. 271-310.
- Knill, J. L., and K. S. Jones (1965) "The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of the Roseires, Kariba and Latayan dams," *Geotechnique*, Vol. 15, No. 1, pp. 94-124.
- Korzhenko, L. I., and V. B. Shwets (1965) *Discussion, Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Montreal, Vol. III, pp. 293-294.
- Krinitzsky, E. L., and C. R. Kolb (1969) "Geological influences on the stability of clay shale slopes," *Proc. 7th Ann. Engr. Geol. and Soils Engr. Symp.*, Idaho Dept. Hwys., Boise, pp. 160-175.
- Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes de Casablanca (1968) "Etude des caracteristiques de clacaires marneux par essais 'in situ' et essais en laboratoire," *Direct. de l'Hydraulique (Maroc), Proc. Int. Symp. Rock Mech.*, Madrid (publ. 1970) pp. 201-220.
- Laboratorio Nacional de Engenharia Civil (L.N.E.C.), Lisbon, Portugal (1965) *Personal communication.*
- Lacroix, Y. (1971) *Personal communication.*
- Ladd, G. E. (1935) "Landslides, subsidences, and rockfalls," *Proc. Amer. Railway Engr. Assoc.*, Vol. 36, pp. 1091-1162.
- ✓ Li, C. Y., and O. Mejia V. (1967) "Building earth dams in a region of residual soil in Colombia," *Proc. 3rd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr.*, Caracas, Vol. II, pp. 65-76.
- Little, A. L. (1967) "Laterites," *Proc. 3rd Asian Regional Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Haifa, Israel, Vol. II, pp. 61-71.
- Little, A. L. (1969a) "Definition, formation and classification," *General Report, Spec. Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Vol. II, pp. 1-11.

- Little, A. L. (1969b) "The engineering classification of residual tropical soils," Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, Vol. I, pp. 1-10.
- Little, A. L. (1970) Discussion on engineering grade zones, Proc. Conf. on In-Situ Investigations in Soils and Rocks, British Geotechn. Soc., London, pp. 57-58.
- Loures, R. A., and P. L. Handy (1968) "Shear strength of some Hawaiian latosols," Proc. 6th Ann. Engr. Geol. and Soils Engr. Symp., Idaho Dept. Hwys., Boise, pp. 64-83.
- Lehnes, R. A., R. O. Fish, and T. Demirel (1971) "Engineering properties of selected Puerto Rican oxisols and ultisols," Preprint, 50th Ann. Meeting Hwy. Res. Bd., Washington, D. C., Jan. 1971, 14 pp.
- Lowe, J. III (1967) "Stability analysis of embankments," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 93, No. SM4, pp. 1-33.
- Lumb, P. (1962) "The properties of decomposed granite," Geotechnique, Vol. 12, No. 3, pp. 226-243.
- Lumb, P. (1965) "The residual soils of Hong Kong," Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 180-194.
- Lutton, R. J., and D. C. Banks (1970) "Study of clay shale slopes along the Panama Canal," Report 1, East Culebra and West Culebra slides and the model slope, Tech. Rept. S-70-9, U. S. Army Engineer Waterways Expt. Sta., Vicksburg, Miss. 285 pp.
- Mabbutt, H. J. (1961) "'Basal surface' or 'weathering front'" Proc. Geol. Assoc., Vol. 72, pp. 357-358.
- Macdonald, G. A., and A. T. Abbott (1970) Volcanoes in the Sea: the Geology of Hawaii, Univ. of Hawaii Press, Honolulu, 441 pp. (esp. chapters 8, 9, and 10 on rock weathering and soils, stream erosion, and mass transfer)
- Macdonald, G. A., D. A. Davis, and O. C. Cox (1960) Geology and Ground Water Resources of the Island of Kauai, Hawaii, Bull. 13. Hawaii Div. of Hydrography, 212 pp.
- Mackey, S., and T. Yamashita (1967) "Soil conditions and their influence on foundations of waterfront structures in Hong Kong," Proc. 3rd Asian Regional Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Haifa, Israel, Vol. I, pp. 220-224.
- Meidev, T. (1967) "New methods in the application of seismic techniques to the determination of rock and soil properties," Proc. 3rd Asian Regional Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Haifa, Israel, Vol. I, pp. 342-344.
- Meyboom, P. (1966) "Current trends in hydrogeology," Earth Science Rev., Vol. 2, Elsevier Publ. Co., Amsterdam, pp. 345-364.
- Mohan, D. (1957) "Consolidation and strength characteristics of Indian black cotton soils," Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., London, Vol. 1, pp. 74-76.
- Monahan, C. J. (1968) "Reservoirs in volcanic terrain," Symp. on Reservoir Leakage and Ground Water Control, Assoc. Engr. Geol., Seattle, 18 pp.
- Moneyaker, B. C. (1968) "Reservoir leakage in limestone terranes," Symp. on Reservoir Leakage and Ground Water Control, Assoc. Engr. Geol., Seattle.
- Moore, R. W. (1965) "Geophysics, a diamond in the rough, presents several facets useful to the geologist and

- engineer," Proc. 3rd Ann. Engr. Geol. and Soils Engr. Symp., Idaho Dept. Hwys., Boise, pp. 41-64.
- Morgenstern, N. R., and V. E. Price (1965) "The analysis of the stability of general slip surfaces," Geotechnique, Vol. 15, pp. 79-93.
- Morgenstern, N. R., and J. S. Tchalenko (1967) "Microscopic structures in Kadin subjected to direct shear," Geotechnique, Vol. 18, No. 4, pp. 309-328.
- Moye, D. G. (1955) "Engineering geology for the Snowy Mountain scheme," Jour. Instit. of Engineers, Australia, Vol. 27, pp. 287-298.
- Moye, D. G. (1967) "Diamond drilling for foundation exploration," Instit. of Engineers, Australia, Civil Engr. Trans., April, pp. 95-100.
- Murphy, V. J., and R. J. Holt (1959) "Engineering seismology applications in deep weathered rock areas," Proc. 1st Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, Vol. II, pp. 889-902.
- Neto, Nopoles, A. F. (1967) Discussion on metamorphic and residual soils, Proc. 3rd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Caracas, Vol. II, pp. 126-133.
- Niccum, M. R. (1967) "A guide for foundation investigations in the basalts at the National Reactor Testing Station, Idaho," Proc. 5th Ann. Engr. Geol. and Soils Engr. Symp., Idaho State Univ., Pocatello, pp. 65-92.
- Patton, F. D. (1966) "Multiple modes of shear failure in rock," Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, Vol. I, pp. 509-513.
- Patton, F. D., and D. U. Deere (1971) "Significant geologic factors in rock slope stability," Proc. Open Pit Mining Symp., Johannesburg, South Africa, Sept. 1970, (In press).
- Peck, R. B. (1963) General report, Session 1, Soil Properties, Proc. 2nd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Brazil, Vol. II, pp. 449-455.
- Peterson, R. (1968) "Rebound in the Bearpaw shale in Western Canada," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 69, pp. 1113-1124.
- Queiroz, L de A. (1965) Discussion on mechanism of development of slips in embankments and slopes, Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Montreal, Vol. III, pp. 542-544.
- Roberts, G. D. (1970) "Soil formation and engineering applications," Bull. Assoc. Engr. Geol., Vol. 7, No. 1 and 2, pp. 87-105.
- Robertshaw, J., and P. D. Brown (1955) "Geophysical methods of exploration and their application to civil engineering problems," Proc. Inst. Civil Engr., London, Vol. 4, Pt. 1, Sept., pp. 644-690.
- Rocha, M. (1964) "Mechanical behavior of rock foundations in concrete dams," Trans. 8th Cong. on Large Dams, Edinburgh, Vol. 1, Quest. No. 28, R. 44, pp. 785-831.
- Rocha, M. (1970) Discussion on integral sampling, 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrade (publ. expected in Vol. 4 of Proc.)

- Root, A. W. (1958) "Prevention of landslides," Chapter 7 in Landslides and Engineering Practice, Highway Research Board, Spec. Rept. 29, NAS-NRC Publ. 544, Washington, D. C., pp. 113-149.
- Rousseau, J., G. Monek, and R. Achain (1965) "Contribution a l'etude des correlations existant entre les caracteristiques geotechniques et geologiques d'une formation meuble," Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Montreal, Vol. I, pp. 112-115.
- Ruiz, M. D., F. P. Camargo, N. F. Midea, and C. M. Nieble (1968) "Some considerations regarding the shear strength of rock masses," Proc. Int. Symp. on Rock Mech., Madrid (publ. 1970), pp. 159-169.
- Ruxton, B. P. (1958) "Weathering and subsurface erosion in granite at the piedmont angle, Balos, Sudan," Geological Magazine, Vol. 95, No. 5, pp. 329-377.
- ✓ Ruxton, B. P., and L. Berry (1957) "Weathering of granite and associated erosional features in Hong Kong," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 68, pp. 1263-1292.
- Sapper, K. (1935) "Geomorphologie der feuchten Tropen," Geogr. Schriften, Leipzig, Heft 7, 154 pp.
- Saunders, M. K., and P. G. Fookes (1970) "A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation engineering," Engineering Geology, Elsevier Publ. Co., Amsterdam, Vol. 4, pp. 289-325.
- Scharon, L., R. Uhley, and T. Meidev (1959) "Subsurface investigations of a plant site," Mining Engineering, Vol. 11, No. 2, pp. 215-218.
- Schnitter, M. J., and T. R. Schneider (1970) "Abutment stability investigations for Emosson arch dam," Trans. 10th Int. Cong. Large Dams, Montreal, Vol. II, Quest. No. 37, R. 4, pp. 69-87.
- Schuster, R. L. (1969) "Clay-shale interbeds of the Columbia Plateau," Spec. Session No. 10, Engr. Prop. of Clay Shales, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, 3 pp.
- Scott, J. S., and E. W. Brooker (1968) "Geological and engineering aspects of Upper Cretaceous shales in Western Canada," Geol. Survey of Canada, Paper 66-37, 75 pp.
- Seed, H. B., and H. A. Sultan (1967) "Stability analyses for a sloping core embankment," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 93, No. SM4, pp. 69-33.
- Serafim, J. L., and J. J. B. Lopez (1961) "'In situ' shear tests and triaxial tests of foundation rocks of concrete dams," Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Paris, Vol. I, pp. 533-539.
- Sironett, D. S. (1967) "Landslide distribution and earthquakes in the Bewani and Torricelli Mountains, New Guinea, statistical analysis," in Landform Studies from Australia and New Guinea, J. N. Jennings and J. A. Mabbutt, ed., Australian Nat. Univ. Press, Canberra, pp. 64-84.
- ✓ Skempton, A. W. (1964) "Long-term stability of clay slopes,"

- Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 77-101.
- Skempton, A. W., and A. G. Davis (1966) Classification of weathering in R. J. Chandler (1969)
- ✓ Skempton, A. W., and F. A. DeLory (1957) "Stability of natural slopes in London clay," Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., London, Vol. II, pp. 378-381.
- Skempton, A. W., and J. Hutchinson (1969) "Stability of natural slopes and embankment foundations," Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, State-of-the-art volume, pp. 291-340.
- Sowers, G. B., and G. F. Sowers (1970) Introductory Soil Mechanics and Foundations, 3rd ed., The Macmillan Co., New York, 556 pp.
- Sowers, G. F. (1953) "Soil problems in the southern Piedmont region," Proc. ASCE, Vol. 80, Separate 416, 18 pp.
- ✓ Sowers, G. F. (1963) "Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks," Proc. 2nd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Brazil, Vol. I, pp. 39-61.
- Sowers, G. F. (1967a) Discussion, Proc. 3rd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Caracas, Vol. III, pp. 135-143.
- ✓ Sowers, G. F. (1967b) Discussion, Proc. 3rd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Caracas, Vol. III, pp. 160-161.
- Sowers, G. F., and C. M. Kennedy (1967) "High volume change clays of the southeastern coastal plain," Proc. 3rd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Caracas, Vol. II, pp. 105-120.
- Stearns, H. T., and G. A. Macdonald (1942) Geology and Ground Water Resources of the Island of Maui, Hawaii, Bull. 7, Hawaii Div. of Hydrography, 344 pp.
- ✓ St. John, B. J., G. F. Sowers, and CH. E. Weaver (1969) "Slickensides in residual soils and their engineering significance," Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Mexico, Vol. II, pp. 591-597.
- Sultan, H. A., and H. B. Seed (1967) "Stability of sloping core arch dams," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 93, No. SM4, pp. 45-67.
- Terzaghi, K. (1958) "Design and performance of the Sasumua Dam," Proc. Instit. Civil Engr., London, Vol. 9, pp. 369-394.
- Terzaghi, K., and R. B. Peck (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 729 pp.
- Thomas, M. F. (1966) "Some geomorphological implications of deep weathering patterns in crystalline rocks in Nigeria," Trans. Instit. British Geographers, Vol. 40, pp. 173-193.
- Thornbecke, F. (1927) Der Formenschatz im periodisch trockenen Tropenklima mit uberwiegender Regenzeit: Morphologie der Klimazonen (F. Thornbecke, ed.), Dusseldorfer geogr. Vort u Erort (Breslau).

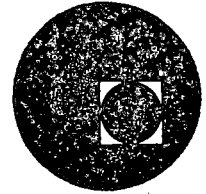
- Toth, J. A. (1963) "A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins," Jour. Geophysical Res., Vol. 68, No. 16, pp. 4795-4812.
- Underwood, L. B. (1967) "Classification and identification of shales," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 93, SM6, pp. 97-116.
- Uriel Romero, S. (1966) "In situ direct shear test with saturation of the rock, and interpretation of the great shear test in nature," Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, Vol. I, pp. 353-357.
- Vargas, M. (1953) "Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil," Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Zurich, Vol. I, pp. 67-71.
- Vargas, M. (1963) General discussion, Proc. 2nd Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Engr., Brazil, Vol. II, pp. 539-541.
- Vargas, M. (1969) "Residual soil sampling," Proc. Spec. Session No. 1 on Soil Sampling, 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Publ. by Int. Group on Soil Sampling, Melbourne, Australia, pp. 50-53.
- Vargas, M., and E. Pichler (1957) "Residual soil and rock slides in Santos (Brazil)," Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., London, Vol. II, pp. 394-398.
- Vargas, M., F. P. Silva, and M. Tubio (1965) "Residual clay dams in the state of Sao Paulo, Brazil," Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr., Montreal, Vol. II, pp. 578-582.
- Varnes, D. J. (1950) "Relation of landslides to sedimentary features," in Applied Sedimentation, P. D. Trask, ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 229-246.
- Waters, A. C. (1955) "Geomorphology of south-central Washington, illustrated by the Yakima East Quadrangle," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 66, pp. 663-684.
- Weinert, H. H. (1961) "Climate and weathered Karoo dolerites," Nature, Vol. 191, No. 4786, pp. 325-329.
- Wentworth, C. K. (1943) "Soil avalanches on Oahu, Hawaii," Bull. Geol. Soc. Amer., Vol. 54, Jan., pp. 53-64.
- White, S. E. (1949) "Processes of erosion on steep slopes of Oahu, Hawaii," Amer. Jour. Science, 247, pp. 168-186.
- Whitney, H. H., G. F. Sowers, and R. Carter (1971) "The Rockwood Tennessee slides in residual soils from shale and limestone," (this conference).
- Wilson, S. D. (1970) "Observational data on ground movements related to slope stability," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 96, No. SM5, pp. 859-881.
- Wilson, S. D., and D. Marano (1968) "Performance of Muddy River embankment," ASCE Jour. Soil Mech., Vol. 94, SM4, pp. 859-881.
- Wittke, W. (1965) Verfahren zur Berechnung der Stand-sicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschungen (Method to analyze the stability of rock slopes with and without additional loading), Rock Mech. and Engr. Geol., Suppl. II, Springer, Vienna, pp. 52-79.

- Zaruba, Q., and V. Mencl (1969) Landslides and Their Control, Czechoslovak Academy of Science, Elsevier, New York, 202 pp.





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



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA



CONFERENCIA DEL ING. JESUS ALBERRO A.

ENERO DE 1976.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

Teléfonos: 521-30-95 521-73-35



Centro de Educación y Estudios
 de Estudios de Ingeniería y
 Tecnología

INSTITUTO NACIONAL DE ESTANDARES Y TECNOLOGÍA

INSTITUTO NACIONAL DE ESTANDARES Y TECNOLOGÍA

13 11 2019

INSTITUTO NACIONAL DE ESTANDARES Y TECNOLOGÍA
 CENTRO DE EDUCACIÓN Y ESTUDIOS DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Jesus Alberto
 "Presas de tierra y concreto"
 Editores: Raúl J. Marsal
 Daniel Resendiz
 Limusa Wiley - 1975

Estabilidad de masas rocosas

INTRODUCCIÓN

El análisis de la estabilidad de una masa rocosa consta de tres partes:

a) *Obtención de las características geométricas y mecánicas del macizo.* Es fundamental efectuar un levantamiento de las discontinuidades geológicas presentes en el sitio y determinar el ángulo de fricción entre los bloques de roca delimitados por juntas, fallas o planos de estratificación. Las pruebas *in situ* descritas en el cap 11 y los levantamientos geológicos proporcionan dicha información. Es importante, además, determinar la localización del nivel freático, y en ciertos casos el estado de esfuerzos tectónicos y la deformabilidad de la masa rocosa.

b) *Idealización del problema analizado.* Con base en los datos obtenidos durante la etapa de reconocimiento, se elabora una idealización cualitativa del comportamiento del macizo bajo el efecto de las cargas impuestas por la obra. Por ejemplo, tratándose de taludes, deben definirse los mecanismos de falla cinemáticamente admisibles, de acuerdo con la configuración geométrica de las discontinuidades geológicas de la masa. En esta etapa del proceso de análisis también tienen que cuantificarse las solicitaciones impuestas por la obra al macizo, particularmente las cargas hidráulicas ocasionadas por el flujo de agua en las fracturas.

c) *Análisis cuantitativo de la estabilidad.* Al respecto, el ingeniero emplea métodos de análisis adaptados a la idealización cualitativa del problema, utilizando parámetros de resistencia y deformabilidad convenientes e introduciendo las solicitaciones predeterminadas. Por ejemplo, al evaluar la estabilidad de un talud usará un método de análisis límite en el que intervienen únicamente los parámetros de resistencia, mientras que, tratándose de una excavación subterránea, es necesario determinar el estado general de esfuerzos y deformaciones en su contorno, para lo cual debe valorar la deformabilidad de las masas de roca involucradas.

Como la mecánica de las rocas se encuentra en una etapa preliminar de desarrollo, los métodos de análisis plenamente confirmados por la experiencia son reducidos. A continuación se presentan algunos ejemplos de análisis de las cargas hidráulicas generadas por el flujo de agua en la cimentación de una presa y de la estabilidad de taludes naturales en roca y de excavaciones subterráneas.

16.1 FLUJO DE AGUA

Se presenta el análisis del flujo de agua a través de un macizo rocoso, insistiendo sobre la magnitud de las solicitaciones impuestas a la masa por el agua, a fin de incorporar este dato en el análisis de su estabilidad.

El modelo matemático propuesto toma en cuenta la anisotropía en el flujo inducida por las fisuras, definidas mediante su profundidad, ancho medio y distribución geométrica. Al no considerar esta anisotropía, los modelos de flujo en medios porosos, homogéneos e isotropos, conducen, en el caso de estructuras rocosas, a resultados erróneos.

16.1.1 Modelo matemático. El que se ha planteado (Cruickshank, 1970a) utiliza las hipótesis:

- a) las fracturas son verticales y de ancho constante en toda su profundidad (de 1 mm a 2 cm)
- b) las fracturas se extienden desde la superficie del terreno hasta la cota del lecho fluvial.

En esa forma, el sistema de fracturas puede estudiarse como una red de canales en que los extremos de cada uno son los cruces de las fracturas, o sea los nudos de la red.

La solución de la red se obtiene planteando la ecuación de fricción hidráulica para cada canal. Se tomó para el coeficiente de fricción hidráulica f el valor dado por la ecuación

$$\sqrt{f} = \frac{48}{Re\sqrt{f}} + \frac{\tan h \left(\frac{e^{(k_s/w)^{1/2}} \ln Re \sqrt{f} - 5.12 + 2^{(k_s/w)^{1/3}}}{1.33 + 3.25(k_s/w)^{1/8}} \right)}{0.8 \ln 10 w/k_s} \quad (16.1)$$

donde k_s es la rugosidad absoluta de las paredes (altura de las asperezas), w ancho del canal y Re número de Reynolds.

Los valores del coeficiente de fricción proporcionados por dicha expresión se ajustan satisfactoriamente a los resultados experimentales, para valores de la rugosidad de las paredes $k_s/w > 0.001$ (Cruickshank, 1970a).

Si el flujo en el canal es unidimensional y paralelo al fondo (hipótesis de Dupuit), entonces

$$Q = \sqrt{\frac{4 g w^3}{3 f_m L} (h_1^3 - h_2^3)} \quad (16.2)$$

donde:

h_1 y h_2 cargas piezométricas en los nudos 1

y 2 que constituyen los extremos del canal considerado
valor medio del coeficiente de fricción para el flujo considerado, igual a

$$\left(\frac{1}{v Re}\right)^2 \frac{4 g w^3 (h_1^3 - h_2^3)}{3 L \left(\frac{h_1^3 + h_2^3}{2}\right)^{2/3}}$$

L longitud de flujo en el canal
 v viscosidad cinemática del agua

Con base en las anteriores relaciones, la ecuación de continuidad de los gastos en el nudo j , al cual concurren los n canales (i, j) que unen los nudos i con el nudo j , puede escribirse

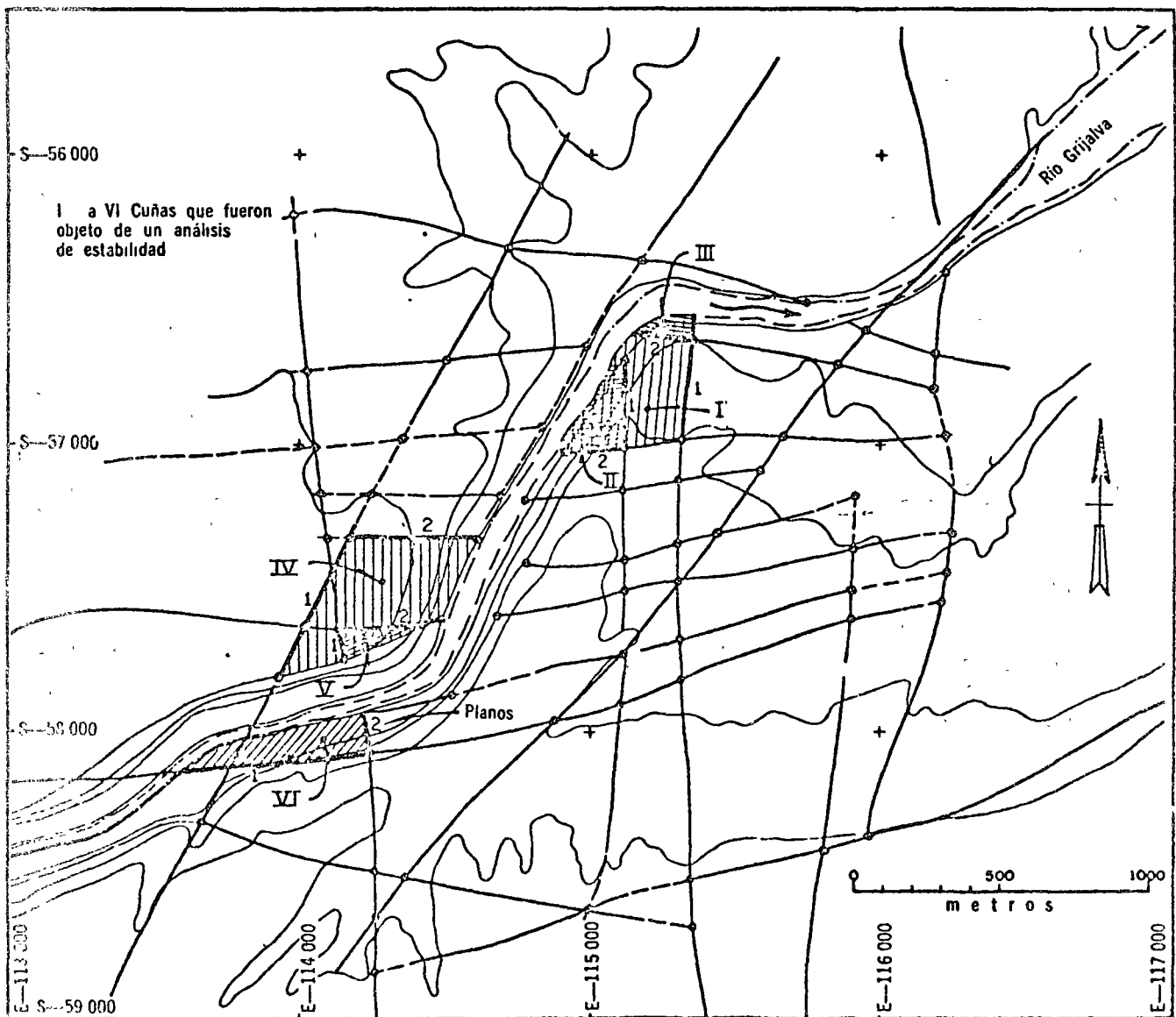


Fig 16.1 Sistemas de fracturas en la presa La Angostura, Chiapas

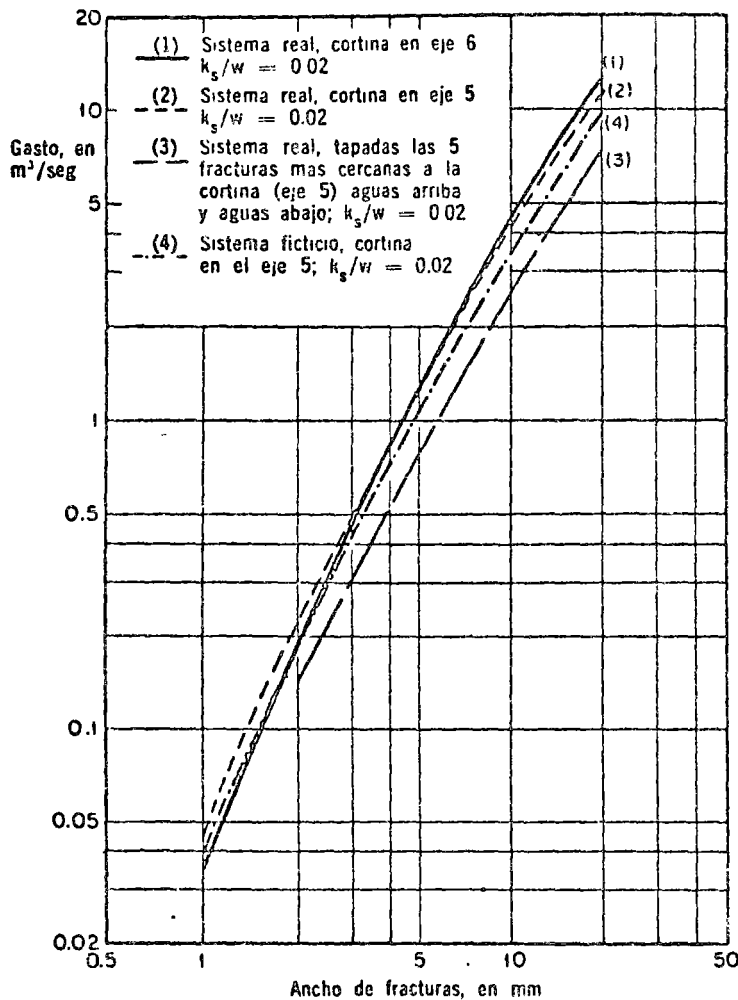


Fig 16.2 Gastos de filtración en función del ancho de la fractura. Presa La Angostura, Chiapas

$$\sum_{i=1}^n \pm \sqrt{\frac{4 g w_i^8}{3 f_{ij} L_i}} (h_i^8 - h_j^8)^{1/2} = 0 \quad (16.3)$$

En esta suma el signo de cada término se toma de acuerdo con el de la diferencia $(h_i - h_j)$. El planteamiento de la ec 16.3 para cada nudo de la red en el que se desconoce la carga piezométrica, conduce a un sistema de ecuaciones no lineales en h_i que debe resolverse a través de un proceso de aproximaciones sucesivas. El método de solución fue expuesto por Cruickshank (1970b).

16.1.2 Aplicación del modelo matemático. El modelo descrito se aplicó a la red de fracturas localizadas en el sitio de la presa La Angostura (fig 16.1). También se consideró un sistema ficticio de fracturas, de 120 m de profundidad desde la cota de embalse máximo, formando una red cuadrada con separación de 300 a 400 m, anchos medios de flujo entre 0.5 y 5 mm y una diferencia de carga total de 95 m. Los gastos correspondientes a los diversos casos analizados se presentan en la fig 16.2, en función del ancho de las fracturas.

Se analizaron diversas alternativas tendientes a apreciar la influencia de algunas variables, obteniendo los resultados que se discuten a continuación.

Efecto de la rugosidad relativa. Se estudiaron alternativas con rugosidad relativa desde 0.02 a 1.0 y se observó que al cambiar esta variable entre dichos límites, el gasto se reduce a un 50 por ciento. Correlativamente, al incrementarse la rugosidad relativa de 0.02 a 1.0, la carga piezométrica en los nudos disminuye.

Efecto de la posición de la cortina. Se efectuó el cálculo de las cargas piezométricas en los nudos de la malla y de los correspondientes gastos de filtración real para dos posiciones del eje de la cortina, denominados ejes 5 y 6 del sitio Angostura III (figs 16.3 a 16.6).

El eje 5 se encuentra localizado aguas arriba del sitio, en tal forma que solo existen cinco canales conectados al embalse y 14 de salida al cauce aguas abajo (figs 16.3 y 16.4). El eje 6 está situado cerca del centro del sitio, resultando nueve canales conectados al embalse y diez al cauce

(figs 16.5 y 16.6). El gasto de las dos alternativas es muy semejante (curvas 1 y 2, fig 16.2), aunque las cargas piezométricas en los nudos de la malla de fracturas resultan notoriamente diferentes para las dos posiciones analizadas. La cortina en el eje 6 produce mayores diferencias de carga en la red cercana al cauce que si se localizara en el eje 5.

Para proseguir con estas investigaciones, conviene desarrollar procedimientos de campo y determinar la anchura, rugosidad y profundidad de las fracturas. Además, deberá tomarse en cuenta en el modelo la variación del ancho de las fisuras inducida por la modificación del estado de esfuerzos a causa de la obra construida.

16.1.3 Conclusión. Se ha establecido un modelo matemático que proporciona la distribución de las cargas piezométricas y el gasto de filtración en una masa rocosa surcada por fracturas verticales de profundidad, anchura y rugosidad dadas. Cabe mencionar que Louis (1968) presenta un método de análisis de flujo de agua en fracturas de inclinación cualquiera, conceptualmente idéntico al descrito antes.

16.2 ESTABILIDAD DE TALUDES

Los tipos de deslizamiento en taludes de roca son muy variados. En efecto, las masas rocosas están afectadas por numerosas superficies de discontinuidad, como juntas, planos de estratificación y fallas que imponen restricciones cinemáticas al movimiento.

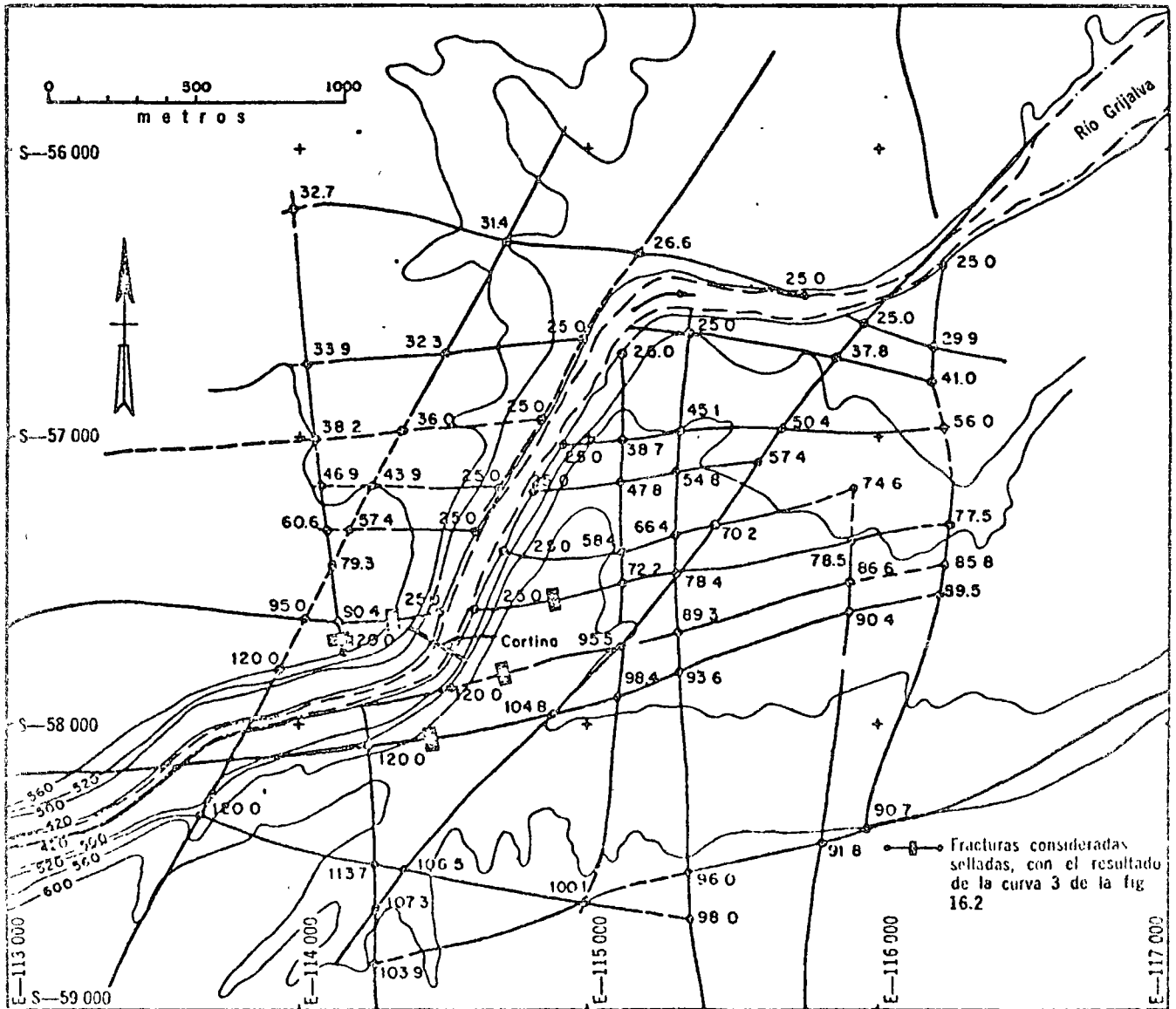


Fig 16.3 Presión en los cruces para un ancho constante de fracturas de 0.020 m. Cortina en el eje 5. Gasto de filtración, 11.00 m³/seg. Presa La Angostura, Chiapas

Las fallas de taludes en roca son esencialmente por volteo de bloques, traslación y rotación. Antes de abordar el estudio de algunos casos concretos de fallas es preciso discutir el concepto de resistencia máxima y residual de los materiales en las discontinuidades.

16.2.1 Resistencia máxima y residual. Para estudiar la estabilidad de una masa de roca basta con definir la resistencia máxima del material en la zona de falla, el mecanismo de deslizamiento supuesto, y las solicitaciones impuestas. Sin embargo, al iniciarse el movimiento la resistencia del material en la zona de falla se reduce en forma importante, y por tanto resulta imprescindible introducir una distinción entre la resistencia máxima y la residual. Esta variación de la resistencia por efecto del deslizamiento, se debe

físicamente al fenómeno de deformación y abrasión de la roca en las superficies de falla, o a la orientación de las partículas de arcilla que constituyen el relleno de las fracturas. En la tabla 16.1 se presenta una serie de valores de la cohesión y del ángulo de fricción máximo y residual, para diversos materiales en que ocurrieron fallas. Para analizar la estabilidad de taludes afectados por una falla geológica que puede reactivarse a consecuencia de una obra de ingeniería, es necesario considerar los parámetros de resistencia residual.

16.2.2 Volteo de bloques en taludes rocosos. Numerosos cortes en roca, a lo largo de las carreteras, muestran caídos de bloques limitados por planos de discontinuidad (fig 16.7a). Este fenómeno de falla por volteo en taludes subverticales

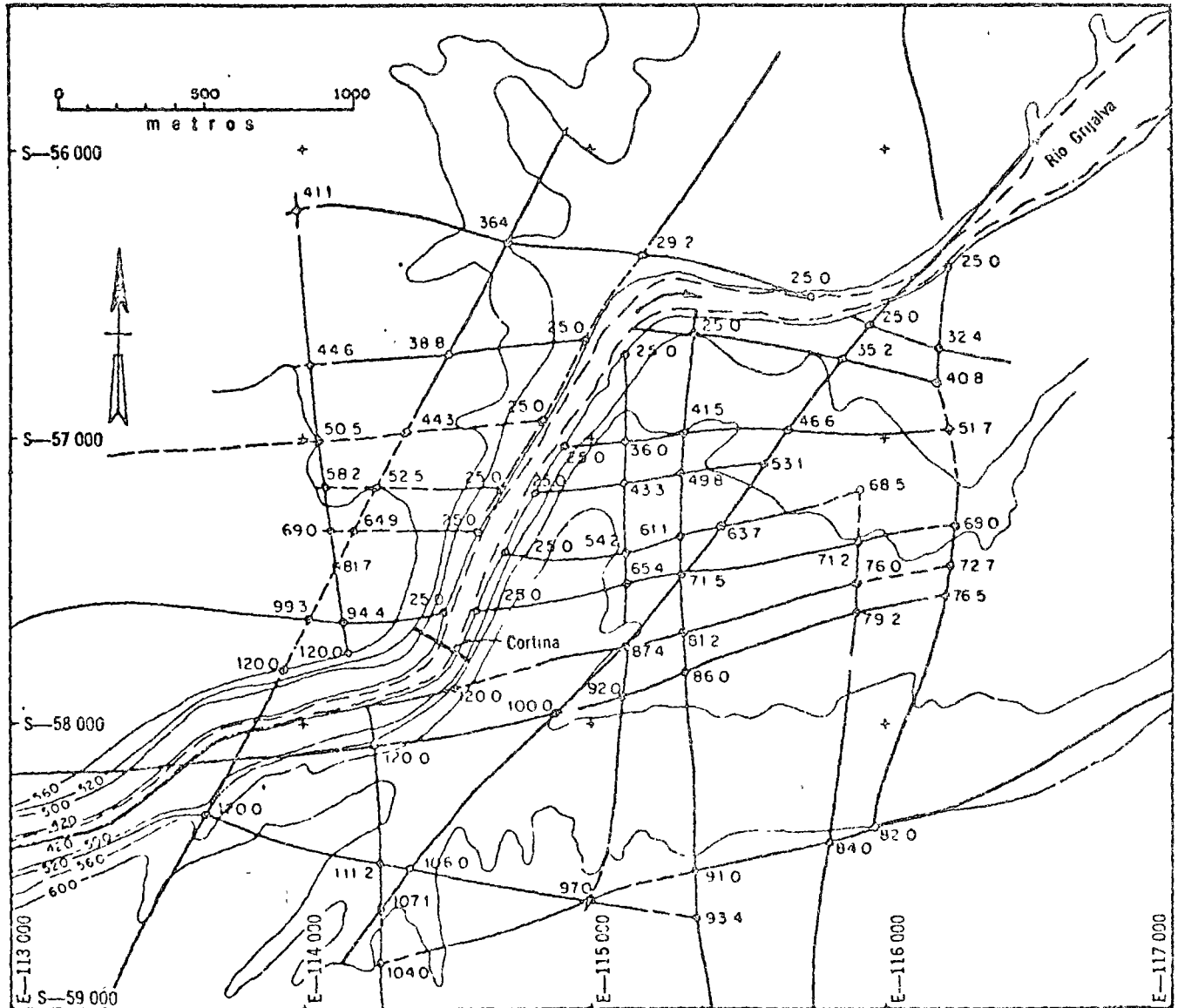


Fig 16.4 Presión en los cruces para un ancho constante de fracturas de 0.001 m. Cortina en el eje 5. Gasto de filtración, 0.035 m³/seg. Presa La Angostura, Chiapas

Tabla 16.1 Parámetros de resistencia máxima y residual

Lugar	Tipo de falla	Resistencia al cortante				Referencia
		Máxima		Residual		
		c, en ton/m ²	φ, en grados	c, en ton/m ²	φ, en grados	
Culebra, Panamá	E			0	10	Bjerrum (1966)
Costa de California	TN		25	0	12	
Presa Waco	—	4	17	0	6	
Saskatchewan	E	4	20	0	6	
Monte Dunvegan	TN	3.8	20	0	9	
Little Smoky	TN	2.0	22	0	12	
Seattle Freeway	E		30	0	13	
Balgheim	E	1.5	18	0	17	
Sandnes	E	1.3	22	0	12-18	
Jackfield	TN	1.1	25	0	19	
Walton's Wood	TN	1.6	21	0	13	
Arcilla de Londres	TN	1.6	20	0	16	
Monte Sudbury	E	0.3	17	0	16	
Vajont	TN			0	0	Muller (1964)
Cuarzo claro (superficie pulida)	L		23		13	Horn y Deere (1962)
Cuarzo rosa (superficie pulida)	L		24		15	

E en excavación
L en laboratorio
TN en talud natural

se ha observado también en los modelos realizados por el Instituto de Mecánica de Suelos y de Rocas de la Universidad de Karlsruhe (John, 1970). En consecuencia, la estabilidad de los taludes subverticales debe verificarse, tomando en cuenta la posibilidad de falla por volteo de bloques.

El criterio de estabilidad presentado en la fig 16.7b, para el caso de masas rocosas localizadas arriba y abajo del nivel freático, se basa en la siguiente hipótesis: todo bloque superficial de roca limitado por discontinuidades normales entre sí, se voltea cuando la resultante de las fuerzas exteriores pasa por uno de los sextos extremos de su base. La fig 16.7b muestra que al incrementarse el echado de la primera familia de discontinuidades es necesario, para asegurar el equilibrio, que la relación d_2/d_1 aumente. Así se explica la utilidad de las anclas, que al unir los bloques entre sí incrementan la estabilidad del conjunto.

Para valores de α grandes, debe investigarse otro mecanismo de falla: el deslizamiento a lo largo de discontinuidades de la primera familia por insuficiencia de resistencia al corte en estas debilidades de la masa rocosa.

16.2.3 Deslizamiento por traslación en terreno estratificado. Como ejemplo del análisis de una falla de traslación en terreno estratificado, se presenta el caso de la margen izquierda del sitio donde se proyecta construir la presa Chicoasen, sobre el río Grijalva, México (Fujigaki *et al.*, 1973).

La zona bajo estudio forma parte del flanco oriental de un anticlinal, truncado por una falla regional al norte y otra falla local al sur. La boquilla está labrada en formaciones sedimentarias de calizas del Cretáceo superior y de lutitas del Eoceno (fig 16.8); en promedio se tiene una capa de lutita de 1 a 3 cm de espesor cada 3m aproximadamente.

La estructura está representada por un plano inclinado de aguas abajo hacia aguas arriba y de la margen izquierda hacia la margen derecha. La inclinación de las capas varía de 15 a 38°, con una inclinación principal de 24° (fig 16.9 y Garcia, 1972). En la fig 16.9 se presenta el corte de una de las secciones estudiadas; también aparecen las superficies de falla supuestas y las dovelas que se utilizaron para llevar a cabo el análisis. Con objeto de determinar el factor de seguridad contra deslizamiento de una sección compuesta por varias dovelas, se utilizó la expresión

$$FS = \frac{\text{Suma de las fuerzas tangenciales resistentes}}{\text{Suma de las fuerzas tangenciales actuantes}}$$

en la que ambos sistemas de fuerzas actúan en la superficie de falla.

En la misma figura se incluye el análisis de las fuerzas actuantes y resistentes para cada dovela.

Para cada una de las secciones analizadas se consideraron los siguientes casos:

- a) no hay agua en el embalse
- b) el nivel de agua en el embalse corresponde al nivel de aguas máximas extraordinarias
- c) se presenta un vaciado rápido, con abatimiento del nivel de agua en el embalse de la elev 375 a la 350.

Dichas posibilidades se revisaron también para tomar en cuenta los efectos de un sismo de aceleración c igual a 0.3 g. En la tabla 16.2 se presentan los ángulos de fricción necesarios en cada caso a fin de garantizar un factor de seguridad igual a 1 en la sec 5-5 suponiendo cohesión nula.

De acuerdo con la información actual acerca de la resistencia residual de las lutitas del sitio, resulta que la zona comprendida entre las secs 6-6 y 11-11 (fig 16.8) se encuentra en equilibrio crítico para condiciones de vaciado rápido, o en caso que se presente un sismo de gran aceleración.

16.2.4 *Deslizamiento por traslación de un bloque tridimensional, limitado por planos de debilidad.* El método de análisis utilizado es el propuesto por P. Londe (1965). La masa de roca analizada se asemeja a un conjunto de bloques tetraédricos, limitados (fig 16.10) por los planos *ACD*, *BCD* y *ABC*, que coinciden con discontinuidades geológicas observadas en el sitio. La falla ocurre por deslizamiento de la cuña *ABCD* considerada

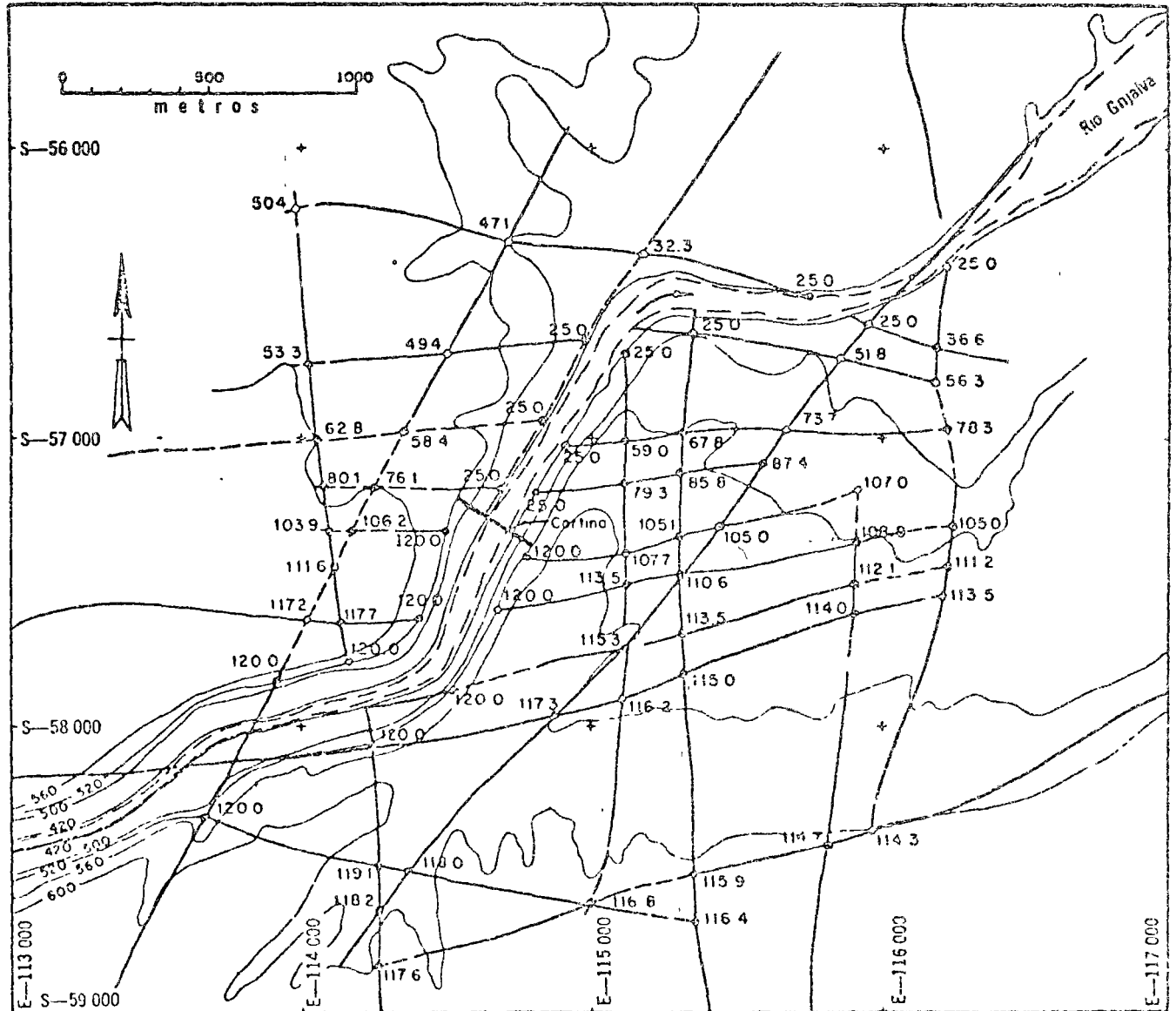


Fig 16.5 Presión en los cruces para un ancho constante de fracturas de 0.020 m. Continúa en el eje 6. Gasto de filtración, 11.7 m³/seg. Presa La Angostura, Chiapas

como cuerpo rígido sobre uno o dos de los planos de apoyo. Por tanto, los seis tipos de falla cinemáticamente admisibles (fig 16.11) pueden agruparse en dos familias de sistemas:

Sistema i : falla del bloque al abrirse la cara i ($i = 1, 2, 3$) y deslizar el tetraedro manteniendo los planos j ($j = 2, 3, 1$) y k ($k = 3, 1, 2$) en contacto.

Sistema i, j : falla del bloque al abrirse las caras i ($i = 1, 2, 3$) y j ($j = 2, 3, 1$) deslizando el tetraedro según el plano k ($k = 3, 1, 2$).

Se supone también que la cohesión y la resistencia a la tensión son nulas a lo largo de las superficies de discontinuidad. Las fuerzas directamente aplicadas que se toman en cuenta para el estudio de la estabilidad de la cuña, son: su

peso W , el empuje Q aplicado a la superficie libre del terreno y las fuerzas de subpresión U_1 , U_2 y U_3 que actúan sobre las caras 1, 2 y 3, respectivamente. Como ejemplo de un análisis de este tipo, a continuación se presenta el estudio de la estabilidad de las márgenes rocosas del sitio de la presa La Angostura, México (Alberro y León, 1970), cuya cimentación está formada por depósitos sedimentarios de calizas con intercalaciones de lutitas de espesores variables. En las cercanías del sitio el echado de los estratos de caliza es de 9° y su rumbo N 48° W.

Mediante levantamientos geológicos superficiales se comprobó la existencia, en ambas márgenes, de tres familias de fracturas verticales (fig 16.1) que limitan tetraedros cuya estabilidad es objeto del análisis.

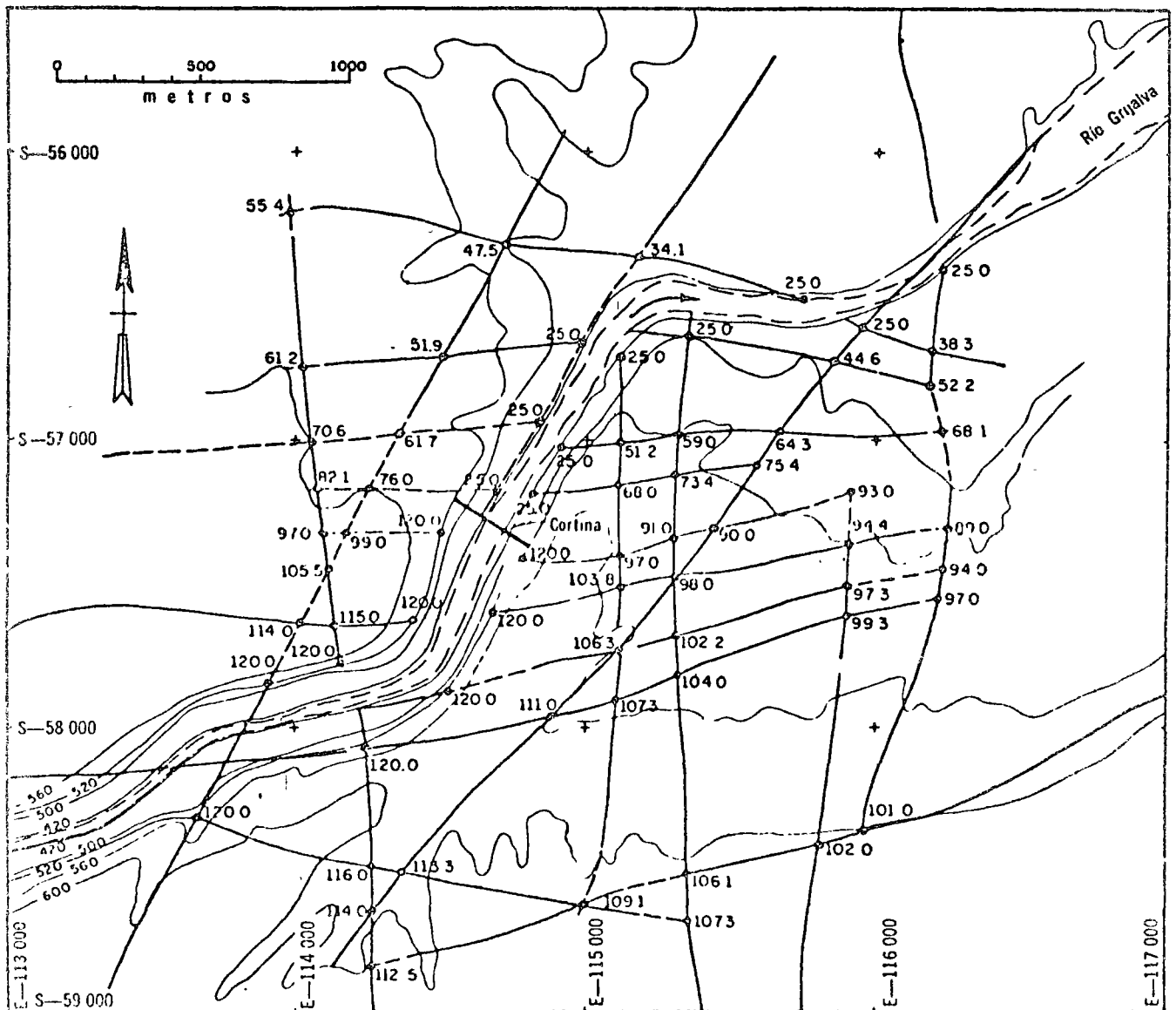


Fig 16.6 Presión en los cruces para un ancho constante de fracturas de 0.001 m. Cortina en el eje 6. Gasto de filtración, $0.03 \text{ m}^3/\text{seg}$ Presa La Angostura, Chiapas

Tabla 16.2. Ángulos de fricción, en grados, necesarios para garantizar un factor de seguridad igual a 1, en la sec 5-5

Superficie de falla supuesta	No hay agua en el embalse		Agua en el embalse hasta el NAME		Vaciado rápido sin sismo
	Equilibrio estático	Equilibrio con sismo	Equilibrio estático	Equilibrio con sismo	
I	20	32	20	40	35
II	20	28	19	35	22
III	22	32	—	—	—

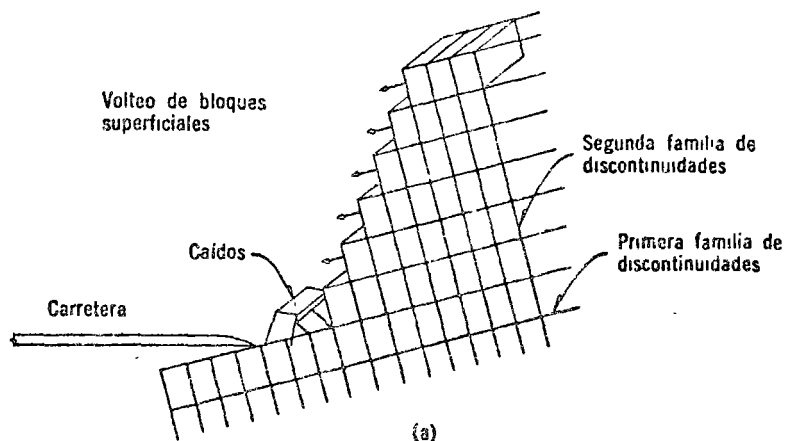
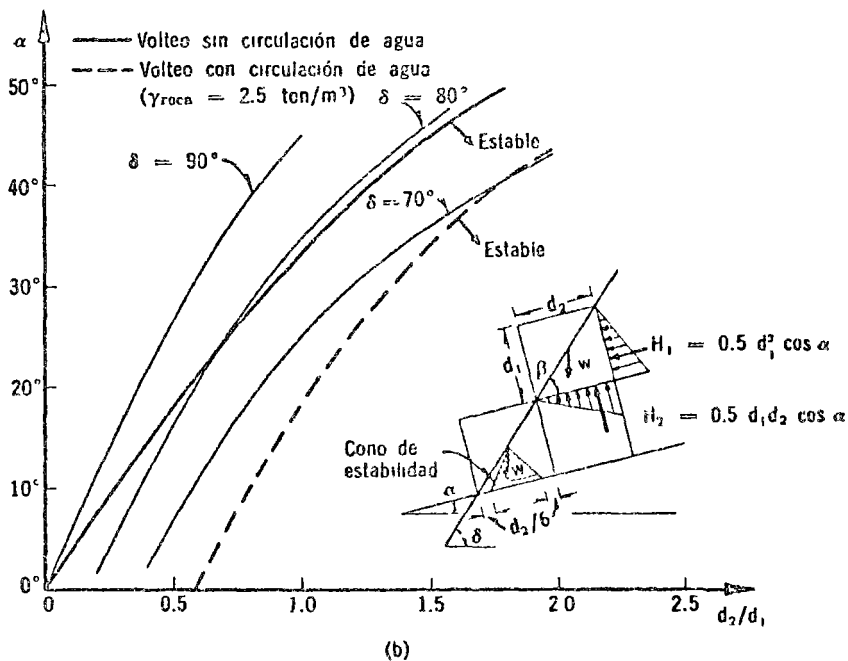


Fig 16.7 Criterio de estabilidad contra volteo de bloques de roca



La estabilidad de los tetraedros limitados por dos fracturas verticales, un plano de debilidad con echado de 9° y la superficie libre del terreno se analizó con base en las hipótesis:

- a) las fracturas verticales quedan abiertas desde la superficie libre del terreno hasta la elevación del lecho del río. Se ha podido comprobar, mediante socavones, que las fracturas tienen tendencia a cerrarse con-

forme aumenta el espesor de material suprayacente. La hipótesis utilizada es conservadora

- b) la resistencia al corte en las caras del tetraedro es puramente friccionante. De acuerdo con los resultados de pruebas de corte directo efectuadas *in situ*, el mínimo ángulo de fricción (resistencia residual) de los estratos de lutita es igual a 15° y este valor se adoptó para el análisis

c) las discontinuidades geológicas forman una red de canales verticales que permiten la circulación de agua. Se supone que los máximos empujes de agua en las caras DAC y DBC del bloque de roca bajo estudio (fig 16.10) corresponden a superficies libres de escurrimiento del agua y que las trazas de dichas superficies son rectas que unen la cúspide D del tetraedro y los puntos A y B, respectivamente.

Los empujes del agua en las caras 1, 2 y 3 se expresan de acuerdo con las ecuaciones

$$u_1 = \frac{U_1}{U_{1T}}; \quad u_2 = \frac{U_2}{U_{2T}}; \quad u_3 = \frac{U_3}{U_{3T}}$$

siendo U_1, U_2 y U_3 los empujes actuantes en las caras 1, 2 y 3, respectivamente, y U_{1T}, U_{2T} y U_{3T} los empujes máximos en cada una de ellas. Los ángulos de fricción necesarios para asegurar el equilibrio en las caras 1, 2 y 3 de la cuña, son ϕ_1, ϕ_2 y ϕ_3 .

Las curvas $u_1 = 1, u_1 = 0$, así como las $u_2 = 0, u_2 = 1$ para distintos valores de u_3 , permiten localizar el punto representativo del equilibrio de la cuña analizada para un conjunto de valores de u_1, u_2 y u_3 siguiendo el procedimiento gráfico presentado en la fig 16.12. Por ejemplo, para $u_1 = 0.4, u_2 = 0.7$ y $u_3 = 0.5$, a partir del punto P tal que $u_3 = 0.5$ se trazan paralelas a los ejes u_{10} y u_{20} que cortan, respectivamente, las curvas $u_1 = 0.4$ en Q y $u_2 = 0.7$ en R. Los puntos Q y R quedan definidos por las relaciones entre longitudes de segmentos:

$$\frac{P_1'Q}{P_1'P_2'} = 0.4; \quad \frac{P_1'R}{P_1'P_2'} = 0.7$$

La paralela a u_{20} trazada por el punto Q y la paralela a u_{10} trazada por el punto R se cortan en el punto S, representativo del estado considerado $u_1 = 0.4, u_2 = 0.7, u_3 = 0.5$.

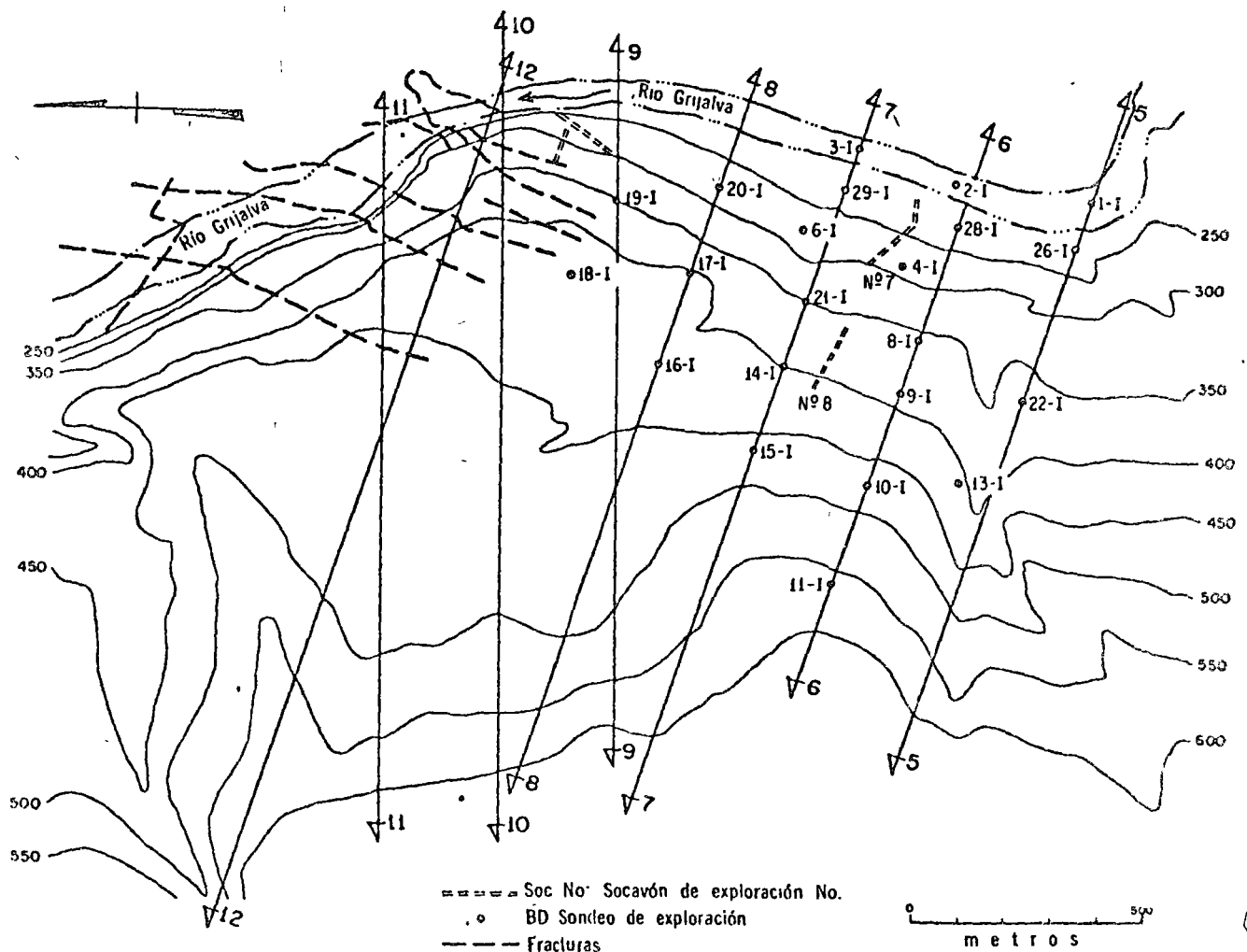


Fig 16.8 Análisis de estabilidad de la ladera izquierda. Presa Chicoasen, Chis.

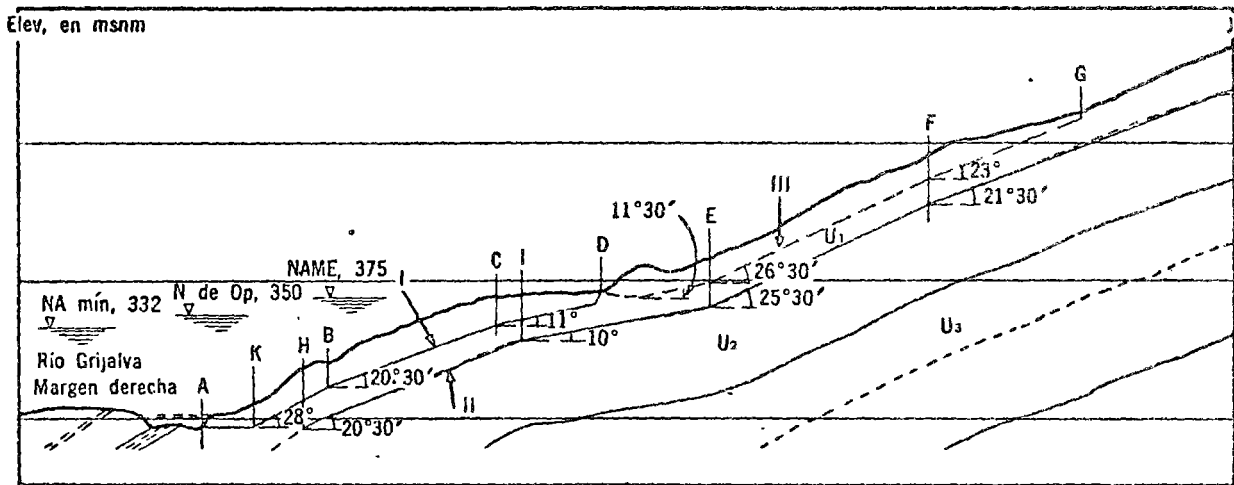
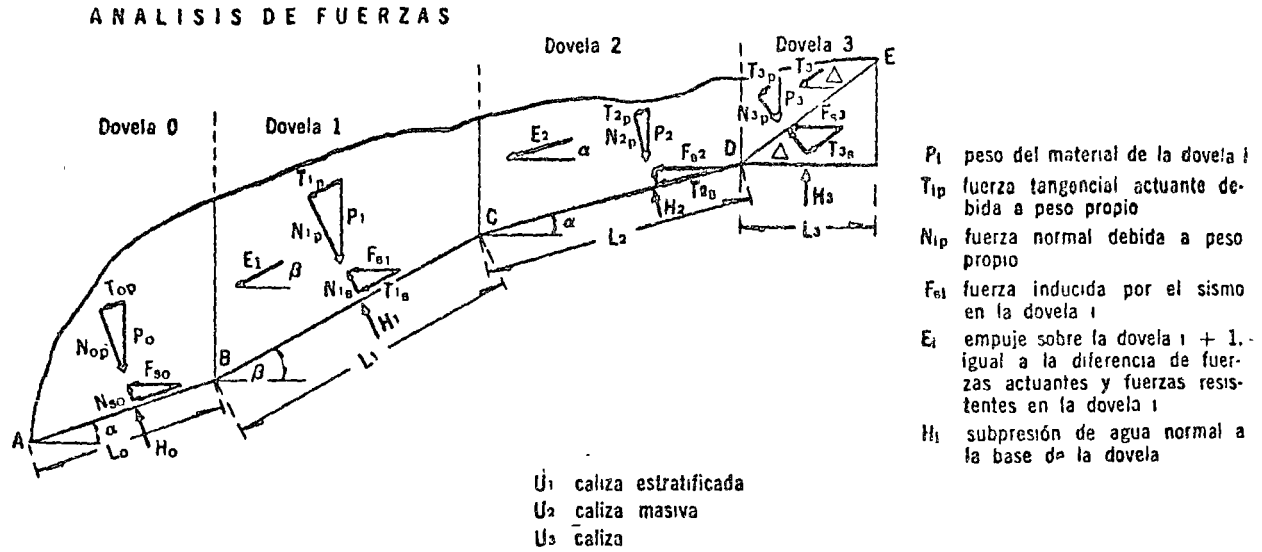


Fig 16.9 Análisis de estabilidad. Sección transversal 5-5. Superficies de falla supuestas, I, II y III. Presa Chicoasen, Chis.

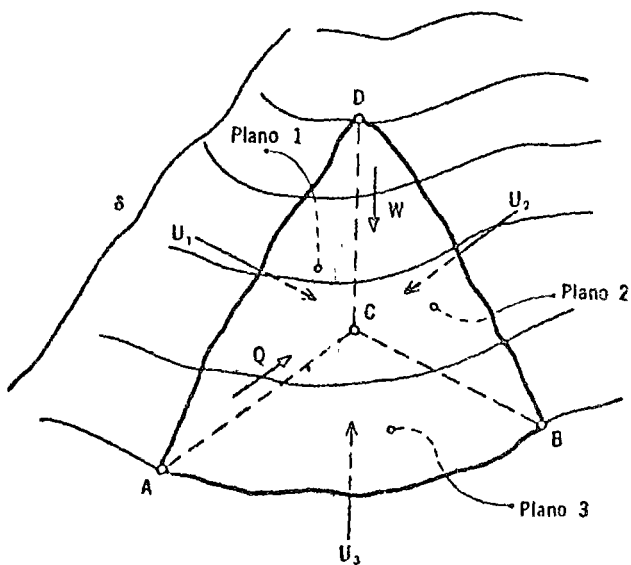


Fig 16.10 Cuña de roca en una ladera, y fuerzas actuantes

El punto S queda localizado en la región del sistema 2, lo cual implica que en caso de falla, esta ocurre por deslizamiento de la cuña manteniendo en contacto los planos 1 y 3. Los valores interpolados de $\lambda_s = -5^\circ$ y $\mu_s = 26^\circ 30'$ permiten construir la recta (F_1) en el diagrama ϕ_1 y ϕ_3 . El punto de coordenadas α_1 y α_3 , valores de los ángulos de fricción en las caras 1 y 3, debe quedar localizado fuera de la zona sombreada para que sea posible el equilibrio.

En caso que el punto representativo del conjunto de valores del empuje del agua actuante en las caras 1, 2 y 3 quede localizado en el campo del sistema de falla 1-2, el único factor que influye en el equilibrio es el valor del ángulo de fricción α_3 . Si $\alpha_3 > \phi_3$, el equilibrio queda asegurado.

Los resultados del análisis de la estabilidad de la cuña III, localizada aguas abajo de la presa (fig 16.1), se presentan en la fig 16.13. Considerando los conjuntos de valores u_1 , u_2 y u_3 , correspondientes a diversas condiciones, resulta que:

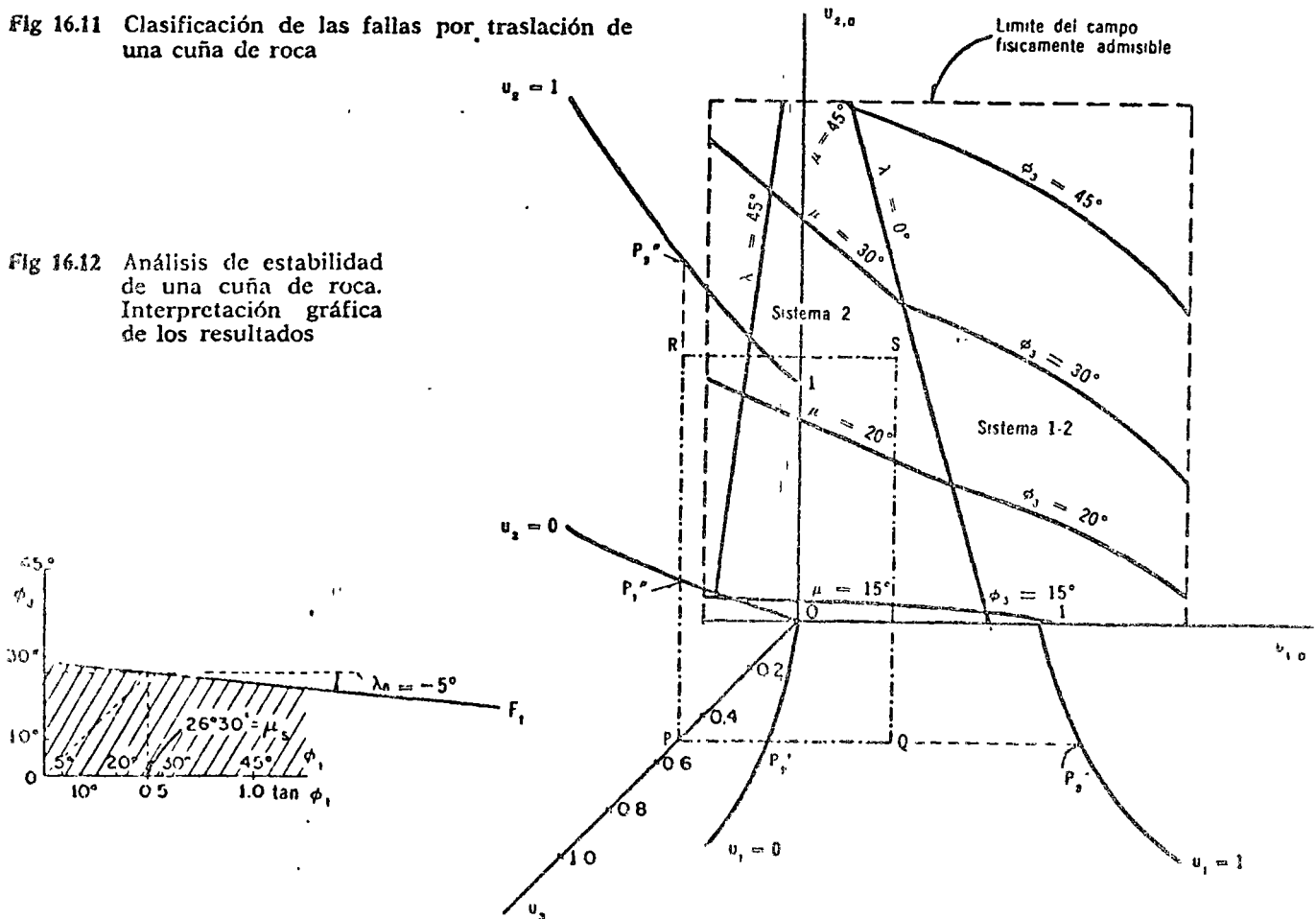
3.0 Esfuerzos y deformaciones

TIPO DE FALLA	NATURALEZA DEL DESLIZAMIENTO	CARAS EN CONTACTO	CARAS ABIERTAS	ESQUEMA
1	Dirección CB	2 y 3	1	
2	Dirección CA	3 y 1	2	
3	Dirección CD	1 y 2	3	
1-2	En el plano 3. Dirección indeterminada entre CB y CA	3	1 y 2	
2-3	En el plano 1. Dirección indeterminada entre CA y CD	1	2 y 3	
1-2	En el plano 2. Dirección indeterminada entre CD y CB	2	1 y 3	

Fig 16.11 Clasificación de las fallas por traslación de una cuña de roca

- si no llueve en la zona y el embalse está lleno, las presiones del agua en las caras de la cuña, de acuerdo con los datos presentados en la fig 16.3, son nulas, o sea $u_1 = u_2 = u_3 = 0$. La cuña permanece en equilibrio
- si el embalse se encuentra lleno y está lloviendo en la zona, por efecto de la precipitación las presiones del agua en las caras de la cuña pueden alcanzar valores $u_1 = u_2 = u_3 = 1.0$. En tal caso la cuña falla, pues el ángulo de fricción ϕ_3 necesario para asegurar el equilibrio es igual a 60° . La experiencia demuestra que las lluvias normales en la zona no han ocasionado la falla de esta cuña, por lo cual se supone que no son suficientemente intensas para dar lugar a la condición $u_1 = u_2 = u_3 = 1.0$
- al derramar el vertedor, la lluvia artificial generada por la disipación de energía al caer la masa de agua al lecho del río puede alimentar las discontinuidades geológicas que limitan el bloque analizado en forma más desfavorable que las lluvias normales. En tal caso se producirá la falla de la cuña. Obsérvese en la fig 16.13 la influencia de la

Fig 16.12 Análisis de estabilidad de una cuña de roca. Interpretación gráfica de los resultados



presión u_2 en las condiciones de equilibrio de la cuña. Las presiones u_1 y u_2 pueden variar de cero a uno manteniendo la presión u_2 constante sin que el ángulo de fricción ϕ_1 necesario para asegurar el equilibrio varíe notablemente. Esto implica que para asegurar el equilibrio de la cuña analizada, el drenaje de la cara 2 es fundamental. Se recomendó, en consecuencia, sellar la fractura 2 en la superficie del terreno y drenar el plano de la discontinuidad 2 con objeto de favorecer el equilibrio de esta cuña.

16.2.5 Deslizamiento rotacional de un talud. Es común el caso de los deslizamientos de traslación en las formaciones sedimentarias que buzcan hacia el talud. Por lo contrario, cuando los estratos buzcan hacia el interior de la masa rocosa y han sufrido rotura por plegamiento, la superficie de falla es circular. Es ilustrativo de este tipo de falla el siguiente caso de un talud en la carretera México-Acapulco, que corta la Serie del Balsas. Durante la construcción, al alcanzar una altura de 40 m con un talud de 0.25:1, se deslizó la masa; aparentemente, la superficie de falla era circular y pasaba por el pie. Se estabilizó reduciendo el talud a 1:1, pues se comprobó que el

porcentaje de arcilla en la masa era menor de 15 por ciento, y el resto, fragmentos de areniscas y caliza.

Las superficies de falla circulares se presentan también al tratar con algunos deslizamientos en rocas volcánicas extrusivas agrietadas. Por ejemplo, durante la excavación del canal de acceso al vertedor de la presa Sta. Rosa, Jal. (fig 16.14), se desarrolló en el talud derecho una falla que tenía la apariencia de un fenómeno local y de alcance limitado. En la temporada de lluvias se observaron movimientos relativamente importantes en dicha falla. Al cerrar la presa en 1963, y aumentar el nivel de agua en el embalse, el proceso se reactivó. Otro deslizamiento ocurrió en la zona adyacente de la misma ladera y varios caídos se presentaron en los taludes de la margen izquierda a lo largo del vaso. En ese año el agua pasó por el vertedor, alcanzando gastos máximos de 1 000 m³/seg y una elevación en el embalse de 736; este se vació en el mes de noviembre operando la válvula de desagüe profundo.

En vista de la magnitud de los desplazamientos observados en la zona de falla, se inició una campaña de exploración con recuperación de mues-

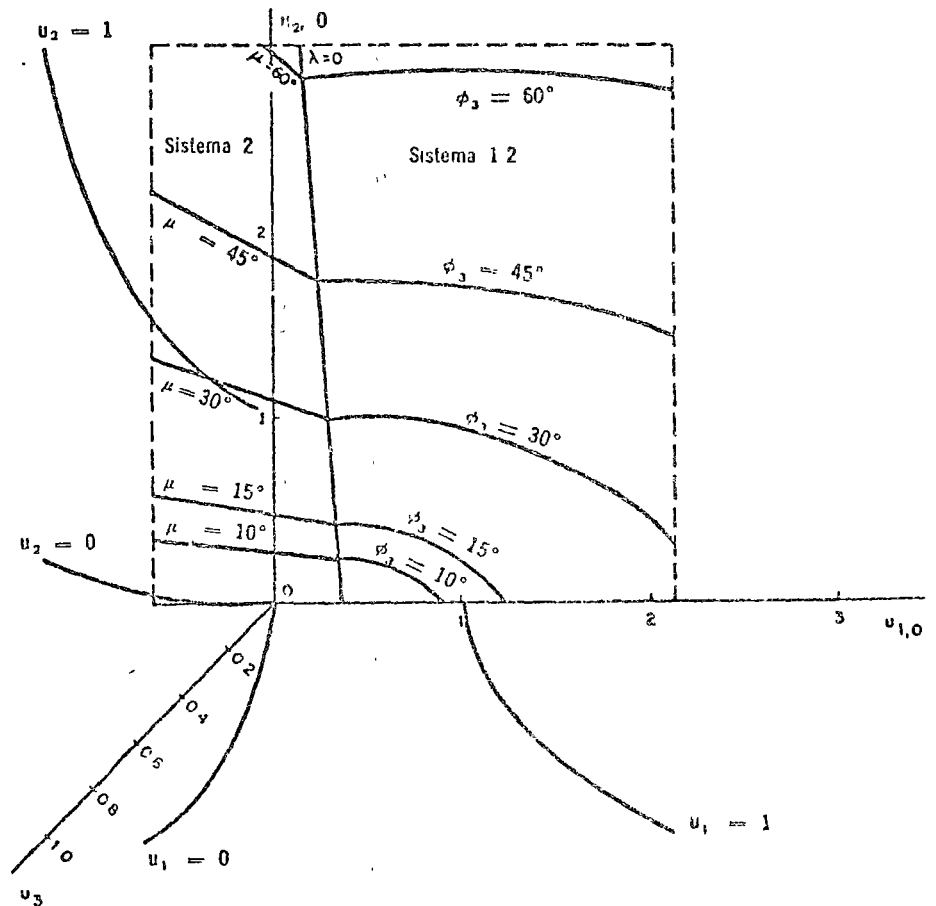


Fig 16.13 Análisis de estabilidad de la cuña III. Presa La Angostura, Chis.

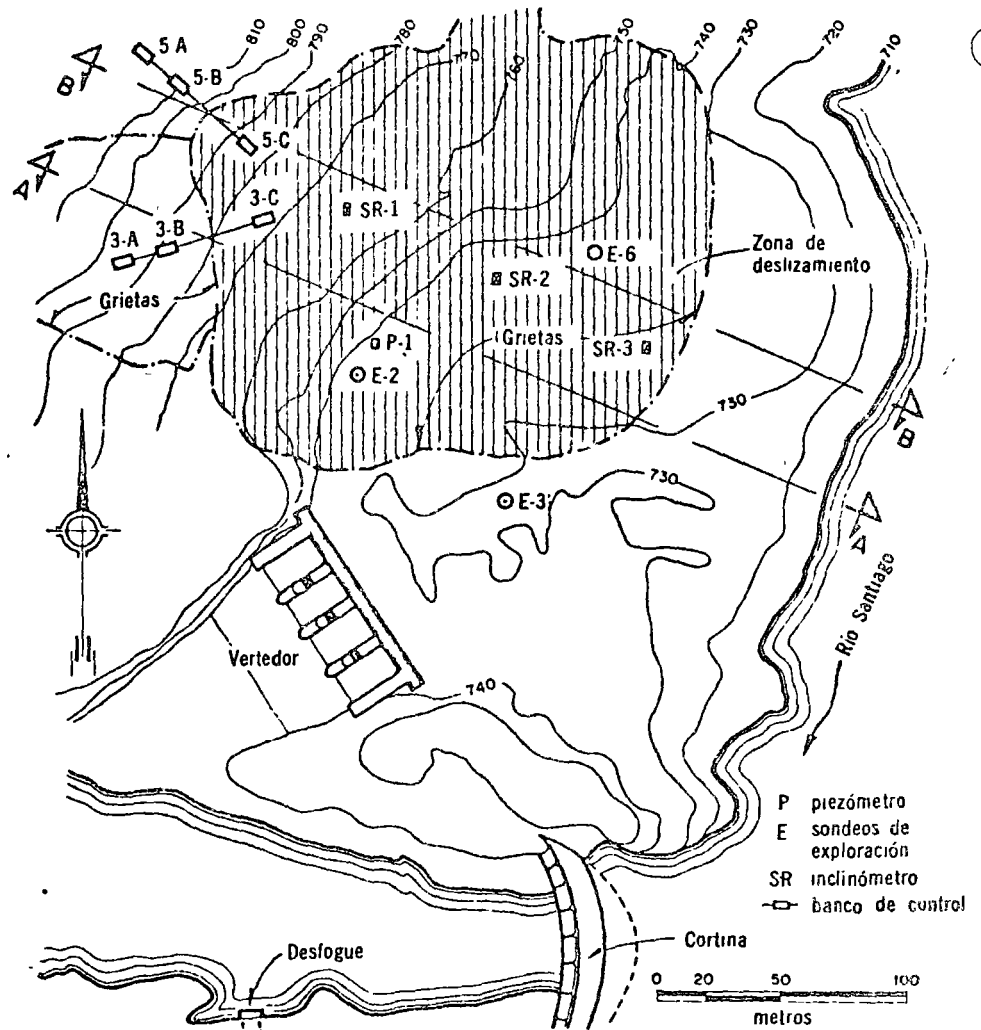


Fig. 16.14 Deslizamiento de la margen derecha de la presa Sta. Rosa, Jal.

tras. También se instalaron piezómetros, inclinómetros y referencias superficiales. Durante la estación de lluvias de 1964, el embalse se volvió a llenar y el nivel de agua llegó a la elev 741. Los movimientos en el talud vecino al vertedor aumentaron en forma notable y nuevas grietas aparecieron en la parte alta de la ladera.

Las mediciones superficiales se ejecutaron usando series de tres bancos (A, B y C) alineados originalmente (fig 16.14); dos de ellos, A y B, estaban localizados arriba de la grieta superior en terreno estable, y el tercero, C, en la parte afectada por el movimiento. Mediante determinaciones topográficas, las tres coordenadas de C respecto a las referencias A y B fueron registradas periódicamente. Dos de las series de curvas así obtenidas aparecen en la fig 16.15, junto con la evolución del embalse en el mismo periodo. Es notorio que al subir el nivel del agua, se incrementan los movimientos en la parte alta de la falla. Los desplazamientos verticales fueron del orden de 30 cm durante el llenado, pero con-

tinuaron presentándose cuando el nivel del agua se mantenía en la elev 740. Una perturbación más atenuada ocurrió durante el año 1965, al parecer tendiendo a la estabilización del talud.

Se utilizaron tres inclinómetros del tipo desarrollado por *Slope Indicator Co.* Su objetivo principal era, en este caso, localizar la superficie de falla. Las gráficas de la fig 16.16 presentan diferencias de lecturas realizadas con inclinómetro a distintas elevaciones, proporcionales a las deflexiones del tubo que guía al aparato medidor. En el instrumento SR-1 y en la dirección del deslizamiento se registraron desplazamientos apreciables a las elevs 740 y 720; en la dirección normal, los movimientos importantes ocurren a las mismas elevaciones y debajo. Desde agosto de 1964, una obstrucción a la cota 720 no ha permitido efectuar mediciones en el inclinómetro SR-2; el tramo afectado por desplazamientos quedaba aproximadamente a la elev 713. Por último, en el aparato SR-3 las variaciones

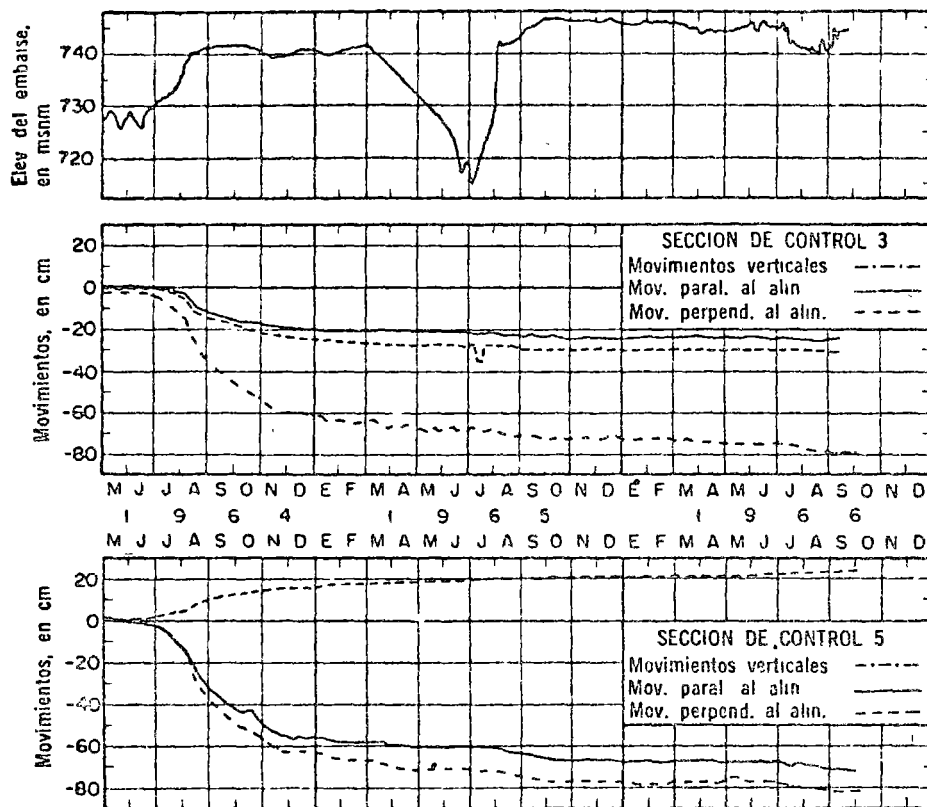


Fig 16.15 Movimientos de los puntos de referencia. Prcsa Sta. Rosa, Jal.

angulares más notorias se presentan a la elevación 719.

En algunos de los sondeos se instalaron tubos piezométricos para observar las elevaciones del agua en el interior de la masa deslizante y compararlas con los niveles del embalse. Como puede observarse en la fig 16.17, las diferencias son menores de 1 m, en ciertos puntos positivas y en otros negativas.

De las exploraciones realizadas en el área de la falla, se extrajeron muestras con objeto de verificar el corte geológico y realizar pruebas tri-

axiales con los materiales menos competentes, o sea las tobas blandas. Algunos de los especímenes se ensayaron saturados y otros en estado seco. Los resultados aparecen en la tabla 16.3.

Las diferencias entre el máximo esfuerzo desviador y la resistencia última son importantes; con excepción de dos muestras, el ángulo de fricción correspondiente a la resistencia última es mayor de 26°. Al remoldear las tobas blandas exhibían las características de un suelo fino no plástico.

Tabla 16.3. Pruebas triaxiales, R, en muestras obtenidas mediante sondeos

Muestra	Elev. en m	s _n	e	w _l %	w _p %	σ ₁	(σ ₁ -σ ₃) máx	(σ ₁ -σ ₂) mín	Rel. esfuerzos		Def últ.	Notas	
									máx.	mín.			
										en kg/cm ²			
E-2	707.6	2.72	0.28	2.3	10.2	6.0	27.3	12.0	5.6	3.0	0.9	Saturado	
E-2	707.3	2.71	0.33	8.1	—	6.0	34.9	18.8	6.8	4.1	2.2	Saturado	
E-2	702.9	2.68	0.35	6.5	15.9	8.0	29.8	16.8	4.7	3.1	2.8	Saturado	
E-3	709.0	2.66	0.31	5.1	8.4	4.0	50.2	20.0	13.5	6.0	1.3	Parcialmente sat	
E-3	700.5	2.78	0.36	5.7	6.2	6.0	208.4	44.0	35.7	8.3	1.3	No saturado	
E-6	699.3	2.70	0.28	5.3	11.6	8.0	32.7	25.0	5.1	4.1	1.2	Saturado	
E-6	696.8	2.67	0.22	2.0	7.5	8.0	86.9	29.0	11.9	4.6	2.1	Parcialmente sat.	

Con base en las topografías original y presente y en las mediciones de los inclinómetros, se estudió la estabilidad del talud. La información respectiva se muestra en la fig 16.18, donde se aprecia el depósito de material de relleno, producto de las excavaciones, sobre la parte baja del talud natural.

Obsérvesc también que la superficie de falla superior se trazó de acuerdo con las observaciones de inclinómetros y la inferior corresponde a una condición más crítica. En efecto, la relación $\Sigma T/\Sigma N$, para la superficie de falla superior, aumenta de 0.27 a 0.37 al efectuar el análisis con base en el perfil original y luego con base en el perfil actual, suponiendo que el agua alcanza la elev 740. En las mismas condiciones, la relación $\Sigma T/\Sigma N$ vale 0.37 y 0.45 para la superficie de falla inferior.

Comparando las relaciones $\Sigma T/\Sigma N$ con los resultados de las pruebas triaxiales (tabla 16.3), se

concluye que el talud no debería haber fallado. Es probable que las investigaciones de laboratorio no sean lo suficientemente amplias para rectificar la conclusión anterior. Además existen señales en el terreno que tienden a sustentar la opinión de algunos geólogos que intervinieron en el estudio, en el sentido de que la ladera ya había deslizado en tiempos pretéritos; según las exploraciones hay una capa de toba roja que, por su disposición respecto al talud, parece corresponder a una antigua superficie de falla; dicho material es el que presenta la más baja resistencia al corte.

Es interesante anotar que el volumen del deslizamiento es del orden de un millón de m^3 ; está confinado lateralmente por la masa de riolita que soporta la presa; la dirección general del movimiento no es muy desfavorable por lo que se refiere a una perturbación catastrófica en el vaso, del tipo de la que ocurrió en la presa Vajont,

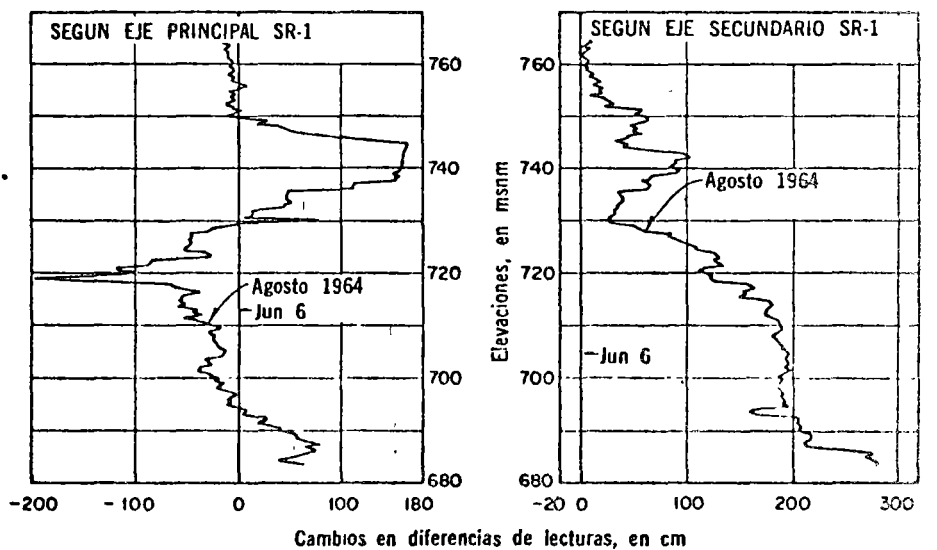
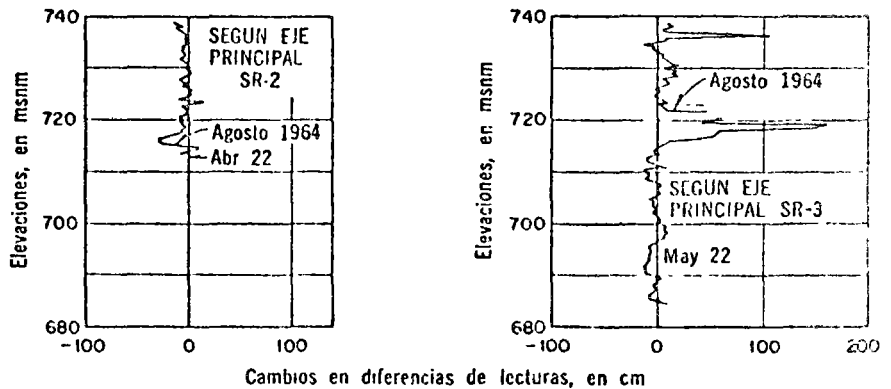


Fig 16.16 Lecturas realizadas en los inclinómetros SR-1, 2 y 3. Presa Sta. Rosa, Jal.



Nota: El eje principal es paralelo a la dirección del deslizamiento
El eje secundario es normal a la dirección del deslizamiento

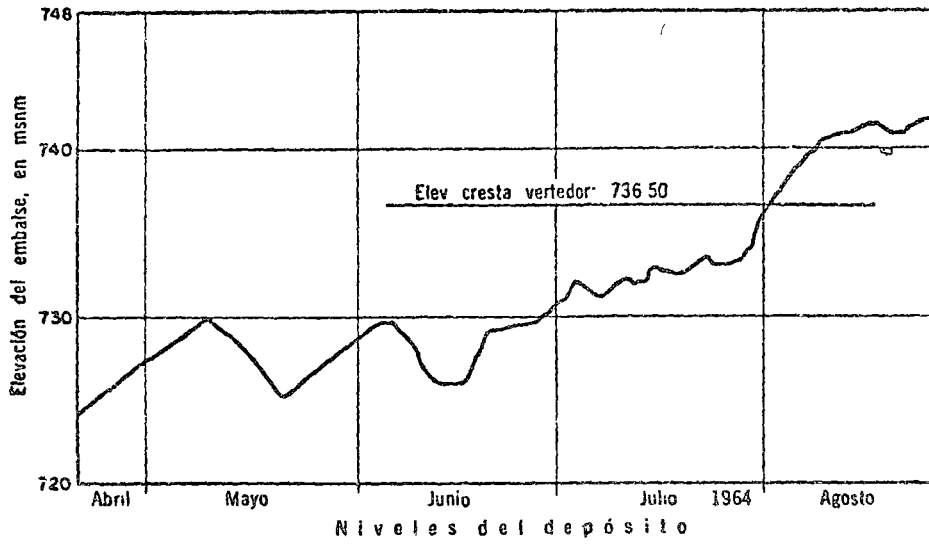


Fig 16.17 Observaciones piezométricas en el empotramiento derecho de la presa Sta. Rosa, Jal.

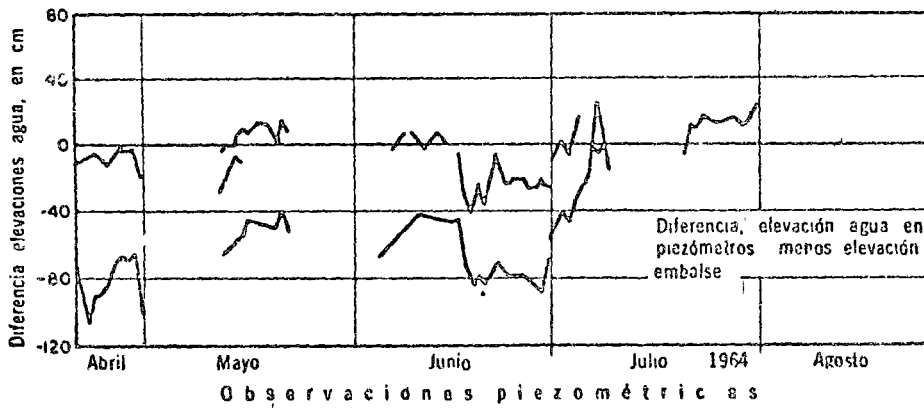
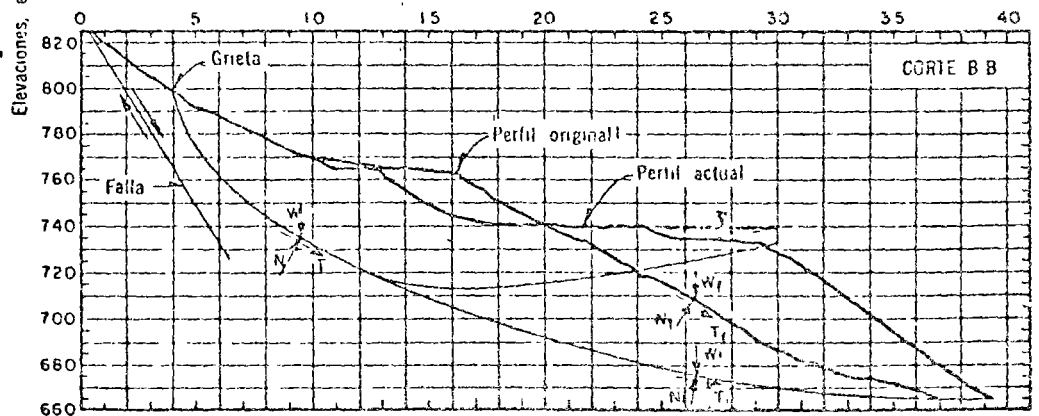
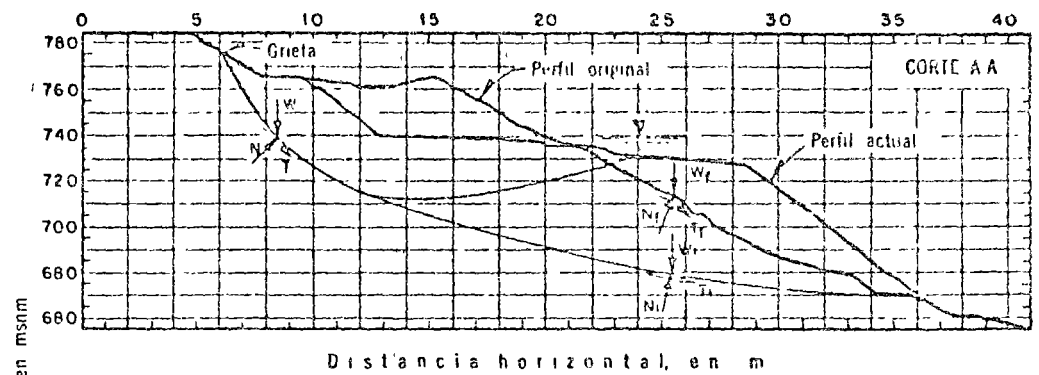


Fig 16.18 Cálculo de estabilidad en el talud de la margen derecha. Presa Santa Rosa, Jal.



Italia. Sin embargo, el canal de acceso al vertedor podría quedar obstruido.

El ejemplo anterior muestra también que debe ser muy cuidadosa la elección de la zona de depósito de la rezaga, producto de las excavaciones. Obsérvese, en particular, que la relación $\Sigma T/\Sigma N$ vale 0.27 para el caso del talud limitado por su perfil original, y 0.37 tomando en cuenta la presencia de la rezaga. A este respecto es oportuno recordar el caso de la presa Cupatitzio, Mich., en que el producto de la excavación del vertedor se almacenó en una hondonada cercana a este; al embalsar agua en el vaso, el relleno sufrió asentamientos considerables e indujo un agrietamiento severo en la parte alta del talud.

16.3 EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

La estabilidad de excavaciones subterráneas en roca, tales como túneles y casas de máquinas, se ha estudiado recientemente utilizando métodos numéricos de análisis aplicables a medios continuos y elásticos (Covarrubias y Alberro, 1970; Espinosa y Alberro, 1971). Desde luego, una masa rocosa no es un medio continuo, pues está surcada por fracturas y fallas. Sin embargo, con tal que el espaciamiento entre las discontinuidades sea lo suficientemente reducido para permitir la realización de pruebas *in situ* sobre volúmenes representativos de la roca, la hipótesis de continuidad del medio es aceptable. También es discutible la consideración de un medio elástico, tratándose de rocas; aun cuando para masas rocosas profundas este comportamiento es cercano a la realidad. Con base en las anteriores consideraciones se presenta, en esta sección, el ejemplo del estudio efectuado para la casa de máquinas subterránea de la presa La Angostura, Chis.

La excavación de la casa de máquinas de La Angostura se efectuó en la masa rocosa de la margen derecha del río Grijalva, a 120 m bajo la superficie del terreno. A fin de prever el comportamiento del macizo rocoso, se analizó por el método de elementos finitos el estado de esfuer-

zos y de deformaciones en la masa adyacente a esta excavación subterránea de 20 m de ancho, 30 m de alto y 100 m de longitud.

La excavación debía efectuarse en medio de varias formaciones sedimentarias de caliza con intercalaciones de lutitas (fig 16.19b), por lo cual se consideraron los materiales involucrados como transversalmente isotrópicos. La tabla 16.4 proporciona los valores de los módulos de deformación y de las relaciones de Poisson de las diversas formaciones rocosas, los cuales se eligieron con base en pruebas de placa y de microsísmica efectuadas en el lugar.

Los resultados de las pruebas *in situ* efectuadas para determinar la deformabilidad del macizo rocoso se presentan en la tabla 11.4 (cap 11).

En los sitios de prueba (fig 16.19a) se realizaron también pruebas de gato plano y de relajación de esfuerzos con objeto de conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos tectónicos preexistentes a la excavación. El resultado de las pruebas indicó que, en la cercanía de la futura casa de máquinas, existía un esfuerzo tectónico de compresión, horizontal y paralelo al río de 80 kg/cm², aproximadamente (Alberro, 1970). Este esfuerzo tectónico, cuya influencia es importante para la estabilidad de la excavación, se introdujo como condición inicial en el cálculo del estado de esfuerzos y deformaciones de la masa adyacente a la casa de máquinas. El cálculo se llevó a cabo suponiendo un estado de deformación plana en el plano normal al eje de simetría de la casa de máquinas. Las fronteras de la zona analizada están constituidas por la superficie libre del terreno, un plano horizontal localizado a 160 m por debajo del piso de la casa de máquinas y dos planos verticales, situados a ambos lados de las paredes verticales de la excavación y a 125 m de distancia de estas. La zona analizada se dividió en 514 elementos triangulares y 270 nudos.

En la fig 16.20 se presenta la distribución de esfuerzos principales al concluir la excavación. Las zonas de tensión sombreadas son notables en la cercanía de las paredes verticales de la ex-

Tabla 16.4. Módulos de deformación y relaciones de Poisson

Formación	Roca	Material	$E_{//}$, en ton/cm ²	$\nu_{//}$	E_{\perp} , en ton/cm ²	ν_{\perp}
U 2 II	Caliza	I	135	0.20	80	0.34
U 2 II	Lutita	II	0.4	0.40	0.40	0.40
U 2 II	Caliza	III	135	0.20	125	0.21
U 2 III	Lutita	IV	0.4	0.40	0.40	0.40
U 2 III	Caliza	V	105	0.25	65	0.40

$E_{//}$, $\nu_{//}$ módulo de deformación y relación de Poisson de la roca en sentido paralelo a los planos de sedimentación.
 E_{\perp} , ν_{\perp} módulo de deformación y relación de Poisson de la roca en sentido normal a los planos de sedimentación.

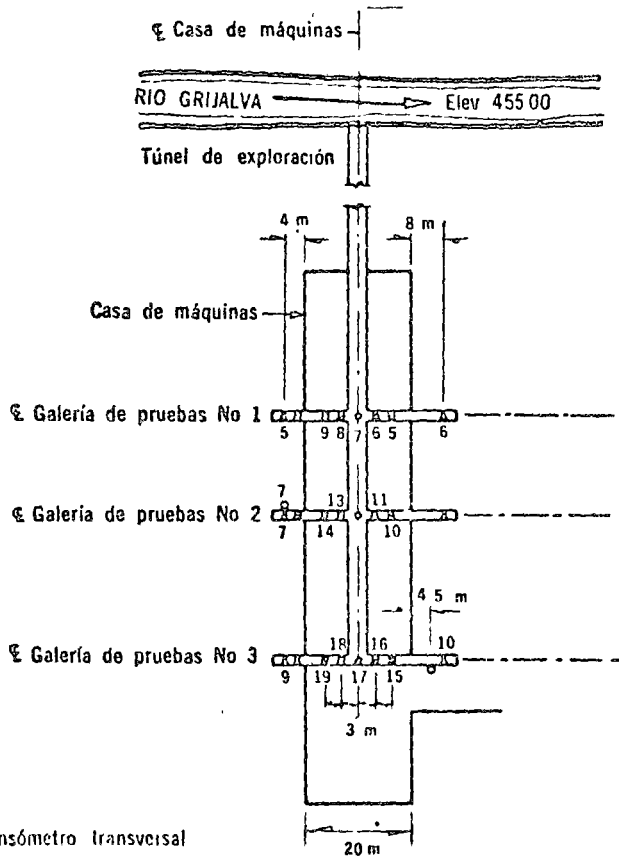


Fig 16.19a Planta de localización en la casa de máquinas, de los aparatos de medición y de los sitios de prueba. Presa La Angostura, Chis.

- extensómetro transversal
- extensómetro longitudinal
- △ Inclinómetro
- sitio de pruebas de mecánica de rocas

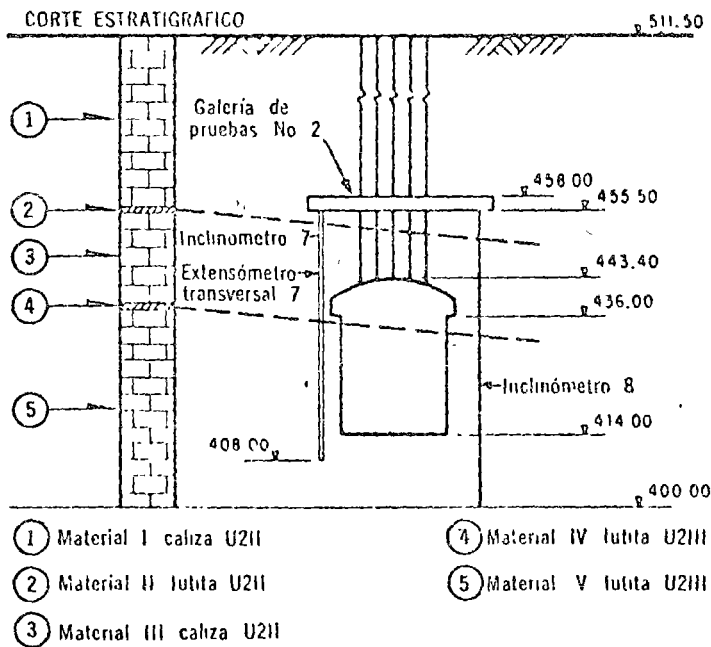


Fig 16.19b Corte en la galería de pruebas N° 2. Presa La Angostura, Chis.

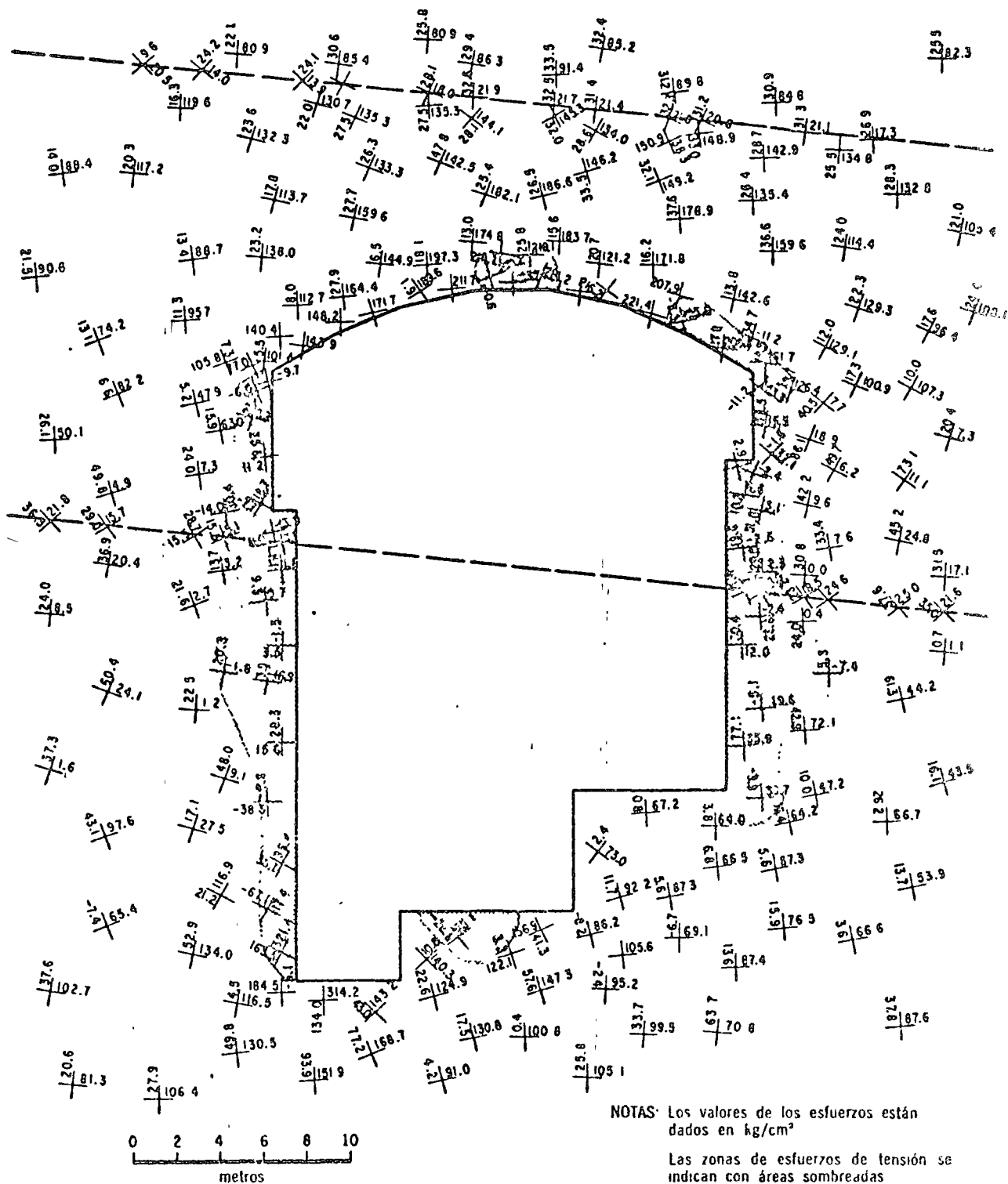


Fig 16.20 Distribución de esfuerzos principales en el contorno de la casa de máquinas, al término de la excavación, Presa La Angostura, Chis.

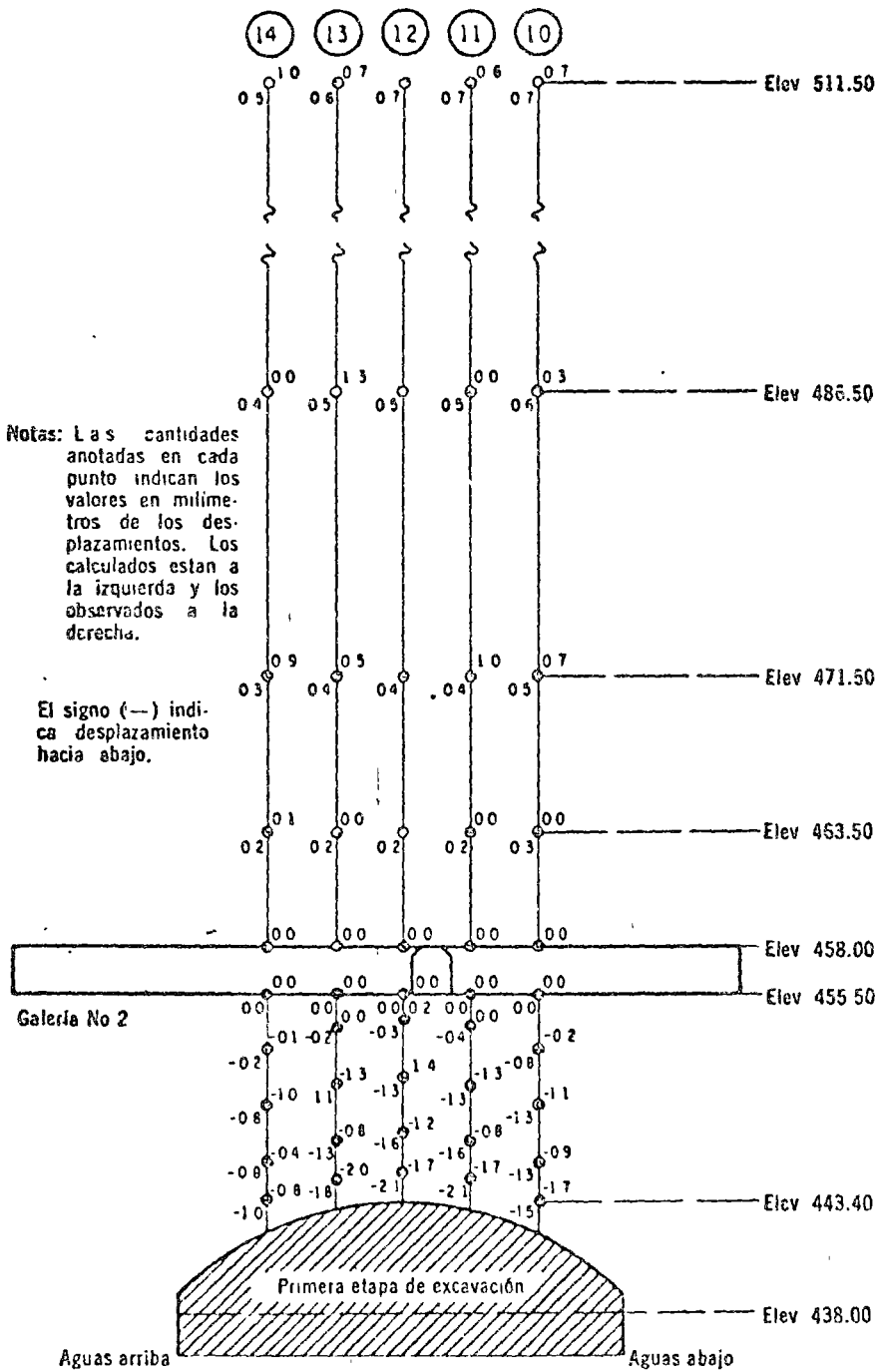


Fig 16.21 Comparación de los desplazamientos calculados, suponiendo que la roca soporta tensión, y observados con extensómetros longitudinales, referidos al techo y al piso de la galería de instrumentación. Presa La Angostura, Chis.

cavación. En la parte central de la bóveda los esfuerzos de compresión son elevados y hasta mayores que la resistencia a la compresión simple de la roca (220 kg/cm², en promedio, para la formación U 211). Se presentan, también, concentraciones de esfuerzos de compresión por debajo del piso de la casa de máquinas.

A raíz de ese análisis se recomendó la colocación, a tresbolillo, de anclas de 15 m de longitud en las paredes verticales de la excavación, según hileras distantes entre sí de 2.5 m en la direc-

ción vertical y de 5 m según la dirección horizontal. Como se comprobó analíticamente, la carga de 10 ton impuesta por cada una de estas anclas a la roca, no modifica apreciablemente la magnitud de los esfuerzos en el contorno de la excavación; sin embargo, dichas anclas son útiles para evitar los caídos delimitados por fisuras de tensión. La excavación de la casa de máquinas, hoy día concluida, se pudo efectuar en estas condiciones sin problemas ni demoras.

A fin de comprobar los resultados numéricos

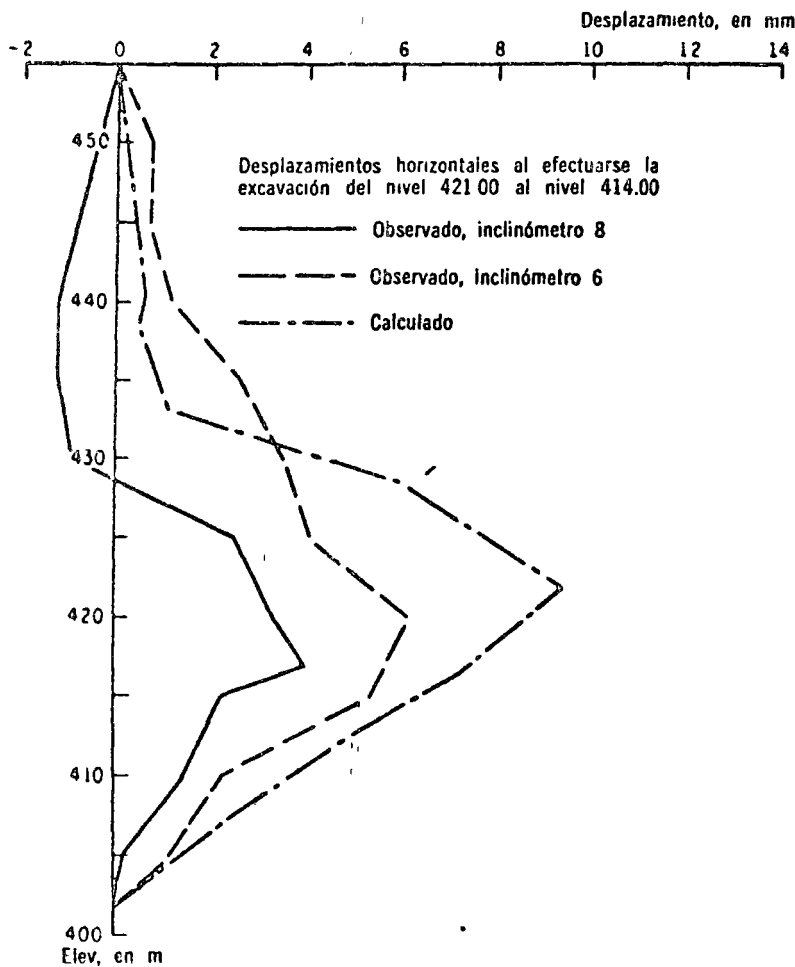


Fig 16.22 Desplazamientos horizontales observados y calculados. Tercera etapa de excavación. Inclinómetros 6 y 8. Casa de máquinas de la presa La Angostura, Chis.

del análisis efectuado utilizando el método de elementos finitos se instalaron antes de proceder a la excavación numerosos aparatos de medición de desplazamientos. En la fig 16.19 se muestra la localización de los inclinómetros digitilt (tipo *Slope Indicator*), de los extensómetros longitudinales (CFE) y los extensómetros transversales (*Slope Indicator*), instalados a partir de tres galerías normales al eje de simetría de la casa de máquinas y localizadas a 12 m por encima de la clave de la bóveda. La instalación y la lectura en el campo de estos aparatos de medición quedaron a cargo del personal de la Oficina de Estudios Experimentales de la Comisión Federal de Electricidad.

En la fig 16.21 se presentan los desplazamientos verticales observados y calculados al finalizar la primera etapa de la excavación, tomando como referencia fija los extremos de los extensómetros longitudinales localizados en la galería 2. La correlación entre los resultados de la observación y del cálculo es aceptable.

Asimismo, en las figs 16.22 a 16.24 se comparan los desplazamientos horizontales observados y calculados, al progresar la excavación de la elev 424 a la 414. En estas figuras, tanto los desplazamientos horizontales calculados como los observados se valoraron tomando como referen-

cia fija la línea ideal que une los extremos de los inclinómetros, a fin de eliminar las incertidumbres relativas al movimiento absoluto de dichos extremos. Los desplazamientos horizontales totales calculados y observados, al finalizar la excavación, se presentan en las figs 16.25 y 16.26 siguiendo el mismo criterio.

En términos generales, los desplazamientos calculados exceden a los observados. Son varias las causas que generan esta discrepancia:

a) se ha supuesto para efectuar el cálculo un estado plano de deformaciones. De hecho, salvo quizás en la parte central de la casa de máquinas, el estado de deformaciones es tridimensional.

b) los módulos de deformación elegidos para las distintas formaciones rocosas corresponden a pruebas en las que se aplica un incremento de esfuerzos. Antes de iniciar la excavación y por efecto del tectonismo, la masa rocosa está sometida a una compresión; durante el proceso de excavación, ciertas zonas del macizo rocoso sufren en realidad un proceso de descarga y, en consecuencia, la roca se deforma con un valor del módulo de deformación de descarga superior al considerado.

Fig 16.23 Desplazamientos horizontales observados y calculados. Tercera etapa de excavación. Inclínómetro 10. Casa de máquinas de la presa La Angostura, Chis.

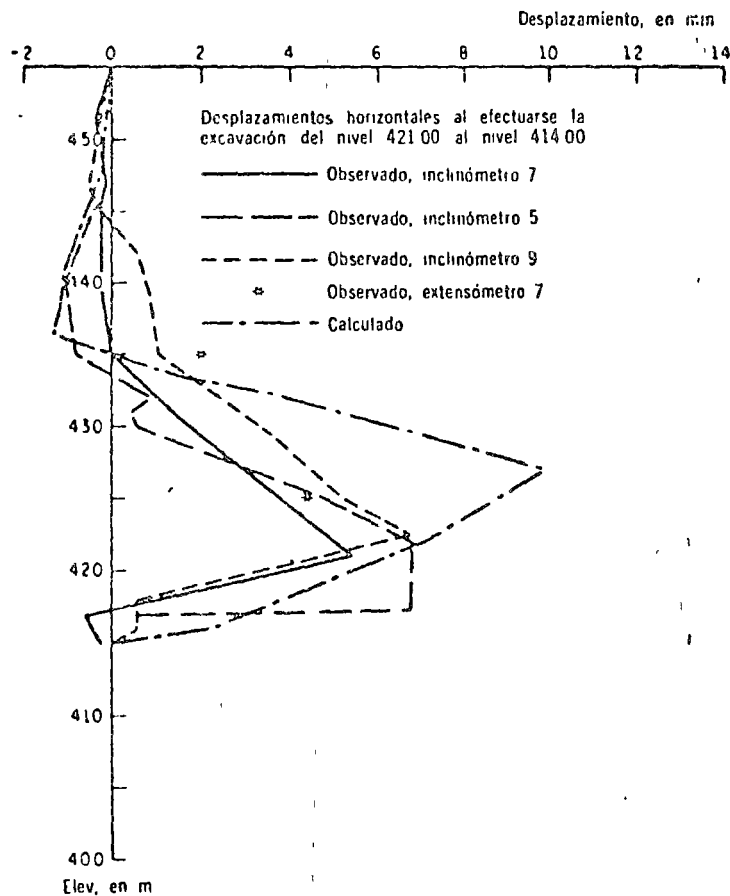
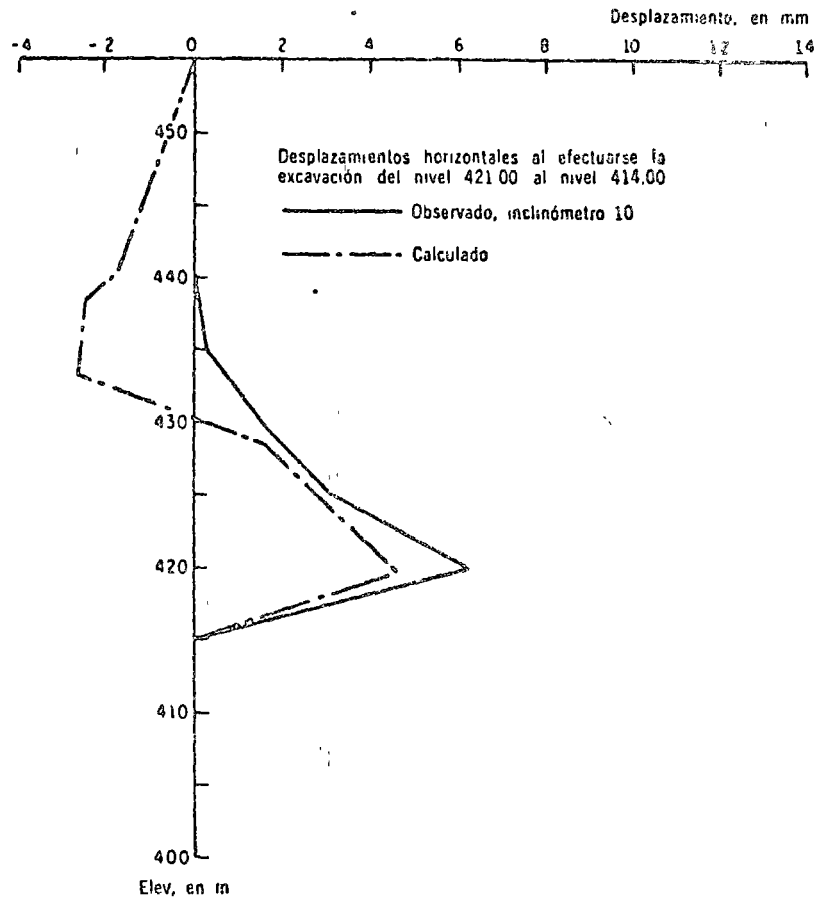


Fig 16.24 Desplazamientos horizontales observados y calculados. Tercera etapa de excavación. Inclínómetros 5, 7 y 9; extensómetro 7. Casa de máquinas de la presa La Angostura, Chis.

Fig 16.25 Desplazamientos horizontales totales calculados y observados, al finalizar la excavación. Inclínómetros 5, 7 y 9; extensómetro 7. Casa de máquinas de la presa La Angostura, Chis.

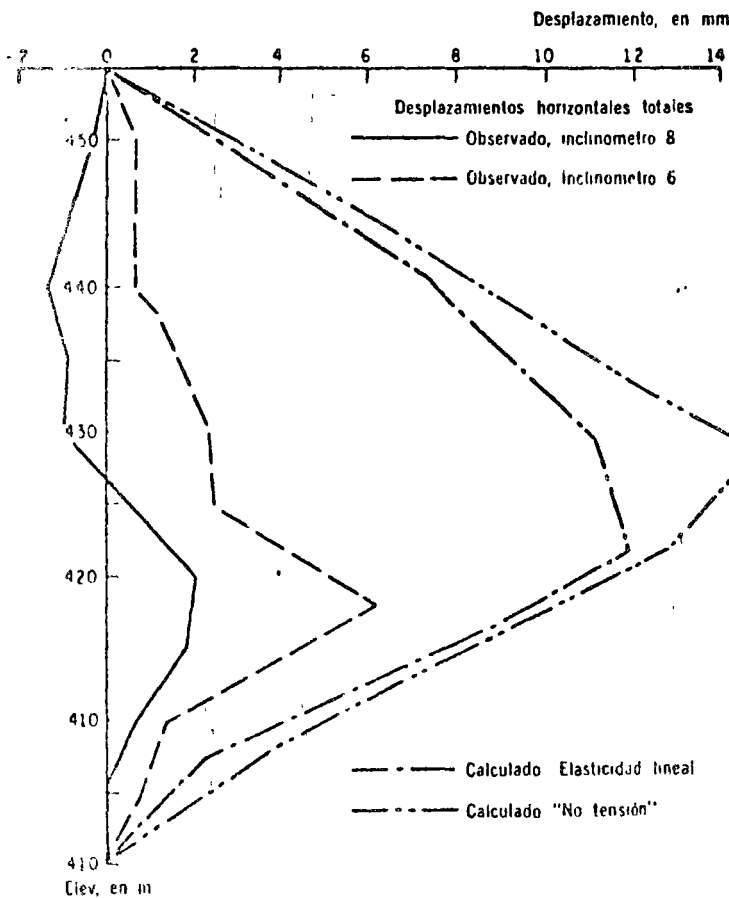
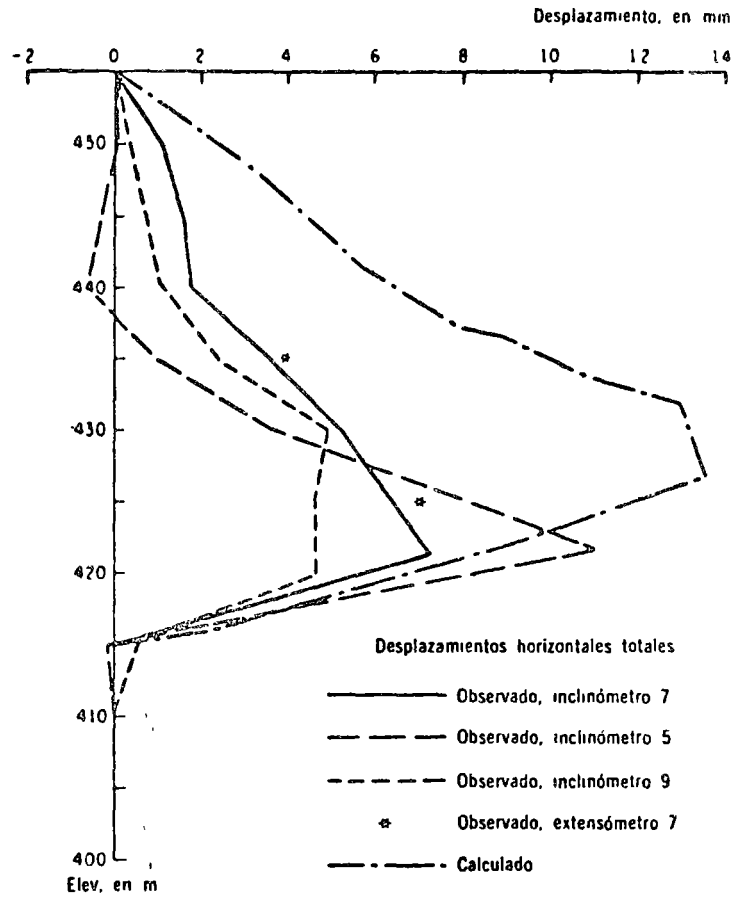


Fig 16.26 Desplazamientos horizontales totales calculados y observados, al finalizar la excavación. Inclínómetros 6 y 8. Casa de máquinas de la presa La Angostura, Chis.

En vista de la complejidad de la historia de la excavación, con sus obras auxiliares tales como túneles de acceso, chimeneas de equilibrio y túneles de desfogue que se efectuaron antes o simultáneamente a la excavación de la casa de máquinas propiamente dicha, el resultado del análisis es satisfactorio.

16.4 CONCLUSIONES

Cualquier método de análisis de la estabilidad de una masa rocosa es y será tributario de la incertidumbre ligada a la descripción geométrica y mecánica del macizo rocoso. Además, la es-

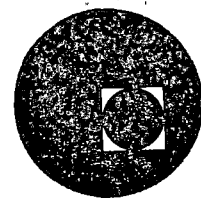
tructura discontinua de este no es perfecta, pues la configuración geométrica de sus discontinuidades presenta una dispersión con respecto a la idealización elaborada con un enfoque estadístico, mediante los levantamientos geológicos y las mediciones de campo.

Los modelos teóricos utilizados son variados: método del análisis límite, teorías y análisis numéricos basados en la consideración de un medio continuo o casi continuo, etc. Sin embargo, esta variedad de enfoques no debe opacar la realidad: todo macizo rocoso es discontinuo y los métodos de análisis utilizados únicamente son aproximaciones.





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



CURRENT STATUS OF MINE DESIGN
AND GROUND SUPPORT PROCEDURES
FOR SELECT
BLOCK AND SUBLEVEL CAVING OPERATIONS

by

Dr. Donald W. Gentry
Associate Professor of Mining Engineering
Colorado School of Mines
Golden, Colorado 80401

Presented at the
Mexican Society of Rock Mechanics, A.C.
Mexico City, Mexico

January 14, 1976

UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
WASHINGTON, D. C. 20535

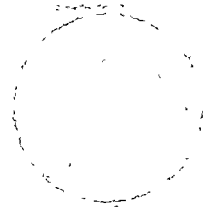


Table of Contents

INTRODUCTION.	1
BLOCK CAVING.	2
San Manuel Mine	3
Geology	3
Block Development	5
Ground Control & Support	16
Climax Mine	21
Geology	21
Panel Development	23
Ground Control & Support.	33
Survey of Ground Support.	38
Summary	47
SUBLEVEL CAVING	49
Pea Ridge Mine.	56
Craigmont Mine.	58
CONCLUSIONS	62

INTRODUCTION

I have been asked to present a discussion on the current status of mine design and ground support procedures being utilized in block-cave and sublevel caving operations. A thorough review of these procedures is an overwhelming task and could not possibly be treated in the time allocated. In view of this, and the fact that every mine is different, I decided to briefly review the procedures being utilized at two block-cave mines and two sublevel caving operations located in North America.

The block caving operations represent two distinct approaches to this mining method. One of these mines is producing approximately 62,000 tpd of ore while the other is producing about 42,000 tpd. Both properties have significant ground control problems, but they are not, at present, overwhelming.

Sublevel caving is not currently practiced as extensively in North America as in other parts of the world. However, this technique is being seriously considered as an alternative underground mining method for several orebodies presently being evaluated in the United States. The two examples presented in this paper are somewhat brief, for I am certain there are others here who are better qualified to speak on sublevel caving than I.

BLOCK CAVING

Block caving entails the undercutting or removal of a horizontal slice of ore of sufficient area (stope block) so that the unbroken ore above will not support itself, but will cave and slough into the undercut. As the broken ore is drawn, removing support from the ore above, caving extends to the surface and the overburden or waste rock follows the ore down. When the waste rock reaches the undercut horizon, drawing is stopped and the stope block is finished.

Although the block caving method of mining is attractive from a production cost standpoint, there are a large number of restrictions associated with this extraction technique. First, and perhaps foremost, the success of this mining method depends on the ability of the ore to break, and subsequently cave, into relatively small fragments. Thus "weak ore" is generally necessary for successful block caving operations. The term "weak ore" does not, in this case, necessarily refer to "soft" rock or rock having relatively low uniaxial compressive strength values. Rather, it refers to rock containing numerous inherent fractures which allow the rock mass to cave readily with good fragmentation. Caving fragmentation must be good in order to minimize secondary breakage and prevent arching

in the cave area. Other restriction associated with block caving are as follows:

1. Clean Ore - minimum of "sticky" clays which may contribute to arching.
2. Relatively Low Grade Sulfide Ores - high grade sulfide ores may generate sufficient heat in the cave area to cause fire hazards.
3. Capping Must Cave- overburden must cave without major hang-ups, fragmentation is not as important.
4. Massive Orebody - method requires large orebody to be economical because of large amounts of development and dilution associated with thin orebodies.
5. Uniform Orebody - nonselective method which does not provide for waste sorting.

There are two basic types of block caving operations I wish to briefly discuss. The first type, which I refer to as "full gravity blocks", is exemplified by the San Manuel Mine in Arizona. The second type, which I call "slusher blocks or panels", is illustrated by the Climax Mine in Colorado.

San Manuel Mine

The San Manuel Mine produces approximately 62,500 tons of copper ore per day utilizing the "full gravity" block caving technique. For those interested, I have included some general mine operating data in Appendix I. Current production is at a depth of 2000 feet.

Geology

The San Manuel Orebody is a large, low grade disseminated orebody in which primary chalcopyrite mineralization has been deposited as an elliptical, hollow cylindrical shell

whose present longitudinal axis trends in a northeasterly direction and plunges gently to the southwest. Interior to the cylindrical ore shell proper is a marginally mineralized zone of monzonite porphyry rock showing K-Feldspar Biotite alteration. Thickness of the elliptical ore shell itself (as defined by an 0.50% Cu cutoff) varies from 100 to 1,000 feet and the entire system of mineralization-alteration of which the ore shell is a part, is known to have a longitudinal dimension of some 8,000 feet, with major and minor cross-sectional axis of about 5,000 and 2,500 feet respectively. This system of mineralization-alteration is believed to have been formed in conjunction with the intrusion of a Laramide monzonite porphyry into the pre-Cambrian porphyritic quartz monzonite basement rock (the Oracle granite), and these two igneous masses comprise the major host rocks of the orebody.

Intrusion of the Laramide porphyry and its accompanying mineralization-alteration phenomena apparently occurred along a central longitudinal axis which originally was much steeper than the present axis. After the total cylindrical system was formed, it underwent periodic rotation to the northeast and concomitantly was bisected at an acute angle by the San Manuel fault, a normal fault with post-fault rotation, producing two offset segments as presently known. The segment in the lower plate is known as the San Manuel Orebody while the segment in the upper plate has been called the Kalamazoo Orebody.

Block Development

Figure 1. illustrates the development associated with a typical block at San Manuel. Basically, the caved ore from the undercut horizon is drawn on the grizzly level through a series of closely spaced draw raises. The grizzly level, which is the control level, is 15 ft below the undercut. On the grizzly level the ore passes through the grizzlies consisting of rails spaced 14 inches apart over the top of each transfer raise.

Two transfer raises funnel the ore from eight draw raises to one common loading station on the haulage level which is about 60 ft below the grizzly level. A loading station serves two transfer raises, each of which, when full of ore, holds 65 tons. The ore stored in the raises is transported by an underground electric railroad system to the ore hoisting shafts.

Figure 2. illustrates the timber haulage drifts in this development scheme. The relevant information is as follows:

Posts: 12" x 12" x 10'-4"

Caps: 12" x 12" x 10'

Sets on 5 ft centers. Sets on the lower levels have a longer cap and post having less batter.

Crews: Single Heading - 3 men
 Two Headings - 4 men
 44 - 48 holes drilled per set.
 50 lbs. ± of ANFO primed with a stick of 60% Amogel per hole.
 Initiated by electric blasting caps 0 to 12 delay.

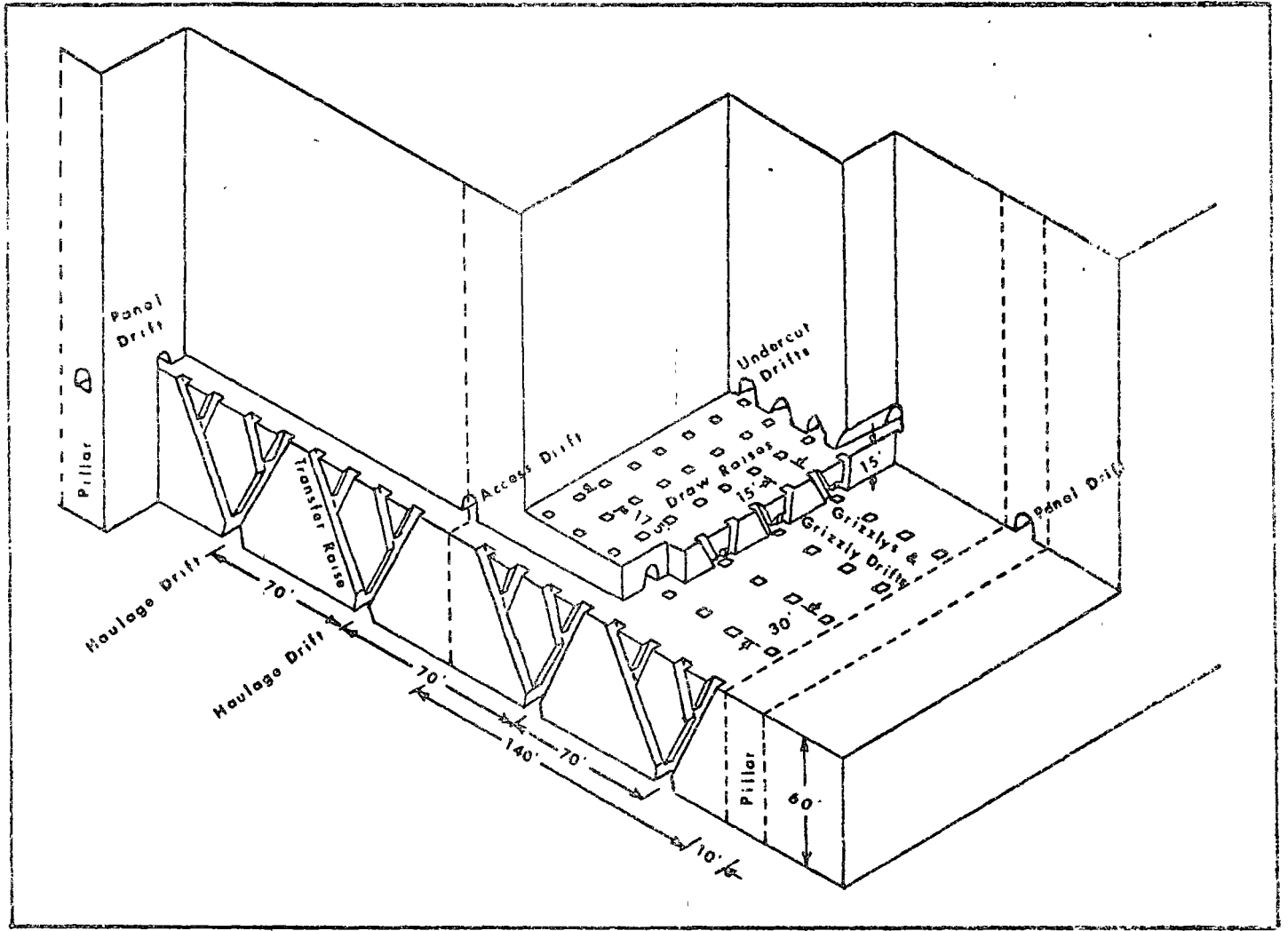


Figure 1. Isometric Diagram of a Full Gravity Block

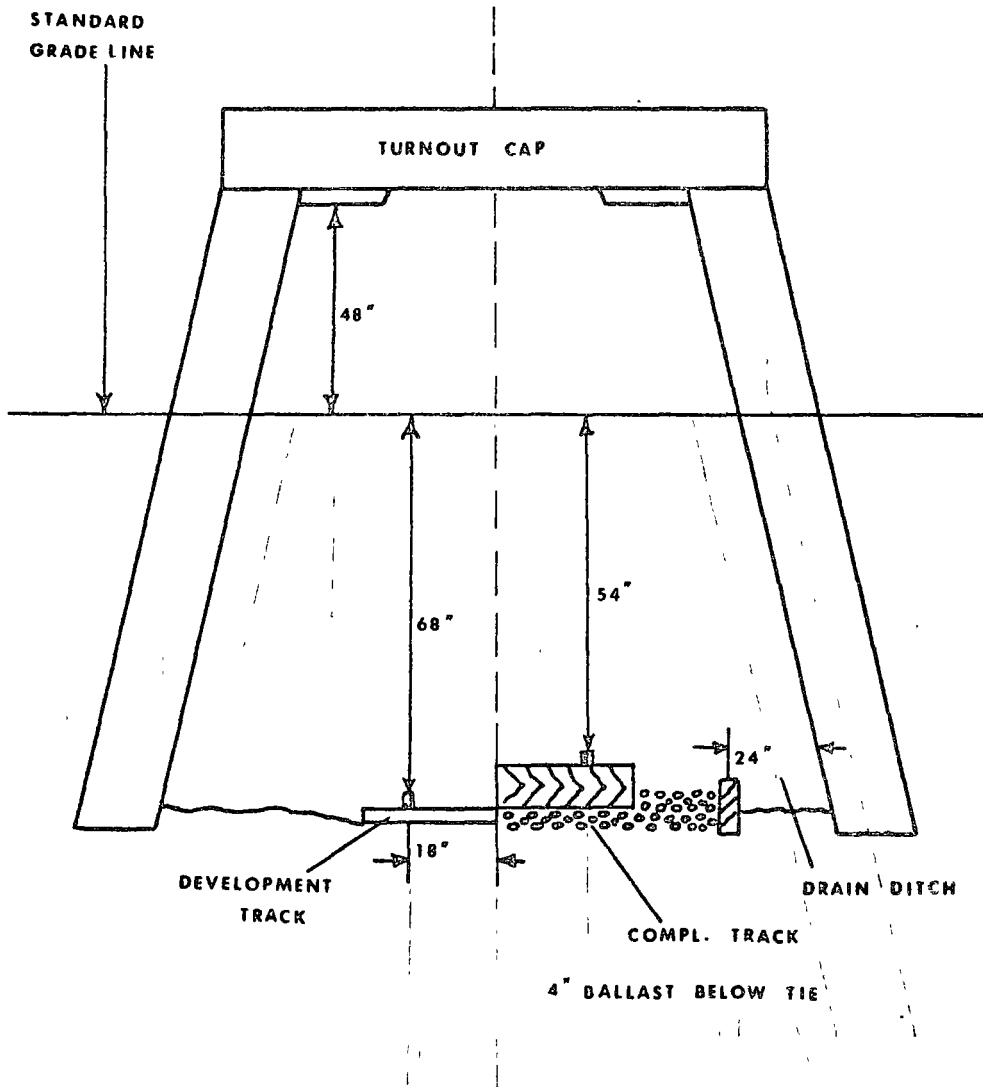


Figure 2. Timber Haulage Drift

Figure 3 shows the concreted haulage drift cross-section having the following support:

4" or 6" W.F. arch caps and 9' - 6" posts for initial ground support.

Sets on 5 ft centers.

On the lower levels, the concrete drifts will have a 1 ft flat spot in the crown to allow passage of wider equipment.

Initial Ground Support: 4" steel set (HC-3) or 6" steel set (HC-4)

Figure 4 shows the gravity flow transfer raise system.

Pertinent data are:

4' x 4' inside.

Lining: 6" x 8" cribbing, armored with 3" x 4" x 3/16" steel angles and "T"-irons.

Inclination: 63°

Length: 48'

Crews: 2-man crews advance two raises at once, using 3" stopers, 14 holes drilled 5 ft deep; 35 lbs. 60% Amogel used per round; detonated with electric caps.

Transfer raise stations are cut by the regular drift crew using the same equipment they use to drive the drift.

Raise stations are steel pony sets on top of special drift sets. These are subsequently lined with non-reinforced concrete.

Figure 5 shows the primary development drift on the grizzly level. The excavation is 10'-3" x 9'-1" and rock bolts and steel straps GC-3, GP-3 are used as pre-concrete support.

Figure 6 shows the concrete fringe drifts on the grizzly level. Initial ground support consists of 4" or 6"

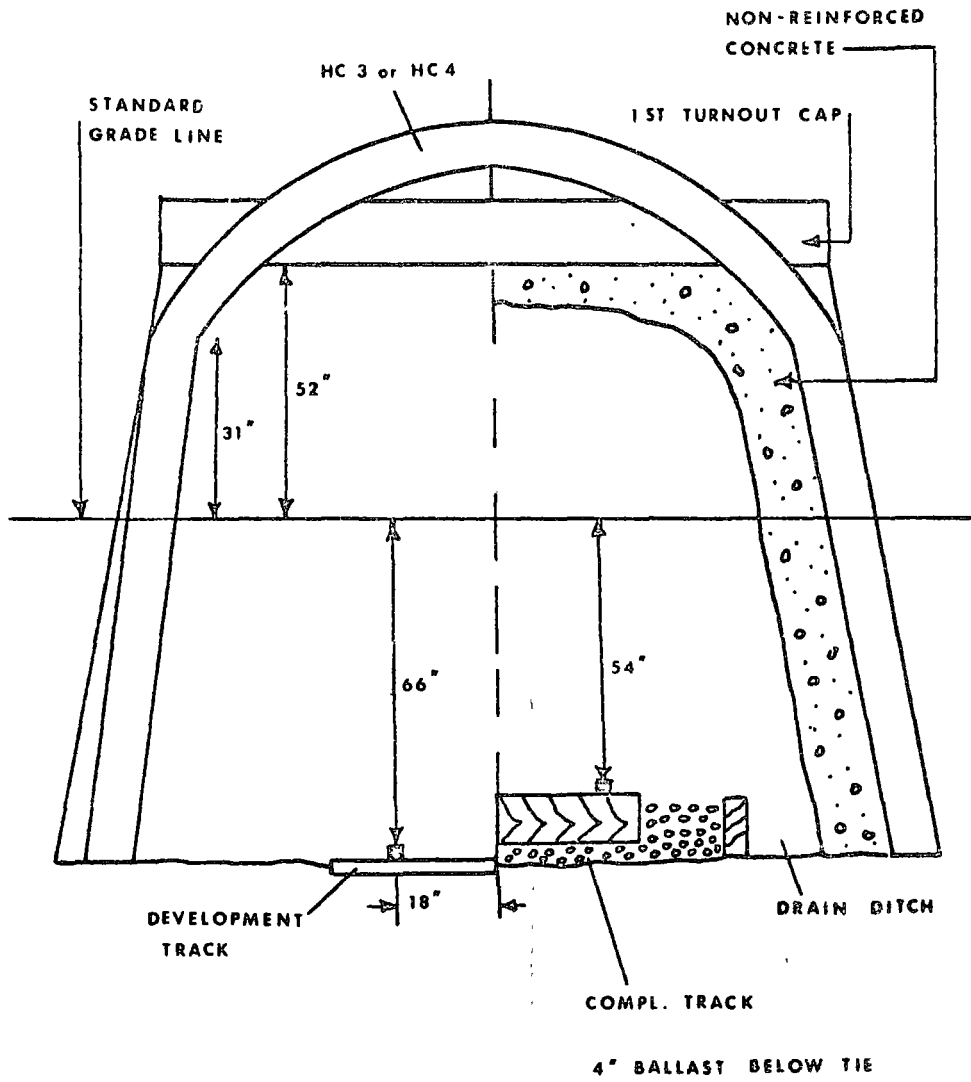


Figure 3. Concrete Haulage Drift

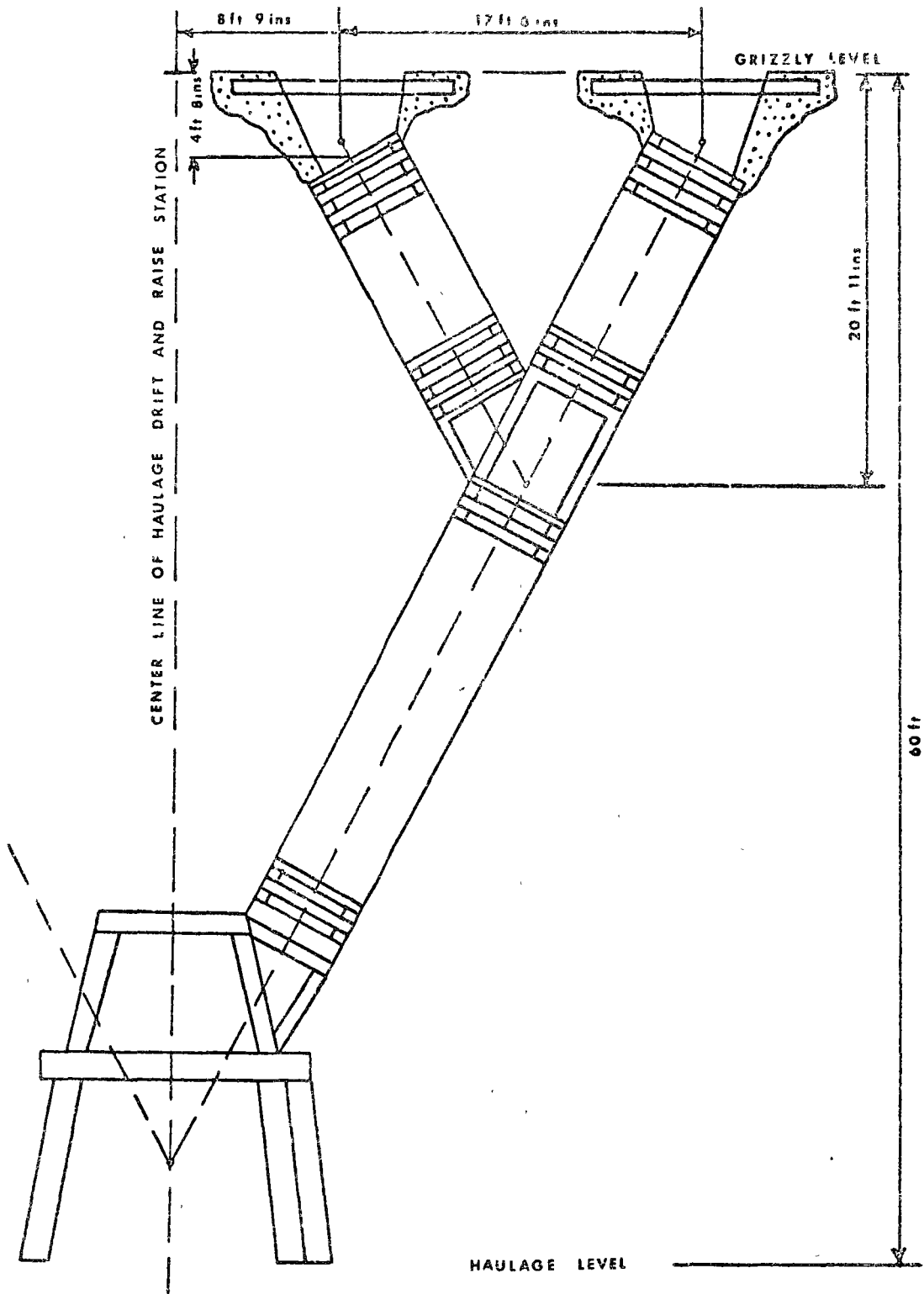


Figure 4. Gravity Flow Transfer Raise

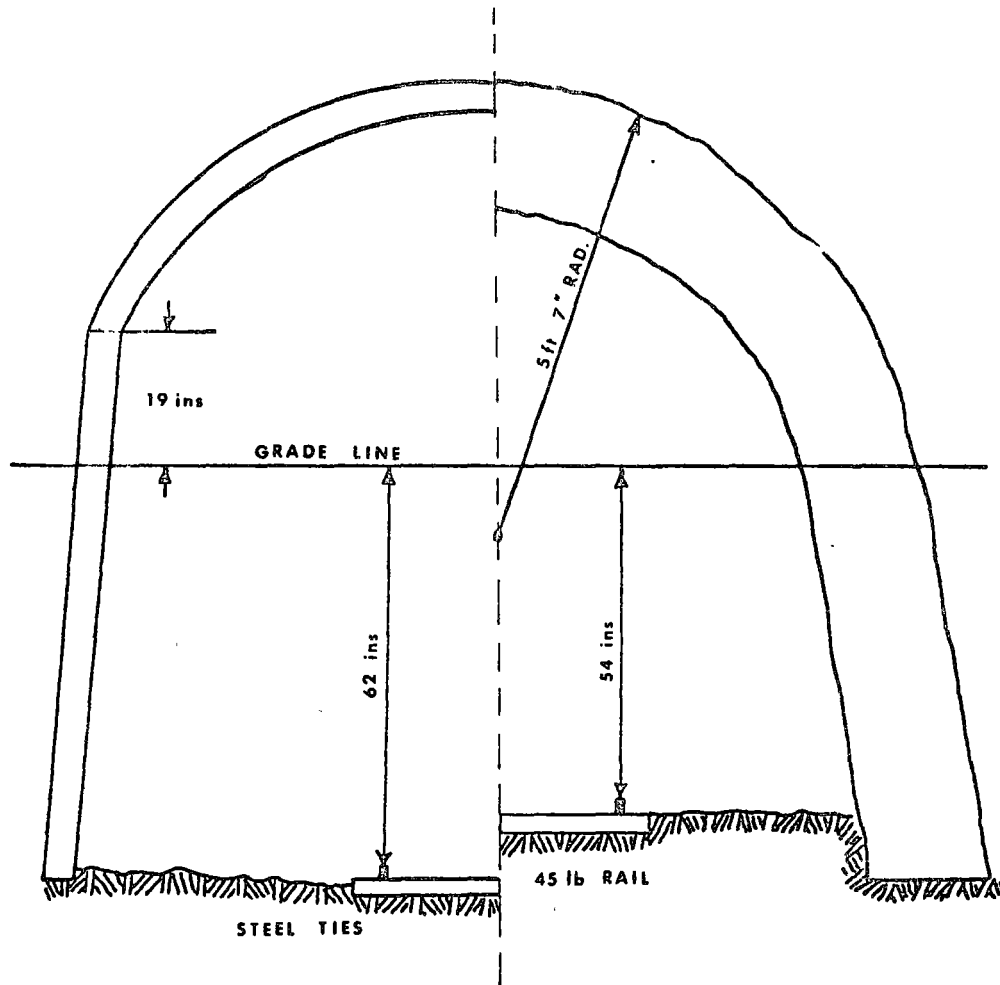


Figure 5. Primary Development Drift on Grizzly Level

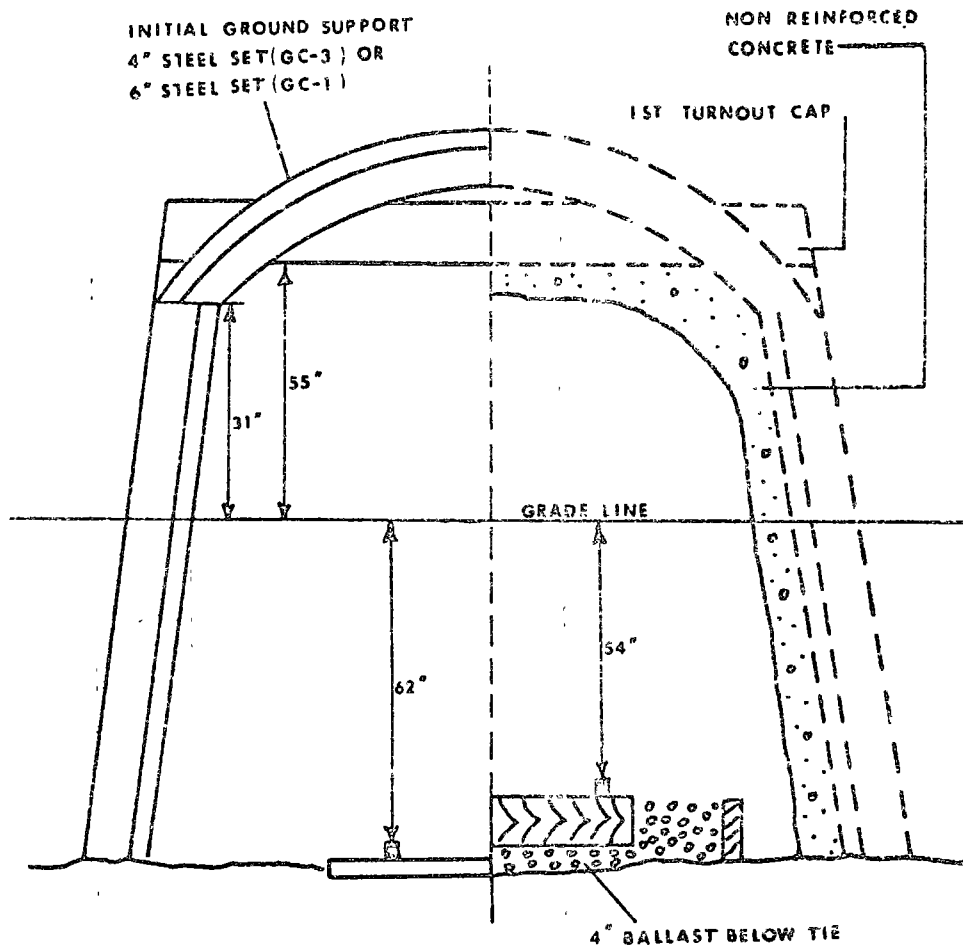


Figure 6. Concrete Fringe Drift on Grizzly Level

steel sets with subsequent placement of non-reinforced concrete.

Figure 7 illustrates the gravity flow draw raises and grizzly drift. Data on the draw raises are as follows:

- Size: 5 ft minimum diameter, unlined.
- Length: 15 ft above grizzly. Driven after grizzly drift is concreted.
- Crews: 2-men crew drives several raises at once. 11 to 24 holes drilled 4 ft to 6 ft deep. 27 lbs. ANFO with each primed with plastic booster. Electrically blasted.

Data on the grizzly drifts are as follows:

- Excavation only; 8'-4" x 8'-0" between draw points; 9'-6" x 8'-0" at draw points.
- Rock bolts and wire mesh used for pre-concrete support.
- Size: 5 ft wide, 6 3/4 ft high finished drift with concrete reinforced at the draw points only.

The concrete lining used in the development excavations shown generally ranges from 18 to 24 inches in thickness. The concrete is discharged underground pneumatically through a header and 6 inch slick line behind plywood or steel forms. From 6,000 to 8,000 cubic yards of concrete per month are poured on a three-shift per day, seven-day-per week basis.

Figure 8 shows the undercut procedure used at San Manuel. Undercut drifts are 5' x 7' timbered with 6 inch round posts and 6" x 8" caps. These drifts are driven over the tops of all the draw raises, 15ft above the grizzly floor drift at right angles to the grizzly drifts. Access undercut drifts are driven parallel to the grizzly drifts over the tops of the northernmost and southernmost draw raises. Undercut

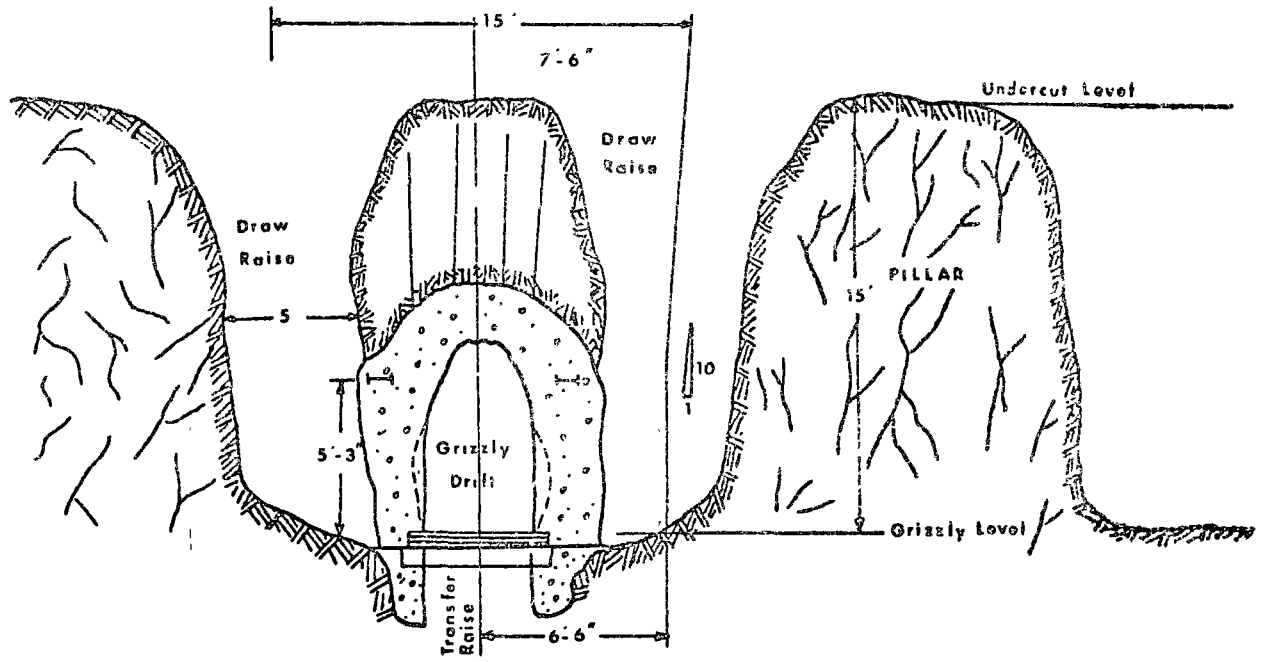


Figure 7. Gravity Flow Draw Raise and Grizzly Drift

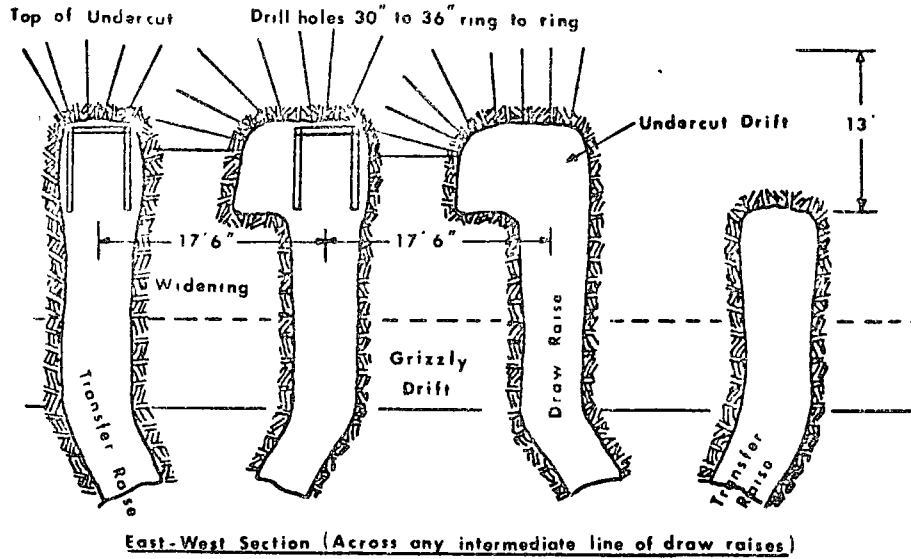
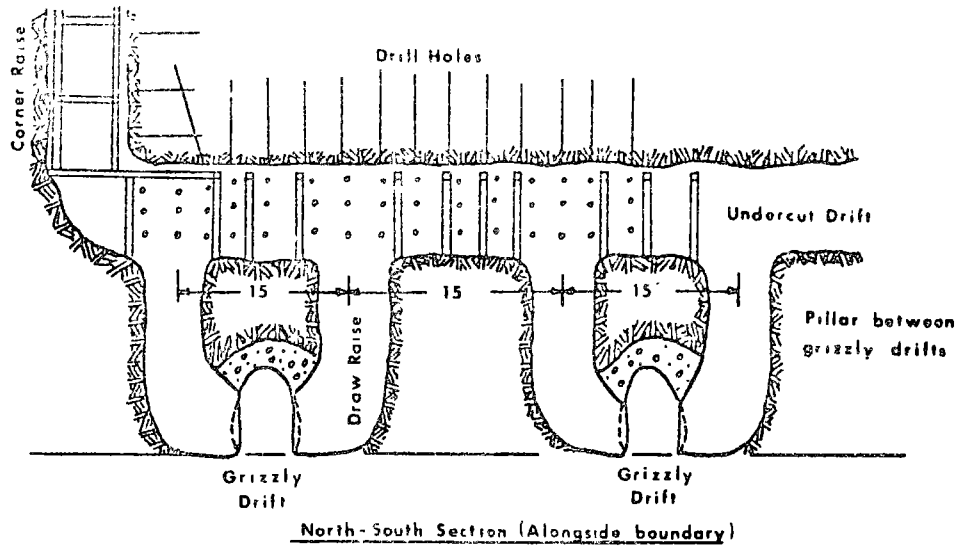


Figure 8. Undercut Procedure

pillar work usually begins before the drifts are all completed to prevent excessive drift repair and maintenance.

Undercutting can start at any position in the block, but usually is begun against an older caved block and retreats to a solid corner or corners.

Undercut pillar crews start the cave by drilling and blasting out a pillar between drifts or at a boundary of the block. The pillar crews retreat away from this initial cave, breaking the ground into the caved area. The sequence of this procedure is illustrated in Figure 9. Before each pillar is blasted, the drift is widened on one side about 4 ft and timbered if necessary. The remaining pillar, about 3 ft thick, is drilled out to a height of 13 ft above the floor of the undercut, and the pillar and widened drift are shot.

The timber is drilled with wood augers and shot with the undercut round. Generally, a 15-ft section along the drift length is taken with each blast (from one draw raise to the next). Care is taken to insure that the pillar is completely broken by drawing off sufficient broken muck to observe the effect of the blast before the next adjoining pillar is shot.

Ground Control and Support

Stresses in the rock mass resulting from block caving have been a dominant influence in shaping mining practice at San Manuel. These forces play a dual role in that they often cause extensive damage to mine openings in the mining area; however, they also contribute in large measure to the success of the operation by breaking the ore to an easily

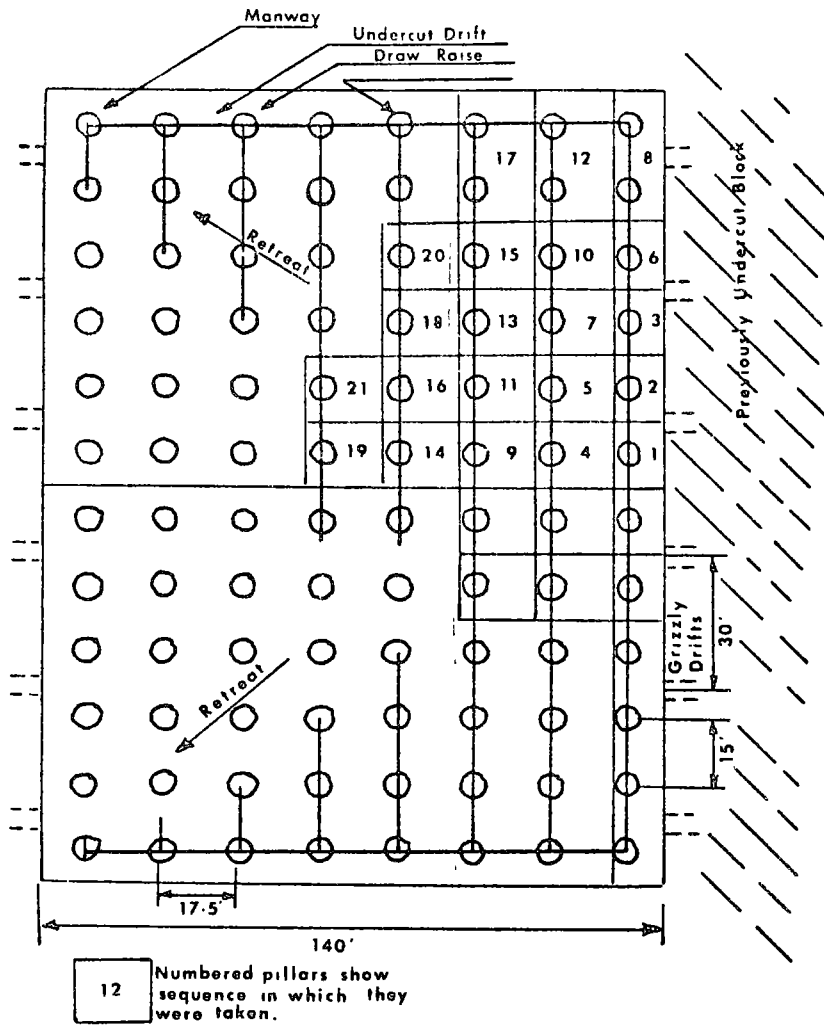


Figure 9. Progression of Undercutting

handled size. Generally ground weight is associated with the caving action and is not of great consequence in areas more than a short distance from blocks under active draw.

To prevent extensive damage from the weight associated with undercutting, the development is accomplished in as short a time as possible. After the undercut has been completed, varying amounts of weight are generally noted around the perimeter of the block. The intensity of this "abutment" weight diminishes with distance from the edge of the block and is not ordinarily significant at distances greater than about 50 ft from the block. Abutment weight appears as a steady pressure on the grizzly level panel drifts adjacent to some of the blocks. The amount of draw from adjacent blocks appears to dictate the orientation of the basically vertical stress acting on these drifts (Pelletier, 1968).

Accurate level surveys have reportedly shown a rise of ground occurring beneath a block after it has been undercut and a drop in ground beyond the perimeter of the block. The rise beneath the block amounts to several inches near its center. The drop beyond the perimeter of the block is greatest near the perimeter and diminishes with distance from the block. Decreases in elevation amounting to 2 inches have been measured at distances of about 150 ft from a block where evidence of drift failure was not apparent. Decreases in elevation as great as 6 inches have been measured in panel drifts adjacent to active blocks (Pelletier, 1968).

Weight on the haulage level is generally less intense than on the grizzly level, thus providing further evidence

that weight diminishes with distance from the active draw.

A study on ground support systems utilized in block caving mines by the U.S. Bureau of Mines (1975) summarizes the situation at San Manuel as follows:

Concrete is extensively used for support; the main, panel, fringe, and grizzly drifts are concreted to varying degrees. Timber, though expensive, is used as both temporary (undercut drifts) and permanent supporting (main haulage, fringe drifts, etc.). The increased cost of timbering is quite a concern at the mine, as is the scarcity of iron for rock bolts, which are used primarily to support grizzly drifts prior to concreting. Many support mechanisms have been tried at the mine, including cushioning concrete with foam and felt; results have been variable. Concrete cribbing is being considered for future work. Yielding sets have also been tried, but were not deemed too successful. Some of the preceding ideas may warrant further consideration, for there is little or no information as to the completeness of past experiments.

Ground support problems are less prevalent than at other mines. Maintenance crews represent less than 10 percent of the work effort. Some typical points of concern are--

1. Prediction of surface subsidence and cracking.
2. Draw point destruction due to secondary blast damage and abrasion from running muck.
3. Premature closing of grizzly, panel, and fringe drifts.

To elaborate more on support problems, in concreted drifts there are two distinct problem areas: A gradual but

persisting closure (squeezing effect), and rapid cracking and destruction of the concrete, requiring secondary steel sets to hold up large slabs of concrete.

The first type of failure has proved very difficult to combat; in incompetent ground this type of failure has shut down some productive areas. The cracking failures tend to deform towards the actively mined areas. Resupporting is often successful for the time required to remove the ore.

Concreting will continue to be the primary support medium if at all possible. It is relatively inexpensive, and the mine production is geared to concrete support operations. As mentioned previously, cushioning behind concrete (back-packing) has been attempted with mixed results. By not concreting the floor, the drifts have done better, with the floor taking the weight via floor heave. By mucking off the excess, the drift is left open; 1 to 2 years is the average required time for maintaining the slusher drifts, panel drifts should stay open for 3 to 4 years, and fringe drifts should be open for about 10 years.

In summary, this mine is productive and is capable of coping with current support problems. However, support problems are always present because of the dynamic activities at this mine; approximately 4,000 to 5,000 feet of drift is driven (and must be supported) each month. Surface subsidence is already irksome, and since several lower level lifts are proposed, increased ground pressure at depth is a future problem of some magnitude.

CLIMAX MINE

The Climax Mine is producing between 37,000 and 43,000 tons of molybdenum ore per day, depending on market demands and plant efficiencies. This mine has little overburden; current depth is 600 ft below the surface. This mine utilizes the "slusher block or panel" caving system. Some production data for this mine are included in Appendix II for those interested.

Geology

Approximately 30 million years ago, three granitic stocks intruded the pre-ore country rocks. These stocks were similar in composition and closely related in space, but intrusion was separated by some time interval. Each of these stocks created a moly-tungsten orebody and was accompanied by intensive alteration.

The first stock intruded was the Southwest Mass of Climax Porphyry. This intrusion caused fracturing of the country rocks above and on the upper flanks of the stock. Hydrothermal fluids, rich in molybdenite, quartz, and tungsten minerals, then migrated upwards through channel-ways in the stock and deposited in the fracture zone. Finally, a period of silicification occurred beneath the ore body and replaced the existing rocks and destroyed moly mineralization with almost pure quartz.

After some, as yet unknown length of time the Central Mass of Climax Porphyry was intruded to the east of the Southwest Mass. The same patterns of fracturing, upward migration of hydrothermal fluids, and silicification were repeated and created the Upper Ore Body. The Upper Ore Body high silica zone is essentially barren of moly and therefore has not been mined.

The last ore related intrusion was the Aplitic Phase of Climax Porphyry located slightly eastward of the Central Mass. The same sequence of events as in the two previous stocks followed this intrusion and created the Lower Ore Body and the Lower Ore Body high silica zone.

A final igneous stock was intruded into the Aplitic Porphyry. This Porphyritic Granite Stock had associated with it two large and numerous smaller dikes that cut all the previous rock types. Because these dikes are post-ore age, they represent dilution and their locations are important to ore production.

After the cessation of igneous activity, a period of intense faultings and fracturing took place. The major movements were along the Mosquito, South, and East Faults. Much of the fracturing that occurred during this period is still visible underground and has resulted in the good block caving qualities of the ore bodies. The Mosquito Fault is a major structural feature of Central Colorado and is traceable along its strike length for many tens of miles. In the Climax area, movement along this fault has dropped the west block down relative to the east block (the mine area) for a distance of between 8,500 and 9,000 feet. This movement

had two derogatory effects on the ore body. First, the downward movement of the west block cut off ore in a western direction. The second effect was to leave the east block as a topographically high fault scarp which was susceptible to glaciation and erosion.

The final major geologic event was alpine glaciation emanating from the Tenmile Cirque. This glaciation coupled with normal erosion removed not only the sedimentary rocks over the mine area, but also destroyed all but the roots of the Ceresco Ore Body and the top of the Upper Ore Body. If all three ore bodies had been left intact it is estimated that the original ore reserves at Climax would have been in excess of one and one-half billion tons.

Panel Development

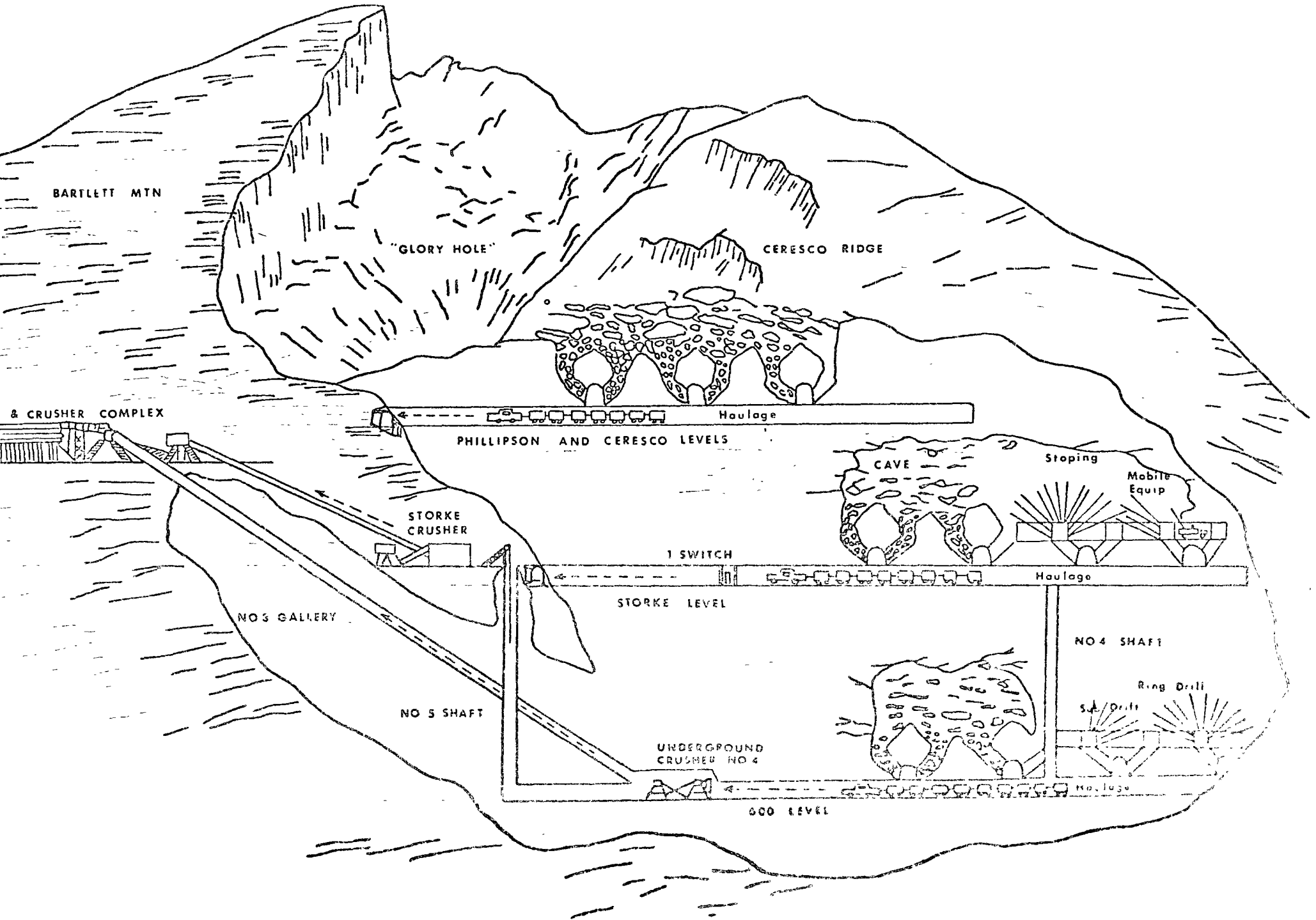
Figure 10 illustrates the basic configuration of the caving system utilized at Climax. The primary differences in development at Climax as compared to San Manuel are:

1) The ore is moved along slusher drifts -- and dumped directly into trains, and 2) the haulage level is separated from the undercut level by a distance of only 20-30 feet. This arrangement is shown in Figure 11.

Figure 12-14 shows the haulage and fringe drift sections and associated ground support systems. Basically, 12" x 12" timber or 5 ft long roof bolts and shotcrete are used as initial support. In loading areas, all timber is removed and concrete legs are poured; rock bolting serves as temporary support until forming and concreting are complete.

Slusher drifts are driven conventionally or with mobil,

Figure 10. Sketch of Clinal Mine Configuration



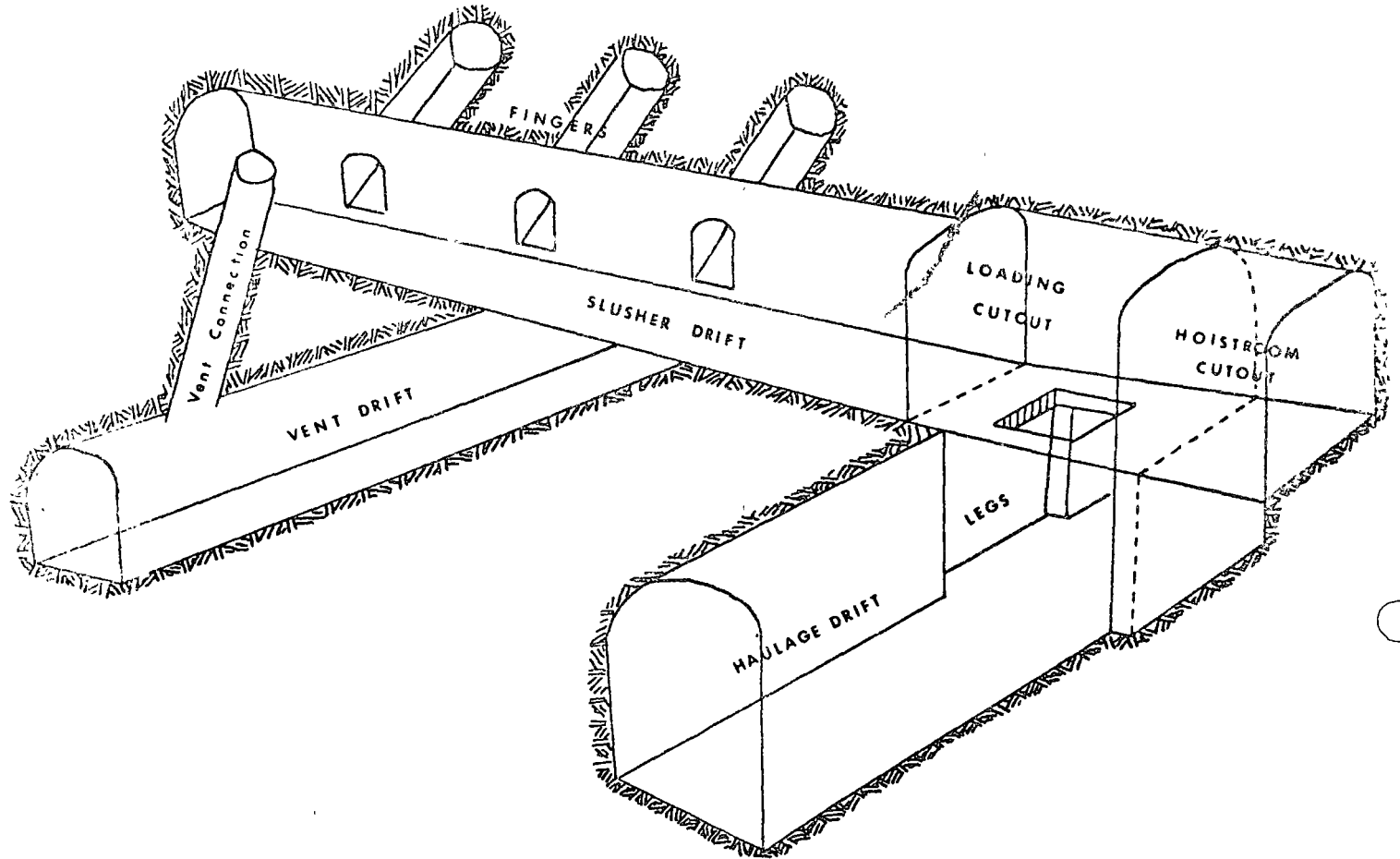


Figure 11. Slusher Drift and Related Components

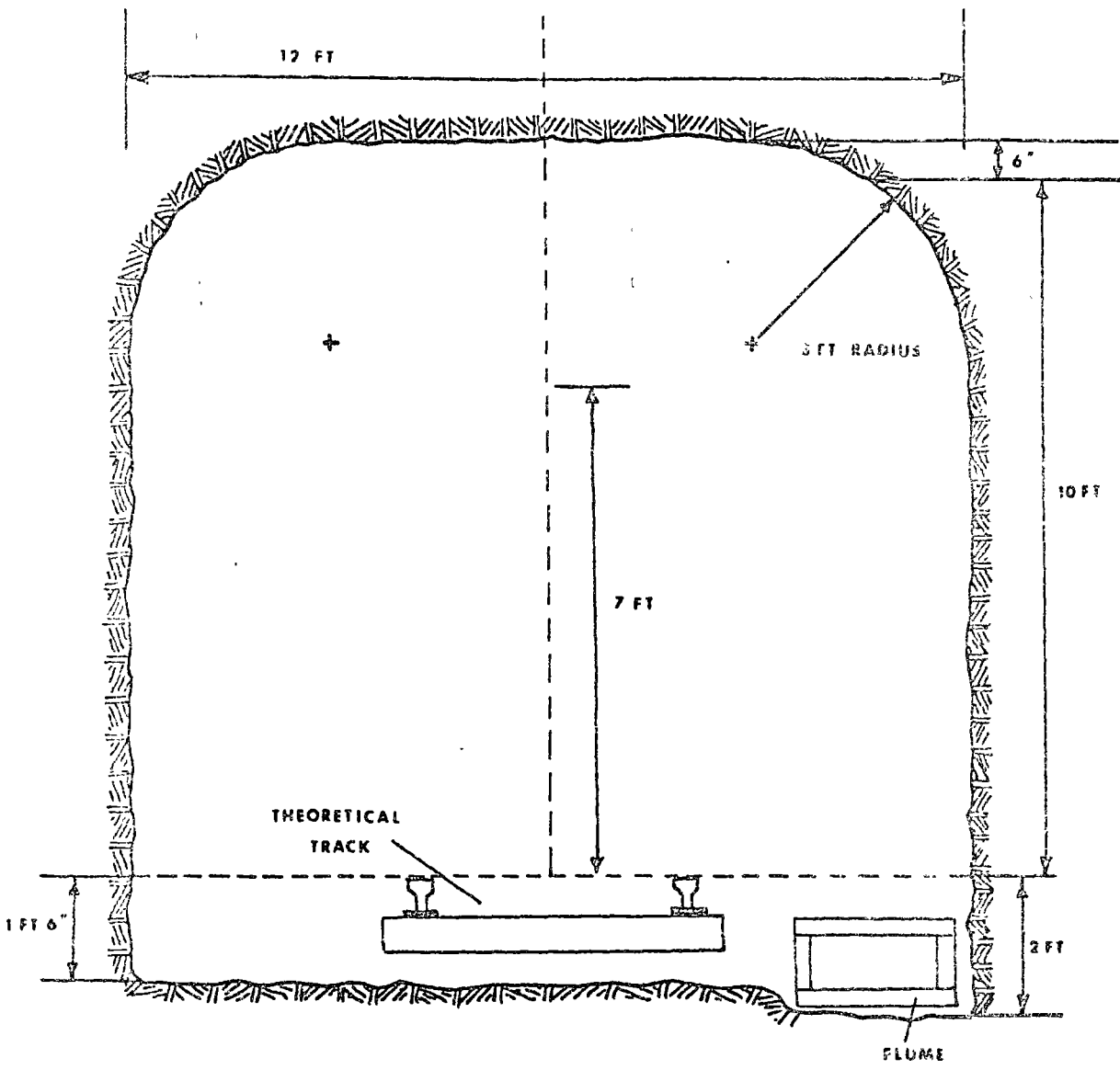


Figure 12. Fringe Drifts (Rock Section)

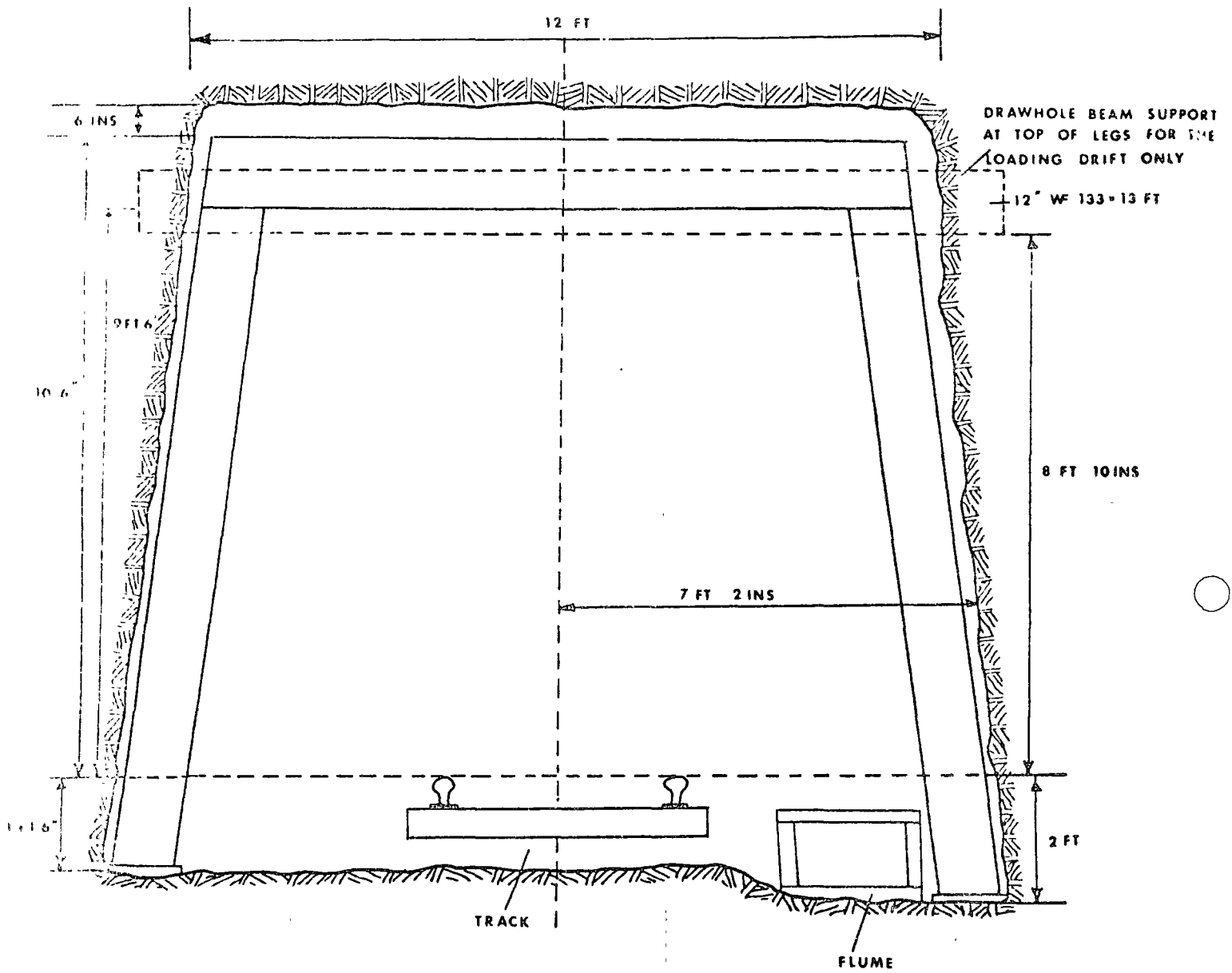


Figure 13. Haulage and Fringe Drifts (Timber Section)

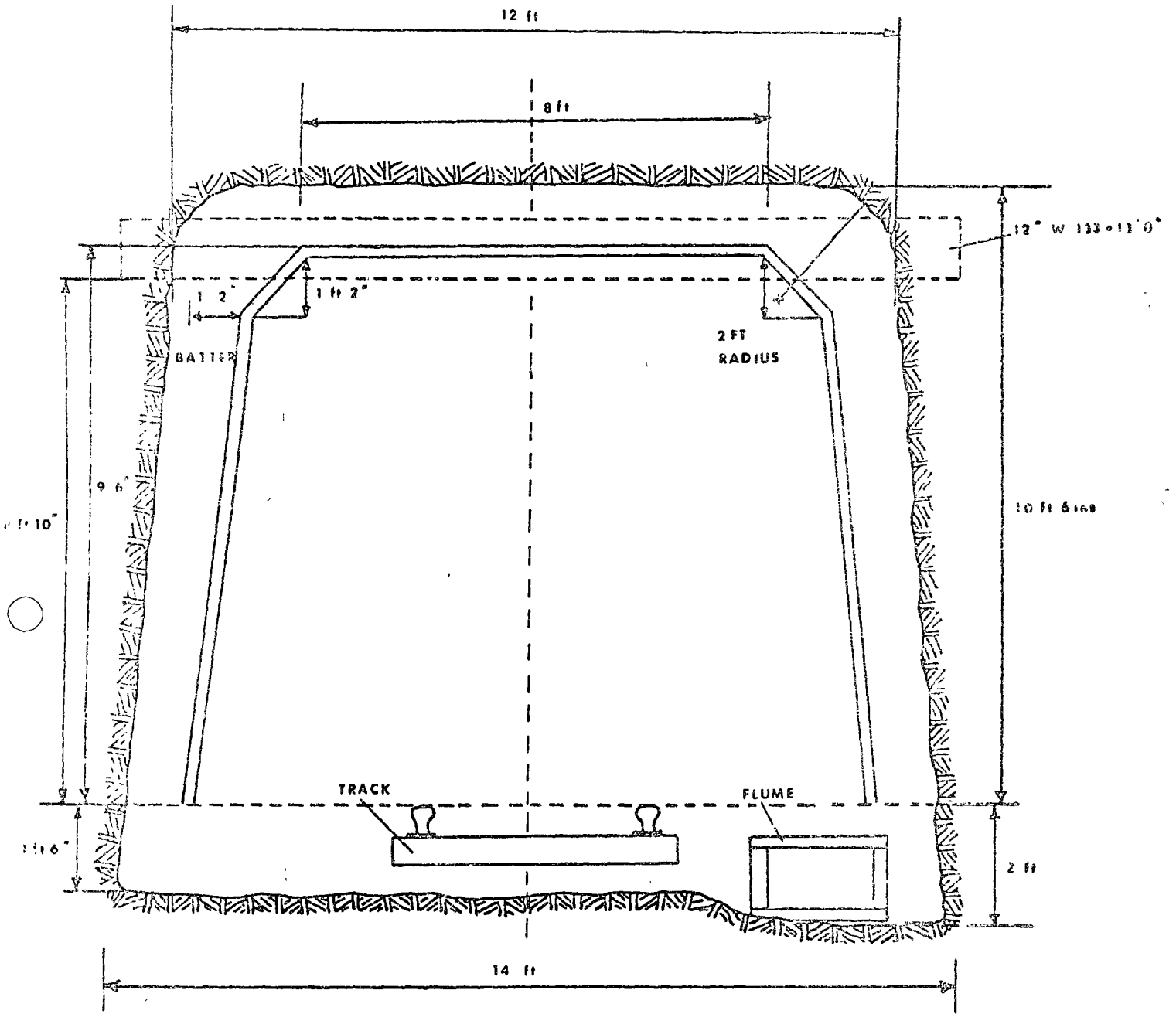


Figure 14. Haulage and Fringe Drifts (Concrete - plywood forming)

rubber-tired equipment. In either case opening support is maintained with 5 ft, expansion shell type, rock bolts and 2 inch wire mesh until the drift is either shotcreted or concreted. Figure 15 illustrates the development procedure when mobile equipment is utilized. The procedure may be summarized as follows:

1. Haulage drifts are driven within a predescribed ore recovery area. Legs are concreted, steel drawhole frames are installed and the L.C.O. (loading cut out) area is mined and rock bolted to establish the draw points.

2. Equipment and material can be hoisted thru a drawhole or taken up a ramp to begin mining operations.

3. A cross cut drift will be driven above and parallel to the haulage drift. It will intersect line of A and B fingers of alternate slusher drifts and the end of the hoistroom cut out (H.C.O.) in adjacent slusher drifts.

4. Drilling at headings is done with mobile drill jumbos.

5. Muck removal is by mobile LHD units through the drawhole into ore cars on haulage level.

6. From selected predetermined points, ramps are constructed to permit access by mobile equipment.

7. The floor, end log section, and slusher base are of placed concrete. The remaining portion of slusher drift and finger raises are finished with shotcrete. The slusher drift is completed and shotcreted first. Finger raises are mined and shotcreted later as a separate operation.

8. Upon completion of the slusher drift and back fingers, "A" and "B" fingers are started by leaving a muckpile in the cross cut drift. From this point, bulkheads

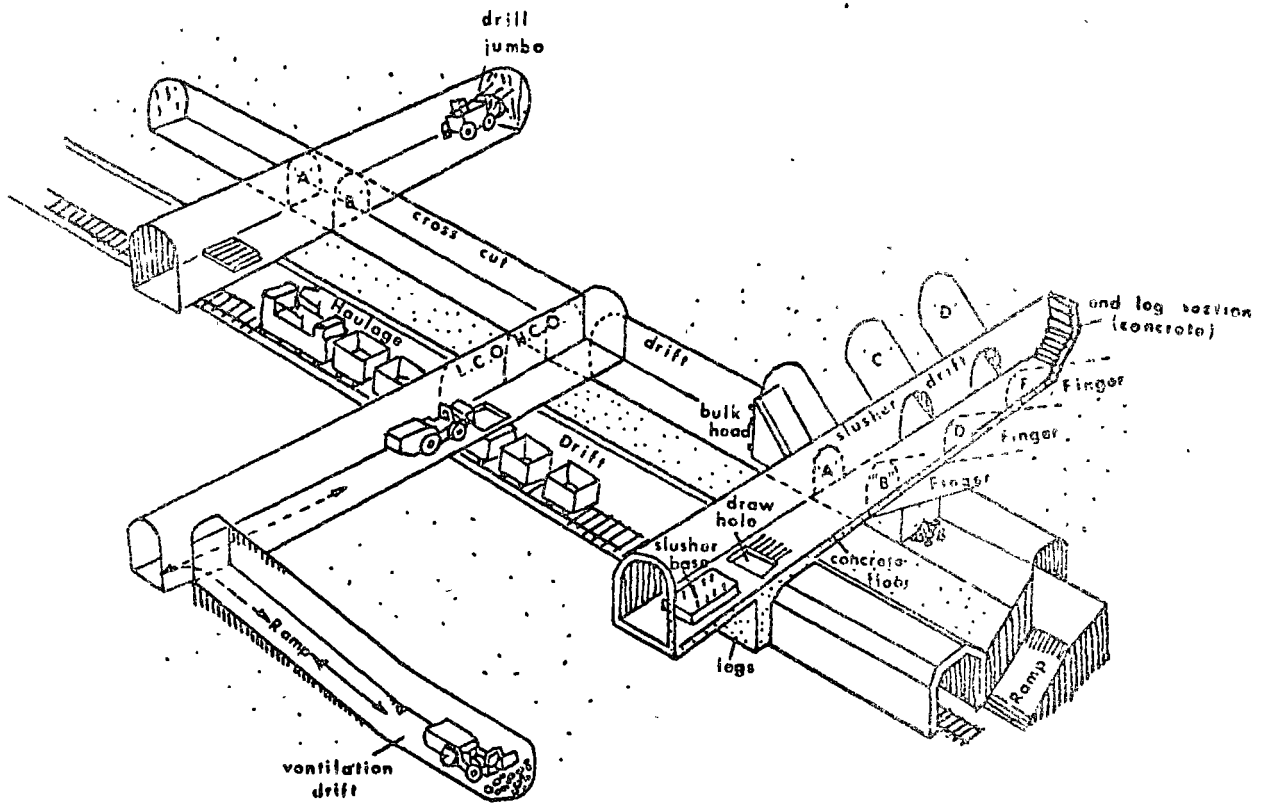


Figure 15. Mobile Preparation Method of Development

are formed and concrete is placed, defining the lower portion of these two finger raises.

Figure 16 illustrates the undercutting procedure used at Climax. The slusher drifts are perpendicular to the haulage drifts and alternate from left to right. The drawhole spacing, center to center, is 34 ft. The slusher drifts are normally 112 ft in length, 7 ft wide by 9 1/2 ft high, with six finger raises on 32 ft centers.

The finger raises are driven on a 45° angle for approximately 20 ft, then vertically 8 to 10 ft. Subdrifts are driven directly above fingers on one side only (parallel to slusher drift). Fingers on the opposite side are connected by sideline drifts driven on a 35° angle (when the longholes are blasted the rock in the cave area breaks to these sideline drifts).

Longholes are drilled in a fan pattern (from + 9° to 90°) averaging 30 ft in length -- some holes are up to 40 ft long. The 3 1/2 inch diameter holes are drilled on 5 ft centers toward a central point from opposite subdrifts. When blasted, an apex is formed over the sideline area between each slusher drift. Subdrift and sidelines provide an opening for rock to break to during the blasting process. It is my understanding that Climax recently decided to revert to double subdrifting, rather than single subdrifts with sidelines, in order to gain stability. The production ring holes in single subdrifts pass much closer over the slusher drift back than do the double subdrift holes. This results in a reduction of the size of the apex over the slusher dash in the single subdrift system and weight and blast vibration problems resulted.

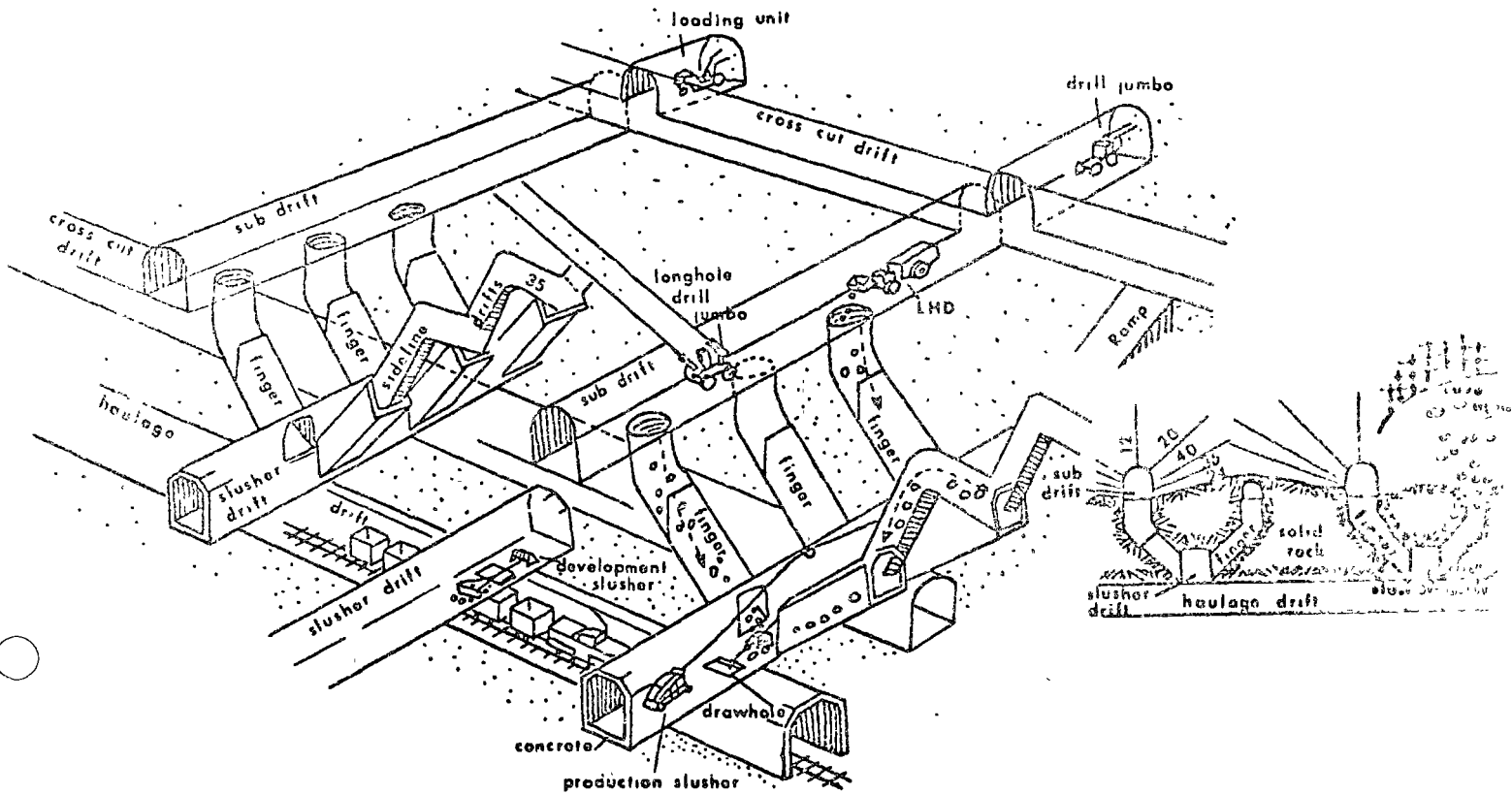


Figure 16. Undercutting Procedure (Single Subdrift Method)

As caving progresses, miners advance to adjacent stoping sections and this procedure is repeated. Caving begins at the far east end of the mine and advances westward across the full face of the orebody. In this case, caving is by panels rather than blocks. Upon completion of the development procedure an idealized stoping area would look something like that illustrated in Figure 17.

Ground Control and Support

As to support problems, roof bolting is the first priority problem. For years the mine has experimented with a variety of innovations in roof bolting. Naturally, the bolting system must be both effective and cost-efficient. Cost has eliminated from routine use some of the alternatives--grouted, the hollow threaded rebar and the fiberglass bolts cost approximately five times more than does the standard steel bolt. The wooden ash dowels sometimes used in coal mines were used for a time with some success; they were more cost-competitive than the other alternatives. Wood blocks were tried under the bolts, but this idea was very poor because the shock from blasting caused the wood to give so that support became nonexistent. Bolting remains the number one support problem at this mine (McWilliams and Gooch, 1975).

During development, in areas of competent ground, erratic "rings" of 3 or 4, 5 to 7-ft expansion-shell rock bolts are placed in the back and rib areas of each drift while it is being driven. The orientation and exact placement of each bolt is left to the discretion of the installer. Ring cluster spacings vary from 4 to 6 ft.

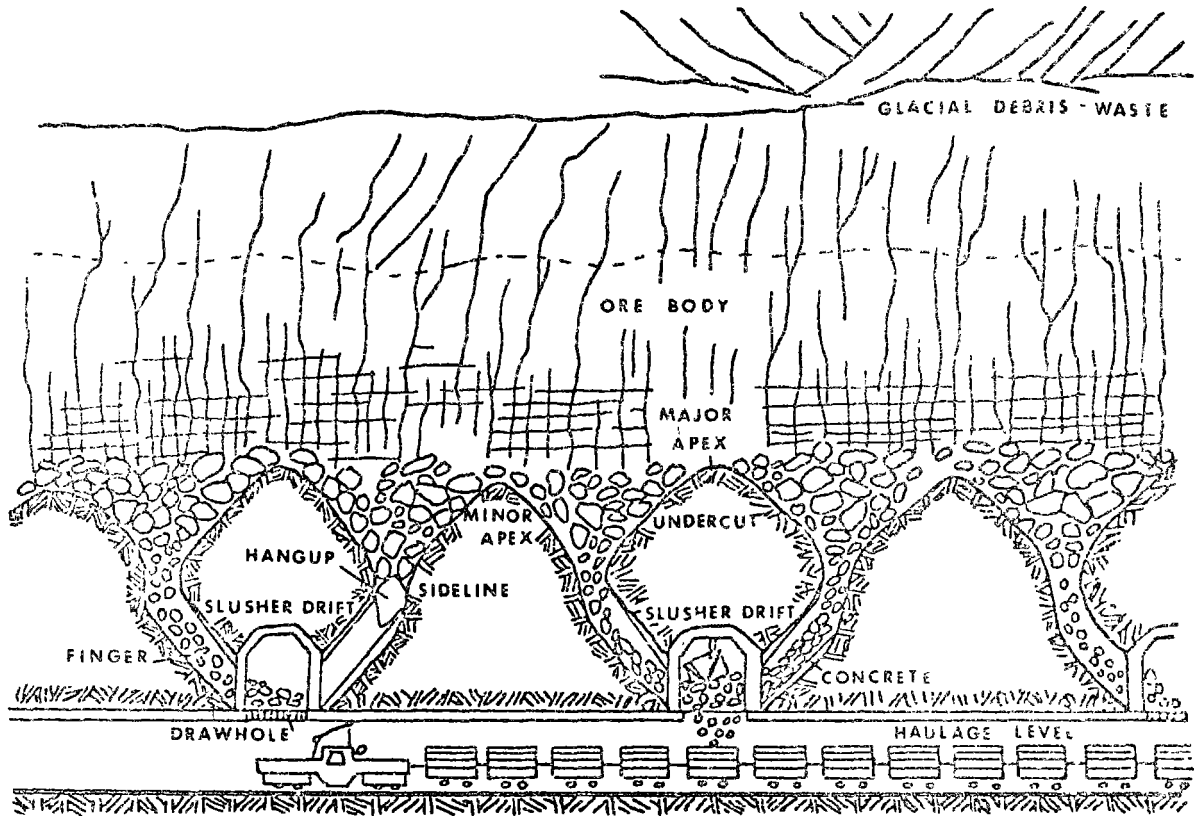


Figure 17. Idealized Production Stopping Area

In ground that is only moderately competent, either grouted or epoxy-resin bolts are used in lieu of expansion-shell bolts. Bolt length is either 5 or 7 ft, dependent on ground conditions. Five to seven bolts are installed per ring and the rings are carefully formed on regular centers, usually 4 ft c-c. The grouted bolts are #7 to 9 rebar and are inserted into a cement-sand-water mixture that is emplaced using a shotcrete pot setup. The resin bolts are commercial epoxy-resin systems.

In incompetent ground 7 ft epoxy-resin bolts are used in radial patterns on close spacings with chain-link mesh and shotcrete. In some areas 10 ft bolts have been tried, but installation problems have been encountered. During the development phase, shotcrete and bolts maintain stability of almost all the bad ground; however, some especially severe faults may require timber cribbing.

The abutment loading experienced during caving is, of course, much greater than that encountered during development. In areas of incompetent ground Climax adds additional support prior to the onset of caveline loading. In the slusher dashes they are now reinforcing the concrete in the ribs and back of the drifts and are tying the reinforcement to the rock with rock bolts. The reinforcement presently consists of both steel and fiberglass rebar. In the past there was a tendency for the rebar to separate from and spall the concrete in response to blast vibrations. The steel reinforcement also presented wear problems in that production would abrade the concrete faster than the steel, thereby exposing the steel and creating a safety hazard. By using fiberglass rebar

it is possible to gain strength and hopefully eliminate the vibration and wear problems. The fiberglass rebar (yield strength 105,000 psi) costs approximately \$1.30 per linear foot as opposed to \$0.28 per linear foot for steel rebar of the same diameter; cost is therefore the main deterrent. The fiberglass does, however, allow greater concrete deformation before failure and spalling initiates. In critical stability areas, other than the slusher dashes, Climax is now using 6-in. rigid and yieldable steel arch sets on 2 and 4 ft centers (McDonough, 1975).

Shotcreting is currently replacing poured concrete in some situations. Shotcrete, bolts and mesh have replaced bulk concrete in several series of slusher dashes; immediate support and enhanced stability of openings subject to blasting effects are the motivations for this change. At Climax transport of the dry aggregate, sand and cement mixture is by transit mixer to the mobile shotcrete machine. The mix is pushed through a 3-inch hose to the nozzle applicator where chemical additives and heated water are added prior to shotcrete placement. Shotcrete is built to a final thickness varying from 6 to 12 inches. The shotcreted slusher dashes will be exposed to caveline loads beginning this year.

An extensometer closure monitoring program for slusher dashes and haulage drifts is in use at Climax. The continuous monitoring of drift closures has revealed areas of impending stability problems so that draw could be changed. Methods to deal with these problems essentially consisted of increasing the draw, or ore production, in an area to quickly advance the caving ground and relieve the damaged area.

This continuous monitoring also pointed out the procedures found to be most damaging to drifts. These procedures are: (1) inadequate control of the amount of draw from individual areas, (2) producing islands or peninsulas of uncaved ground by advancing an uneven front, (3) not advancing the cave fast enough or permitting long stoppages, and (4) not carefully controlling the undercut blasting, so stubs of unbroken rock remained (Kendorski, 1973). Drift closure measurements indicate that up to 1/2-inch of movement occur in a 10 ft drift before the concrete lining cracks. These deflection readings are now the main controls for production draw control and cave advance. With these extensometer readings it is possible to predict problem areas well in advance of the time they become critical and preventive measures can be taken. This year Climax plans to install stress-meters in advance of the caveline to try to determine the stress magnitude increase propagated by caving and the influence of various ground conditions and cave shapes on this stress increase.

Eventhough electric delays have been used, vibration levels during production blasting have often been excessive and contributed to drift deterioration. Seismic equipment, capable of monitoring blast vibrations, has been obtained and a testing program will soon be initiated to study the effectiveness of various electric delay patterns.

Climax is currently conducting extensive underground mapping studies in order to determine the dominant structural geology trends in the mine area. They are also ranking the ground with respect to its cavability and support requirements.

in production areas. This allows the advancing caveline to be oriented, as much as possible, in accordance with the geologic structure and ground conditions anticipated in new areas. As a result of this work, Climax is gradually moving towards a more flexible support program designed to more closely match the different ground conditions.

In general the bulk of the current rock mechanics effort at Climax is directed towards solving daily or weekly weight problems generated by detrimental ground conditions and caveline abutment loading. Effort is also directed towards redesign of opening locations, geometries, support systems, mining sequences, and caveline configurations in an attempt to alleviate weight problems.

In summary, this mine is highly productive with some support problems. None of these is overwhelming; however, these support problems will undoubtedly tax the adequacy of the current production layout as the mine reaches the next "lift" at the 1100 level.

Survey of Ground Support Systems

The U.S. Bureau of Mines (1975) investigated ground support problems in four of the six active block-cave mines in the United States. The first significant finding was that the block caving operations differ greatly from mine to mine. The most significant problem is the inability of present support systems to hold moving ground. Providing adequate temporary support capable of withstanding primary and secondary blasting is the next most significant problem.

Almost every conceivable conventional support mechanism is being utilized to varying degrees in the mines investigated during this preliminary survey. Mining depths range from 600 to 3500 ft, and in general, the problems compound as mining goes deeper. Tables 1-6 summarize the ground support mechanism currently being used in the four mines investigated.

As a result of this survey on ground support systems used in block-cave mining, the U.S.B.M. recommended the following areas of research which will hopefully alleviate existing support problems in block-cave mining.

1. Install a sand-backfilled continuous-yielding liner in a working production drift of a block-cave mine with acute ground control problems. This liner may be steel, concrete or possibly even aluminum. The goals of this project would be--
 - a) To solve the ground control problem at a particular mine, thereby providing a possible solution to problems in other mines.
 - b) To provide a conclusive field test in a production area of this relatively unproven support technique.
- A potential disadvantage of a continuous-support medium is obvious where there are to be "lifts" below such an installation. Drawing a long continuous liner (for example, 150 ft) through the next lift would be a paramount problem. Perhaps continuous liners can only be used on the bottom lift, or concrete would have to be the continuous medium rather than steel.

TABLE 1. - Undercut level support (U.S.B.M., 1975)

Mine	Size ¹	Primary	Supplementary	Life	Maintenance
1	5- by 7-foot undercut drifts.	Round wood posts, 6- by 8-inch caps, 6- by 8-inch sills, 2- by 12-inch back and side lagging.	None.....	1 month	None
2	9- by 9-1/2 foot sub-drifts.	5 or 7 foot bolts, spacing as required.	2-inch shotcrete as required.	3 months to 1 year	Occasional during adjacent drift advance.
3	All undercutting drilled from slusher drift.	NAp	NAp	NAp	NAp
4	7- by 9-foot drift	Occasional bolts if required.	None.....	6 months	None

NAp Not applicable.

¹width is the first dimension; height is second.

TABLE 2. - Fingers and draw points support (U.S.B.M., 1975)

Mine	Size ¹	Primary	Supplementary	Life	Maintenance
1	Vertical, 5 to 15 feet high.	None.....	Concrete mouth and H-beam brow.	1 year	Considerable, at draw points.
2	Driven 11 by 9 feet at 45° pitch.	Poured concrete in lower 15 feet to give 4-1/2- by 9-foot opening.	None.....	1 to 3 years.	Occasional from secondary blasting, drawpoint abrasion, or ground pressure.
3	4-foot diameter.	None.....	Wide-flange or yield steel brow reinforcement.	6 months.	Frequent due to ground pressure.
4	None (LHD units draw from undercut drift).	Poured concrete brows with wide-flange steel sets.	None.....	2-1/2 years.	Occasional from secondary blasting.

¹Width is the first dimension; height is second.

TABLE 3. - Slusher and grizzly level support (U.S.B.M., 1975)

Mine	Size ¹	Primary	Supplementary	Life	Maintenance
1	Driven 8 by 9 feet.	2-foot-thick poured concrete.	Rock bolt during advance prior to concreting.	1 to 2 years.	Variable.
2	Driven 9 by 12 feet.	Poured concrete to finished 7 by 9 feet.	Bolt and mesh while advancing if required, experimental shotcrete.	1 to 3 years.	Considerable due to secondary and adjacent blasting and ground pressure.
3	6 by 8 feet.	40- and 58-pound wide-flange steel sets.	1-inch by 10-foot pipe spiling, 4- to 6-inch post lagging.	6 months	Frequent due to ground pressure.
4	None.....	None.....	None.....	NAp.....	NAp

NAp Not applicable.

¹Width is the first dimension; height is second.

TABLE 4. - Ore pass and transfer raise support (U.S.B.M., 1975)

Mine	Size	Primary	Supplementary	Life	Maintenance
1	4 foot square inside	6- by 8-inch crib with 4- by 3-inch angles on upper edges.	None.....	1 to 2 years.	Occasional.
2	Driven 10 by 10 feet.	Poured concrete if required.	Bolts and mesh during advance if required.	Life of level.	Do.
3	4 feet square inside.	Crib with angles on upper edges.	None.....	2 years	Do.
4	10-foot diameter.	Concrete.....do.....	4 to 6 years.	Do.

TABLE 5. - Crosscut support (U.S.B.M., 1975)

Mine	Size ¹	Primary	Supplementary	Life	Maintenance
1	11 by 8-1/2 feet inside.	Poured--arched concrete.	Steel sets during advance prior to concreting.	3 to 4 years.	Occasional.
2	Driven 14 by 12 feet.	12- by 12-inch timber with 3- by 12-inch lagging.	Poured concrete during subsequent cutout development with rock bolts through finished concrete.	5 years	Occasional to extensive depending on area.
3	Driven 12 by 10 feet.	58-pound wide-flange steel sets.	1- by 2-inch by 10-foot pipe spiling, 4- to 6-inch pole lagging.	..do...	Extensive.
4	12-1/2 by 10 feet (finished).	Poured concrete with wide-flange steel sets on 5-foot centers.	Occasional bolting.	1 to 3 years.	Occasional.

¹Width is the first dimension; height is second.

TABLE 6. - Main haulage support (U.S.B.M., 1975)

Mine	Size ¹	Primary	Supplementary	Life	Maintenance
1	10 feet 10 inches by 8 feet 8 inches.	12- by 12-inch timber.	Concrete.....	Life of level	Minor.
2	14 by 12 feet	12- by 12-inch timber if required.	None.....	.do...	Little.
3	Driven 12 by 10 feet.	Occasional rock bolting.	40-pound wide- flange steel sets when required.	.do...	Practically none.
4	12-1/2 by 10 feet.	Steel sets and poured concrete.	Bolting and shot- creting during advance.	2-1/2 years	10-percent probability of repair.

¹Width is the first dimension; height is second.

2. Investigate the possibilities of a substitute for conventional rock bolts which will better survive the effects of near-vicinity blasting. Also, investigate the possibility of a more plastic shotcrete which resists fracturing due to blasting near-by.
3. Perform finite-element analysis to determine critical buckling loads and true large-scale deformations during and after support failure. Existing codes would probably have to be modified for small-strain deformation theory would not apply.
4. Perform research relating mine development and production techniques to ground support. Engineers are quite cognizant that production planning has a very important effect on support, but further research in this area is needed. I personally believe that the interrelationships between variables such as: development timing and extent, finger raise spacings, draw rates, opening dimensions, ore cavability and production scheduling must be determined before we can effectively and efficiently design ground support systems for block-cave mines.

The following specific suggestions were offered by the Bureau of Mines for long-range research relative to block-cave mining:

1. Detailed underground studies relating opening deformations to development and production.
2. Finite-element analysis of model underground development in relation to support requirements.
3. Determination of large in-situ mass material

properties. One approach might be to "work backwards" with a finite-element analysis of producing mines whose deformation and loads are known and then fit the unknown material properties to these known values.

4. Analysis of the effect of breaking rock on eventual support requirements; for example, directly relating the effect of smooth wall blastings or boring to supports.

Summary

At present the bulk of the world's metal supply is from surface mining. Many authorities agree that the high-grade, near-surface deposits are largely a matter of history. Thus, it appears likely that exhaustion of near-surface deposits and public resistance to open pit mining will tend to reverse the present trend toward open pit mining and place increased reliance on underground mining. Block caving comes closest to approaching open pit mining costs, but the deposits must meet the previously stated requirements if this underground technique is to be successful. As large, low-grade mineral deposits are discovered at greater depths, we should see more utilization of the block caving mining method. Currently planned projects in the U.S. are down to 5000 ft at block-cave operations.

The design and successful operation of present block-cave properties remain essentially an art. However, recent advances in the science of rock mechanics in conjunction with the development of modern computational tools will no doubt increase the reliability of block-cave mine design. Data

are constantly being gathered concerning rock mass behavior, thus clarifying mass properties; however, this is still a very difficult problem in mine design which requires extensive research.

SUBLEVEL CAVING

With sublevel caving, in contrast to block caving, the caving action is controlled by retreat drilling and blasting along a series of relatively closely spaced intermediate drifts or "sublevels" within the orebody. Caving action in sublevel caving is generally induced by blasting, although in some older mines, caving action was induced by simply removing sublevel drift support. Despite the inherent disadvantages of high dilution and poor recovery, sublevel caving is finding increasing acceptance as an underground mining method throughout the world. No doubt this is largely due to the success and innovations developed at the Kiruna Mine in Sweden.

Sublevel caving, as practiced today, was developed for orebodies having the following general characteristics:

1. Steely inclined orebodies ($> 70^{\circ}$) having substantial vertical depths.
2. Variable grade ore which is reasonably competent.
3. Weak footwall and/or hangingwall which is allowed to cave.

Figures 18-20 present an idealized concept of the sublevel caving technique as generally utilized. Basically, the orebody is divided into mining sublevels spaced approximately 30-40 ft apart vertically. These sublevels are developed by driving haulage drifts along the footwall.

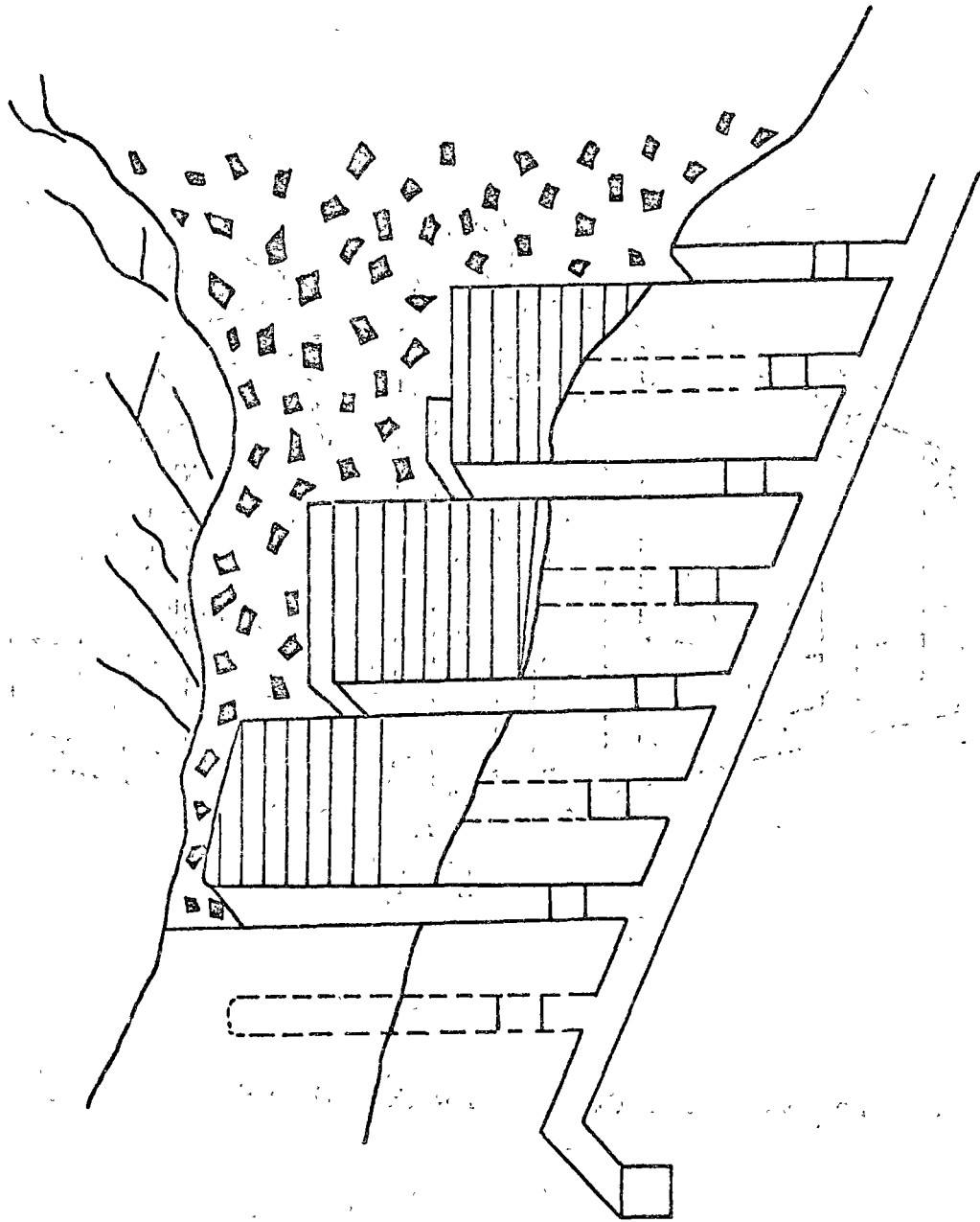


Figure 18. Sectional View of Idealized Sublevel Caving

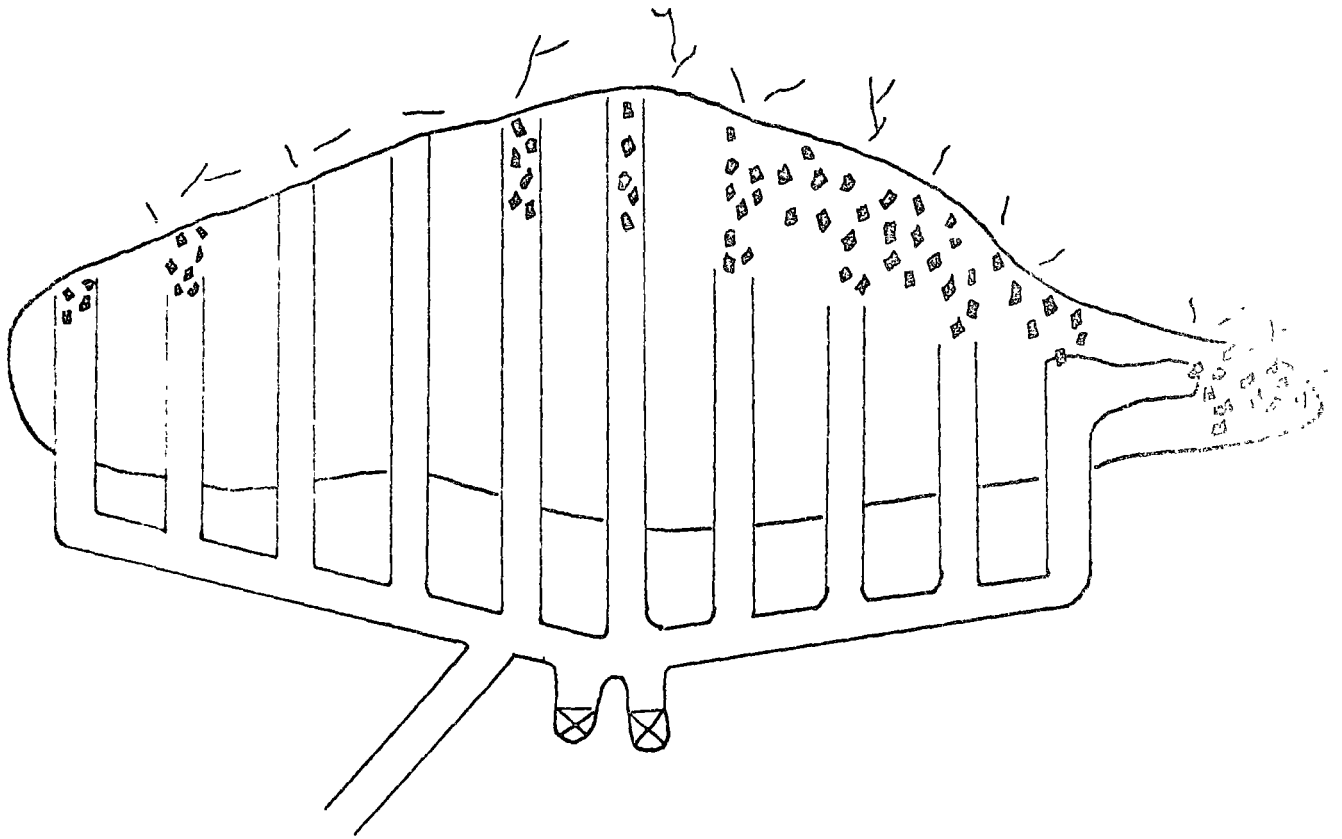


Figure 19. Plan View of Idealized Sublevel Caving

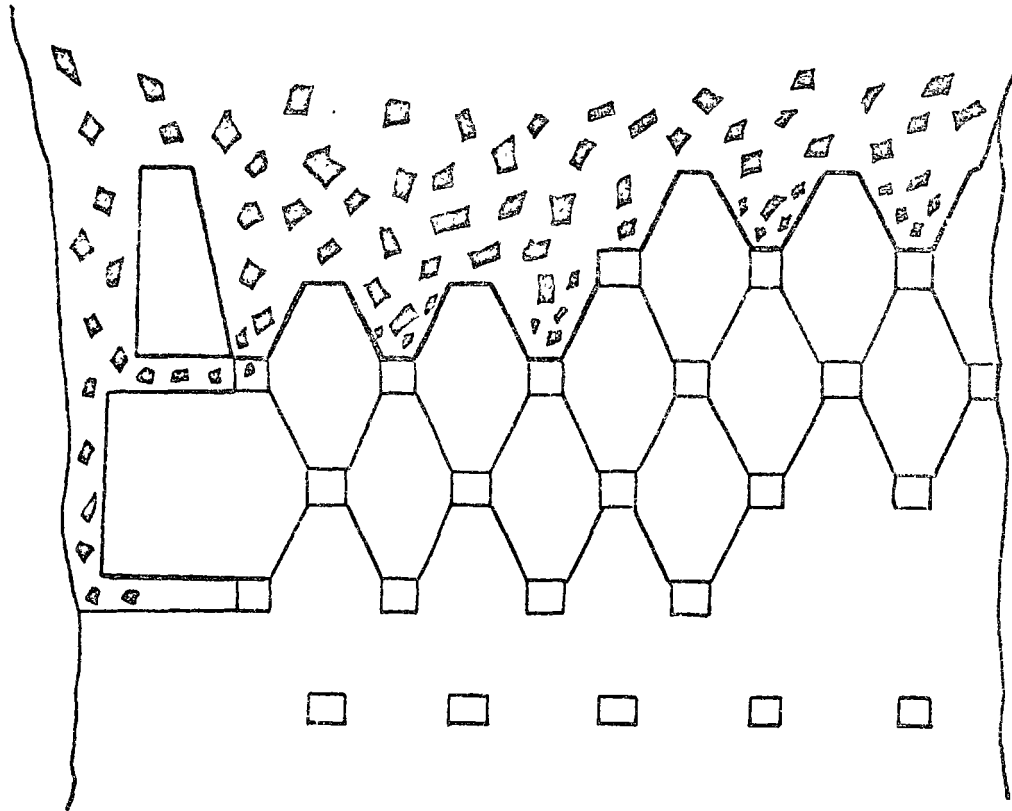


Figure 20. Longitudinal Section View of
Idealized Sublevel Caving

From the haulage drift, a series of evenly spaced production drifts are driven across the ore toward the hangingwall. These production drifts are spaced and laid out in a staggered pattern from one sublevel to the next. From each production drift, longhole fans are then drilled, after which the actual ore production starts at the hangingwall--blasting and drawing one or two fans at a time while retreating toward the footwall (Sandstrom, 1972).

Much research has been conducted recently in association with sublevel caving--perhaps the most significant by the Royal Institute of Technology in Stockholm. Most of this research has centered around model testing of sublevel spacings and patterns, drilling patterns, blasting techniques and loading techniques. Professor Janelid's research in these areas has been most beneficial to the development and success of sublevel caving operations. For those interested in additional reading on these subjects, I refer you to the International Sublevel Caving Symposium held in Stockholm in 1972. Although sublevel height, drift dimensions, etc., vary from mine to mine, Table 7 shows examples of applications in Sweden. Recent development is trending towards longer drill holes, as compared with the shorter, fan-type patterns. This is primarily the result of investigations and full scale tests which indicated that the volume of motion tends to be high and narrow rather than along slanting sides. This suggests drilling more or less vertical and parallel holes in the production drifts. Figure 21 illustrates this progression of drill patterns.

Certainly there are others here more qualified to

TABLE 7.

SUBLEVEL CAVING, SWEDEN 1974 (Janelid, 1975)

	DRIFT DIMENSION meter	SUBLEVEL HEIGHT meter	PILLAR WIDTH meter	BURDEN meter	THEORETICAL EXTRACTION m ³ /m of drift
GRÄNGESBERG	4.0 x 4.0	10	6	1.6	100
TUOLLUVAARA	4.0 x 4.0	10	4-6	1.2	90
RISERGSFÄLTET	4.0 x 4.0	10	7-6	1.5	110
BLÓTBERGET	4.0 x 4.0	10	8	1.5	120
KIRUNA	5.0 x 3.6	11	6	1.8	121
MALMBERGET	5.5 x 4.0	12, 5	7	1.5	156

Front inclination 80°

Blasthole diameter 41 - 51 mm

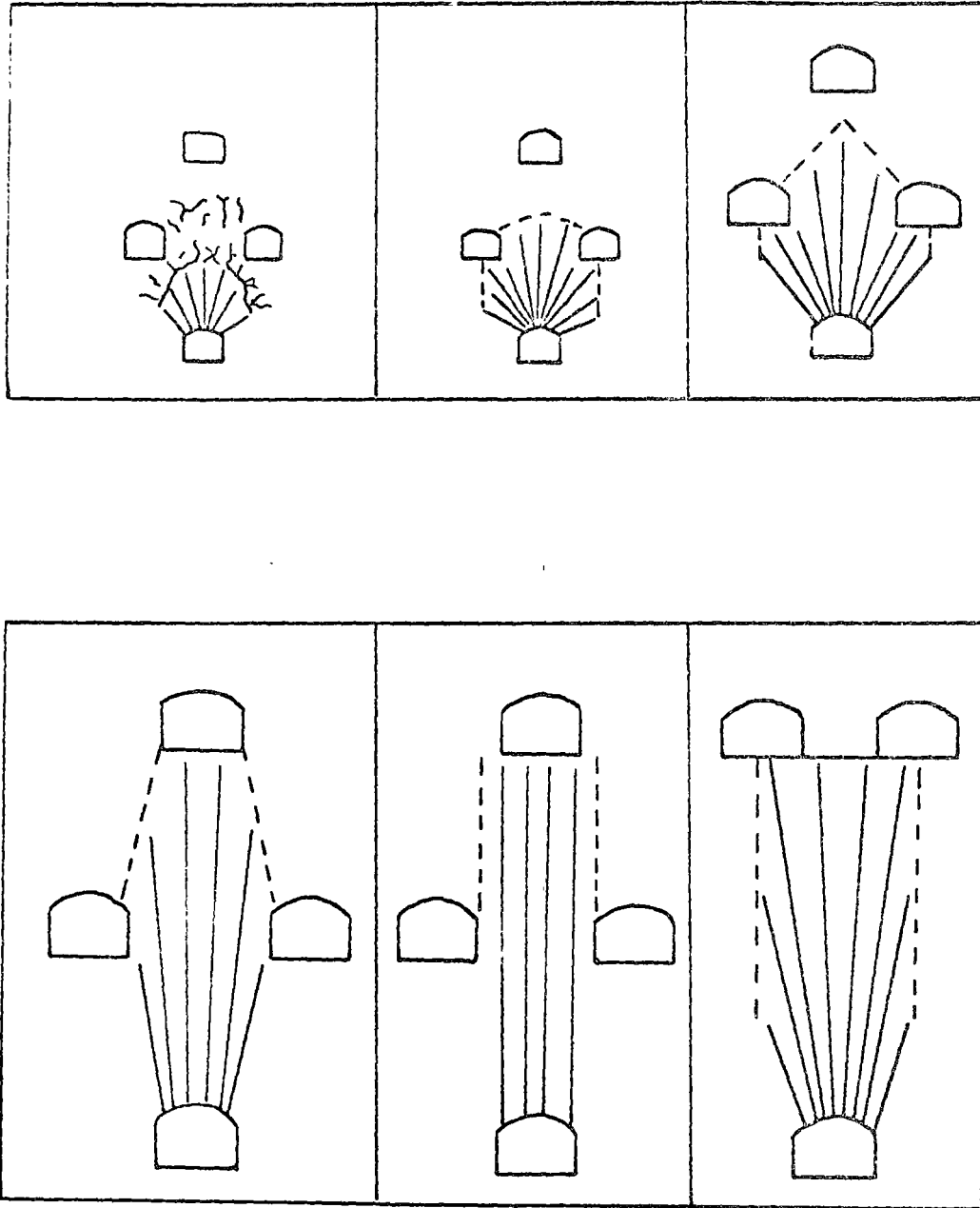


Figure 21. Progression of Sublevel Drill Patterns (Janelid, 1975)

to speak on current operating practices, as well as research efforts, being conducted in the area of sublevel caving. Nonetheless, I would like to briefly discuss the procedures being utilized at two sublevel caving operations in North America.

Pea Ridge Mine

The Pea Ridge Mine is located at Sullivan, Missouri, and is owned by Meramec Mining Company. The orebody is steeply dipping magnetite and has a width ranging from 100 to 600 ft along a strike length of approximately 2,500 ft.

According to Mason (1973) mining was initially conducted by a modified shrinkage system and sublevel stoping. Subsequently sublevel caving studies were begun and this method now accounts for approximately 30% of the total mine tonnage.

Figure 22 shows the progression of sublevel development and drilling patterns used at the mine. Initially a 50 ft sublevel was chosen with 16' x 10' flat back drifts on 40 ft centers. Toe spacing and ring burden were both set at 5 ft and rings were drilled vertically. Drill hole diameter was 2.25 inches. Subsequent drilling and blasting of numerous experimental rings and difficulty in breaking out the flat angle side holes prompted a change to the second ring pattern. The 5 ft ring burden and toe spacing of this ring pattern, using 2-inch diameter holes, proved successful.

Following extensive model testing and significant practical experience, the sublevel interval was reduced to 37.5 ft. The drifts were driven 16' x 13' with a slightly

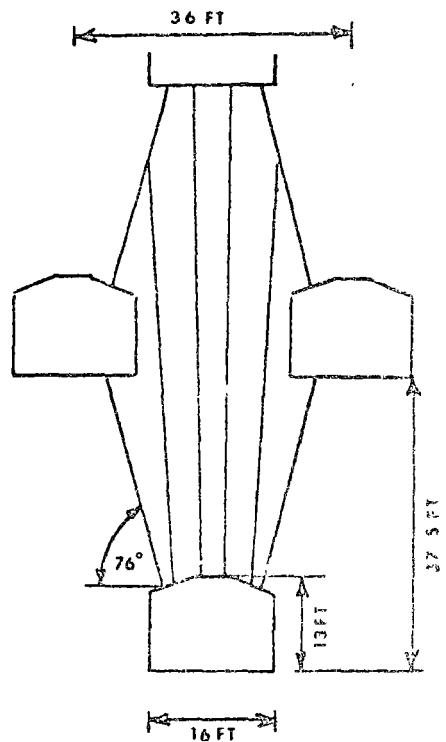
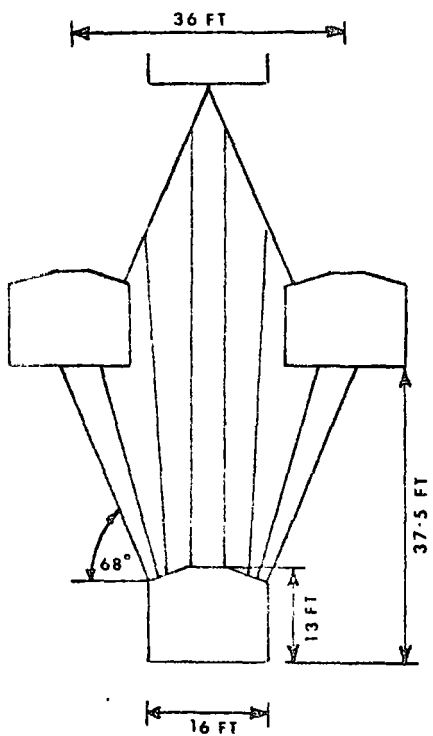
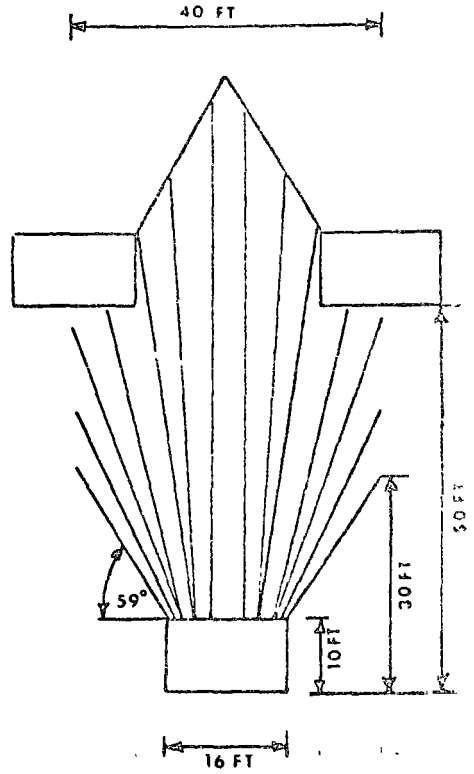
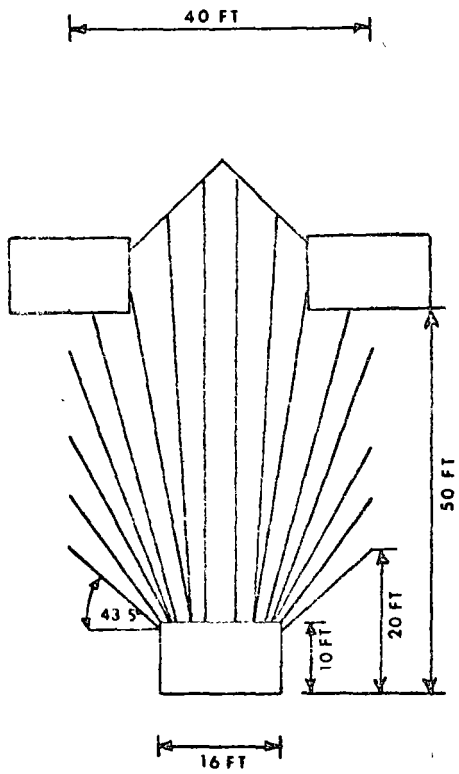


Figure 22. Progression of Fan Drilling Layouts at Meramec between 1967 and 1972. (The earliest pattern is top left and the most recent bottom right). (Mason, 1973)

arched back and the third ring pattern was designed. These rings were drilled at 85° .

Although the development and production openings remain essentially the same, the mine has subsequently changed the ring pattern to that shown in Figure 22. Hole diameter is 2.125 inches, ring burden 5 ft and toe spacing 6 ft. Eventhough the powder factor remained unchanged, this ring pattern resulted in a 12.5% reduction in drilled footage and a 15% increase in charged percentage of footage drilled.

Craigmont Mine

The Craigmont Mine is located approximately 130 miles northeast of Vancouver in British Columbia. The ore deposit is a steeply dipping pyrometasomatic copper iron replacement, bounded by graywacke type rocks.

The initial layout had a 31 ft sublevel interval, with 12 ft x 10.5 ft high flatback drifts on 37 ft centers. Later, drift width was increased to 13 ft on the same centers and pillars between sublevel drifts reduced to 20 ft (Figure 23).

Brow collapse after blasting caused major problems in draw control at Craigmont and resulted in low recoveries. After much experimentations, the current practice is to incline the fans at 80° towards the cave, with a 3.5 ft burden. Two rings are normally blasted at once. The current brow support includes six 8' x 3/4-inch rebar bolts in concrete between each fan (Figure 24). This procedure results in a recovery of about 87%, although dilution is about 34% (Cokayne, 1973).

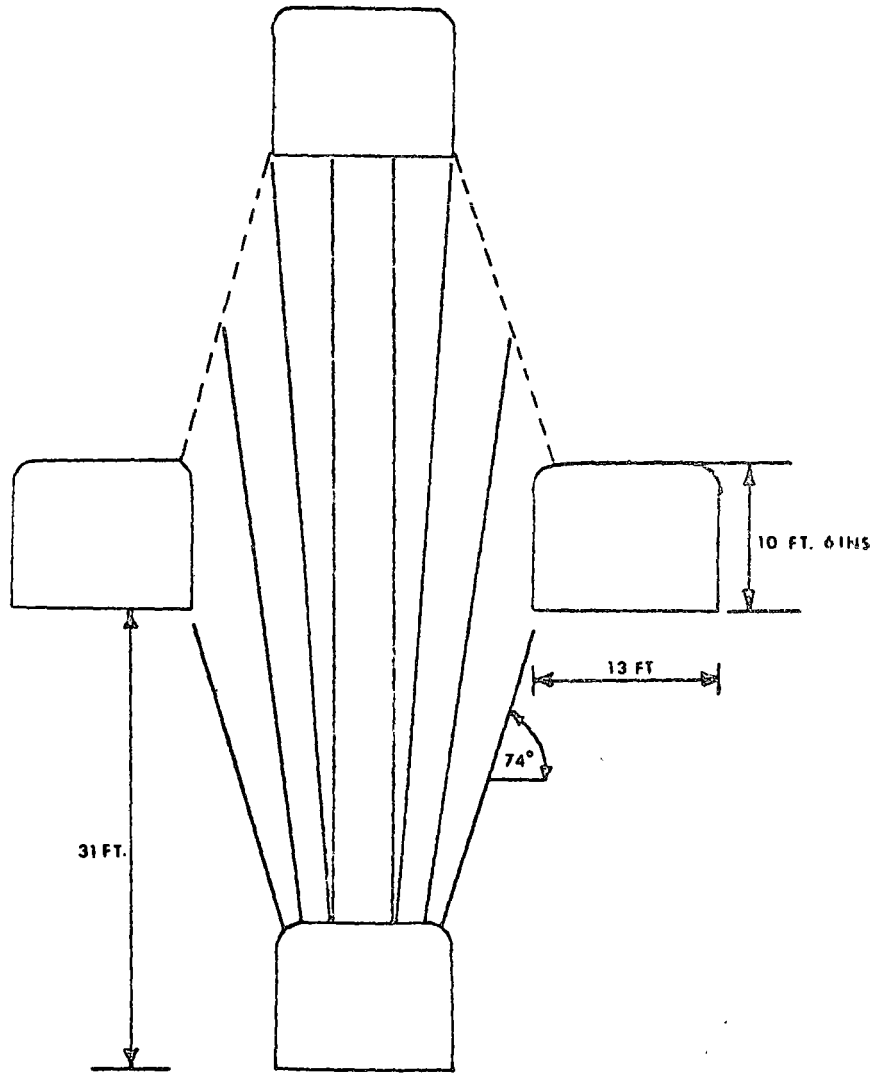


Figure 23. Fan Pattern at Craigmont (Cokayne, 1973)

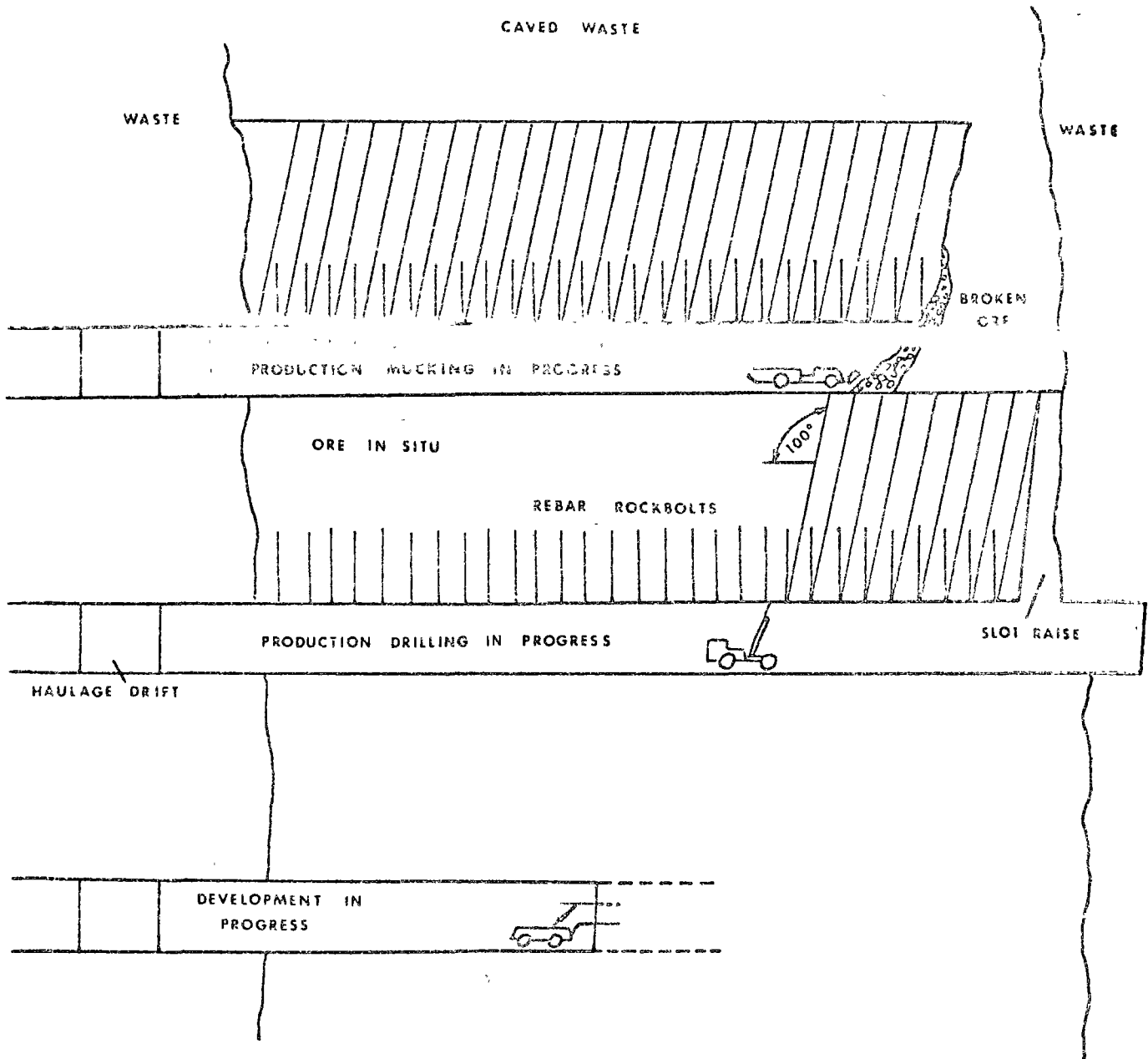


Figure 24. Idealized SLC Layout at Craigmont (Cokayne, 1973)

Cokayne (1973) states that the weak orebody and country rock also lead to serious ground control problems throughout the mine. It is necessary to shotcrete all headings to a depth of 1 1/2 to 2 inches, to rebar all production drifts and half the waste headings, to timber 15% of the headings and to use steel supports in some areas. An average of 700 cubic yards of shotcrete is applied per month.

CONCLUSIONS

The ground control problems in North American block-cave and sublevel caving mines are, by-in-large, serious but not overwhelming at the present time. The severity of these problems will no doubt increase as mining depths increase. The conventional support systems (timber, steel sets, concrete, rock bolts, shotcrete, etc.) presently in use may indeed be inadequate at these greater depths unless major variations or changes are implemented.

It is imperative that continued and extensive new research efforts be directed in the areas of: (1) development timing and extent, (2) opening dimensions and spacings, (3) draw rates, (4) drilling patterns, (5) blasting techniques and associated vibration levels, (6) determination of rock mass properties in situ, and (7) geologic factors influencing the cavability and required ground support in mining areas. Only when we better understand the interrelationships of these variables, and can subsequently monitor them, will we be able to consistently design more efficient and economical block-cave and sublevel caving operations.

SELECTED REFERENCES

- Climax Molybdenum Company, Data on the Climax Mine,
Company Publication, 1975, Climax, Colorado, 36pp.
- Cokayne, E.W., "Practical Problems at Craigmont",
Mining Magazine, January, 1973, pp. 15-19.
- Janelid, Ingvar, "Underground Mining of Hard Rock"
Swedish Mining Mission to the U.S., May 3-22, 1975
38pp.
- Janelid, Ingvar, "Study of the Gravity Flow Process in
Sublevel Caving", International Sublevel Caving
Symposium in Stockholm, Sept. 1972.
- Kendorski, F.S., "Applied Rock Mechanics at Climax"
Company Report, Climax Molybdenum Company, Climax,
Colorado, September 1973, 9pp.
- Magma Copper Company, "The Mine -- General Information"
Company Publication, San Manuel Division, San
Manuel, Arizona, 32pp.
- Magma Copper Company, "The History and Development of
the San Manuel Division Magma Copper Company",
San Manuel, Arizona, 16pp.
- Mahtab, M.A., Balstad, D.D., and Kendorski, F.S.,
"Analysis of the Geometry of Fractures in San
Manuel Copper Mine, Arizona", U.S.B.M., R.I.
7715, 1973, 24pp.
- Mason, J.M., "Sublevel Caving at Meramec", Mining
Magazine, January, 1973, pp. 12-15.
- McDonough, John T., Climax Molybdenum Company, Climax
Colorado, pers. comm., 1975.
- McWilliams, P.C., and Gooch, A.E., "Ground Support
Problems in Block-Cave Mining, a Survey",
U.S.B.M., R.I. 8679, 46pp. 1975.
- Oudenhoven, M.S., and Tipton, R.E., "Microseismic Source
Location Around Block Caving at the Climax
Molybdenum Mine", U.S.B.M., R.I. 7798, 1973
9pp.
- Pelletier, J.D., "Changes in Mining Sequence to Cope
with Ground Weight at San Manuel" Magma Copper
Co., San Manuel, Arizona, Nov. 1968, 31pp.
- Sandstrom, P.O., "Application and Optimization of
Sublevel Caving Techniques", Engineering and
Mining Journal, June, 1972, pp. 112-125.

Thomas, L.A., "Subsidence and Related Caving Phenomena
at the San Manuel Division Magma Copper Company",
San Manuel, Arizona, 16pp.

APPENDIX I

General Mine Operating Data

San Manuel Mine

General Mine Operating Data

Operating Shifts per Day	3
Operating Days per Week	7
Operating Day per Year (8 holidays)	357
Production per Day, Tons	62,500
Production per Year, Tons	22,312,500
Active Undercut Area, Sq. Ft.	446,000

Draw Point Spacing:
 17.5' East-West x 15' North-South 140'

Block Dimensional Data:

Block Width	140'
Block Length	90'-180'
Present Average Block	140' x 180'
Ore Height above Undercut Floor	100'-600'
Distance Undercut Floor to Grizzly level Floor	15'
Distance Floor Haulage to Floor Grizzly Level	60'
Grizzly Bar Spacing	14"
Grizzly Bar Material Salvaged 90# Rail.	

Draw Points (Average per Month):

Active	1,590
Hign Pack	65
Held for Repair	80
Held for Grade	<u>80</u>

Total DrawPoints 1,815

Types of Explosives used:

Secondary Blasting--60% (No. 1) Amogel in 1-lb. bags. Initiation is with zero delay electric blasting caps. Theses are connected into a trunk line to a central underuground location where blasting switches are located.

Primary Blasting--In the larger heading = 50 lbs.± of Ammonium Nitrate = primed with a stick 1'1/8" x 12" 60% Amogel Explosive per hole initiated by electric blasting caps, 0 to 12 delay.

All other development, except transfer raises and undercuts, uses ammonium nitrate with regular delay electric blasting caps. Transfer raises 1 load with 60% Amogel only.

All blasting is done at the middle and end of each shift.

Car Dumps:

In the dumping cycle the motorman pulls through the dump and spots three cars in the dumper without uncoupling. Carstops rise and lock the train in position. The motorman activates the dumper which rotates 180° and returns to the upright position and the operation is repeated. Three cars are dumped in about one minute, or five minutes per train of 15 cars. Development cars are designed to fit the dumper, but because of their length and type of coupling, they must be uncoupled to dump.

Traffic can flow in both directions through a rotary dump, but dumping is done in one direction only.

Mining Equipment:

Big drifts use a San Manuel-made remote control jumbo with three 8' booms and three 3" drifters with 6' feed shells. The booms are hydraulically operated and are powered by two 1 3/4 gpm, 11,000 psi hydro-pumps that feed into a hydraulic manifold.

Mucking is done by a rocker shovel with a steel flight conveyor dumping into 10-ton bottom-dump development cars. The cars are switched by an 8-ton, 40-hp (or 9-ton, 40-hp) storage battery locomotive.

Smaller headings use feedleg drills with 2' or 4' single stage legs and stoper drills with 18" steel change.

Mucking is done by Cavo Rubber Tired 320 overshot direct into muck car, and a 310 1 yrd. hopper type mucker all air motor powered.

Underground Haulage Data:

Haulage locomotives are 23-ton, 4-wheel trolley type; each locomotive with two 125-hp, 275-volt DC motors. They haul fifteen 12 to 13 ton working load cars.

Ore cars are 300 cu. ft., 15-ton-box type with one stationary coupling and one rotating coupling.

Length center to center of coupling: 17'-6"

Width, overall: 6'-0".

Height above track: 5'-6".

Couplers: Rotary and non-rotary couplers equipped with rubber cushioned draft gear.

Track gauge: 36".

Car loading through air-operated guillotine undercut gates.

APPENDIX II

General Mine Operating Data

Climax Mine

General Mine Operating Data

Two operating mine levels and open pit
Storke-- elevation 11,170 ft. ASL
600 Level--elevation 10,870 ft. ASL

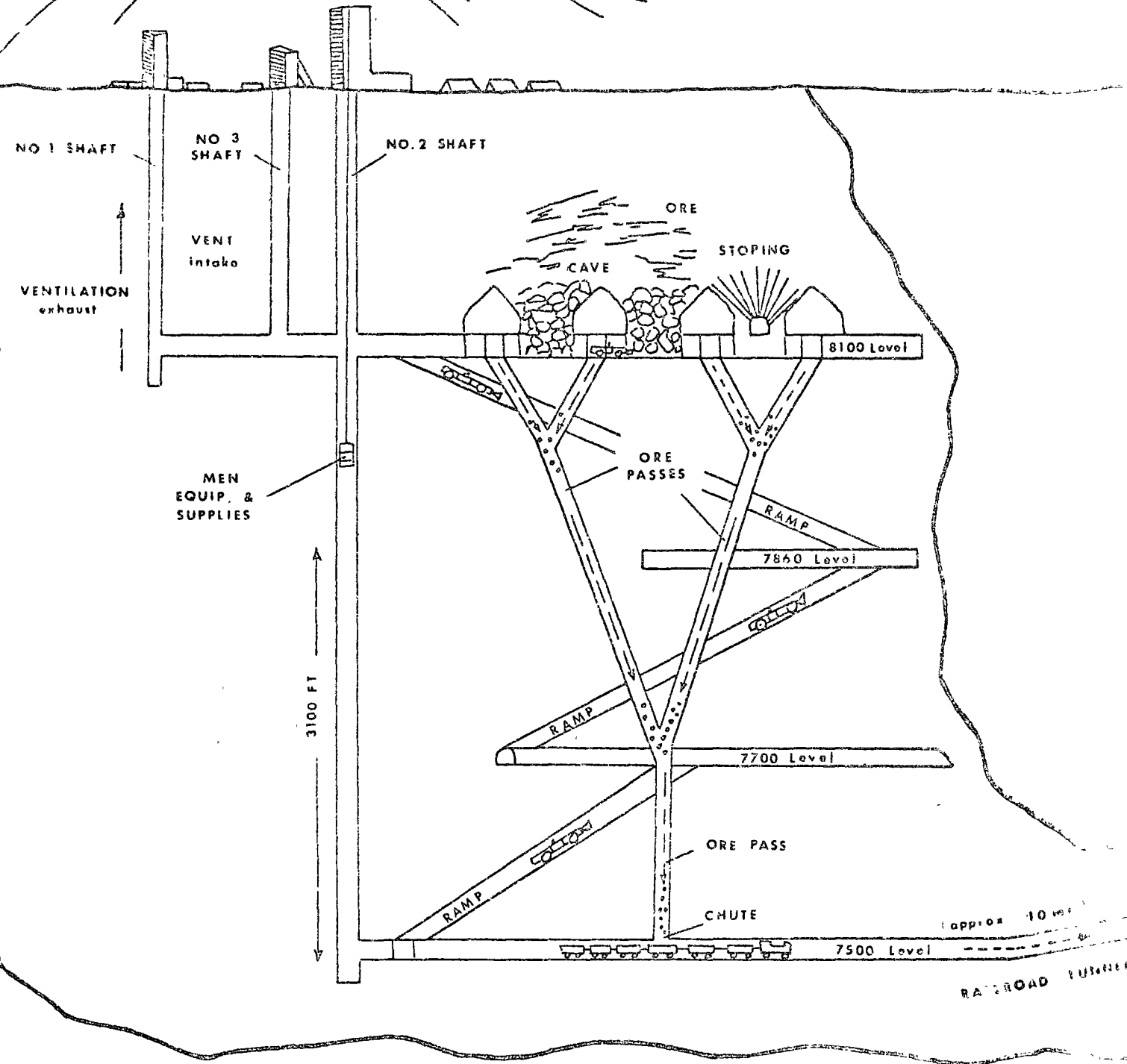
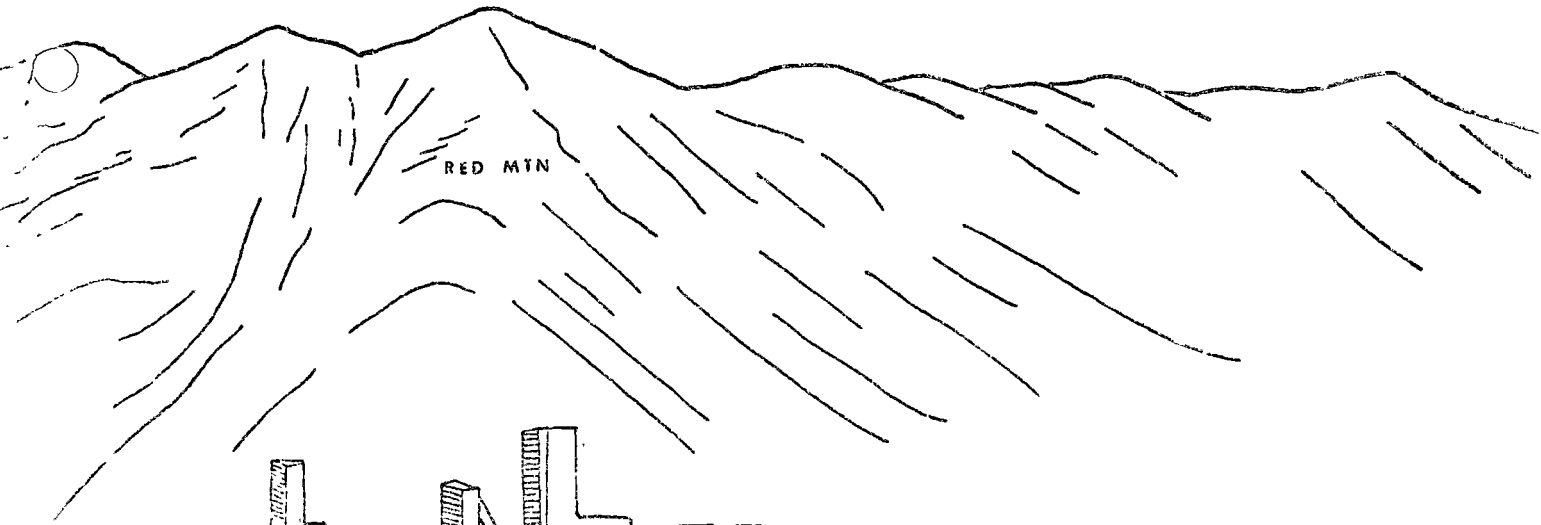
Production Equipment:

20 ton General Electric locomotives
19-ton Atlas locomotives all 275 v D.C. trolley powered
17-ton Jeffrey locomotives
150 hp Joy, Vulcan-Denver, and Hunter Engineering tandem
slusher hoists, powered by 440 v. A.C.
10 ton Granby -type side-dump ore cars, averaging 24 cars
per train, including five cars equipped with com-
pressed air brakes per train.

Average Drawpoints per month:

active -- 180 slusher drifts
held for repair -- 7 to 10
held for draw control -- 10 to 20

Drawhole spacing, center to center, is 34 feet.



HENDERSON MINE

Panel caving was chosen as the mining method best suited for development of the Henderson orebody, after exhaustive studies of alternative methods.

The Henderson deposit proved to be ideally suited to mass mining with the panel cave method developed at the Climax Mine. Current ore reserves reflect a proven grade of 0.49% MoS_2 contained in 303 million ton of ore.

Planned production rate has been set at 30,000 tons per day, with capability for expansion.

The first production level is at an elevation of 8,100 feet above sea level, approximately 2,350 feet below the shaft collar at the mine entrance. A second production area has been planned for the 7,700 ft level, 2,750 feet under the shaft collar.

The undercut area to initiate the caving method is similar to that used at Climax with slight modifications to fit the differences in production procedures.

A single stope access drift will service two production drifts with caved ore. Using ringdrills and fan pattern drillholes, crews will develop vertical draw cones rather than inclined finer raises. The undercut area begins 25 feet above the production drifts.

The mine layout has production drifts spaced on 80-foot centers across the 8,100 level. Diagonal drawpoint drifts, where production ore will be picked

up, are driven on 40-foot centers and are staggered along each side of the production drift.

This configuration provides a drawpoint beneath each 40 x 40 foot column of ore. Each column will contain between 3,000 and 4,000 vertical feet of rock above it.

Inspection of diamond drill core samples of the ore zone indicate that the ore will cave with some difficulty, at least initially. The ore will probably break in large pieces requiring substantial secondary blasting for production ore.

Ore Production

Caved ore will drop by gravity to drawpoints where diesel-powered load-haul-dump (LHD) units will transport the ore to stratigically place ore passes. Ore passes will be located every 320 feet, providing a maximum haul of about 160 feet from drawpoint to ore pass. Tentatively, 22 loaders have been scheduled to meet the mine's operating production of 30,000 tpd.

The blasting of drawpoints will begin in January of 1977 and 150 drawpoints are expected to be completed by the end of the year. When full production begins, 375 drawpoints will be available. Each LHD unit is capable of serving eight drawpoints under average operating conditions.

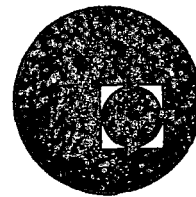
Mine-run ore will drop 600 feet from the 8,100 level, through ore passes to the rail-loading level, now under development at the 7,500 foot elevation. Four ore passes on the 8,100 will feed one loading chute on the 8,500. Eight loading chutes will be needed to

meet the initial production demands.

Perhaps the most intriguing aspect of the Henderson Mine will be on the 7,500 level, the main-line ore haulage level. One of the most advanced automatic train transportation systems in the world will link the mine with its 30,000 tpd concentrator located 14.6 miles away, on the opposite side of the Continental Divide.



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



MECANICA DE ROCAS APLICADA LA MINERIA



ENERO DE 1976 .

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 521-73-35

Centre de recherche et d'innovation
en génie logiciel et systèmes
d'information



1998-1999

Centre de recherche et d'innovation

1998-1999

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 porosidades 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

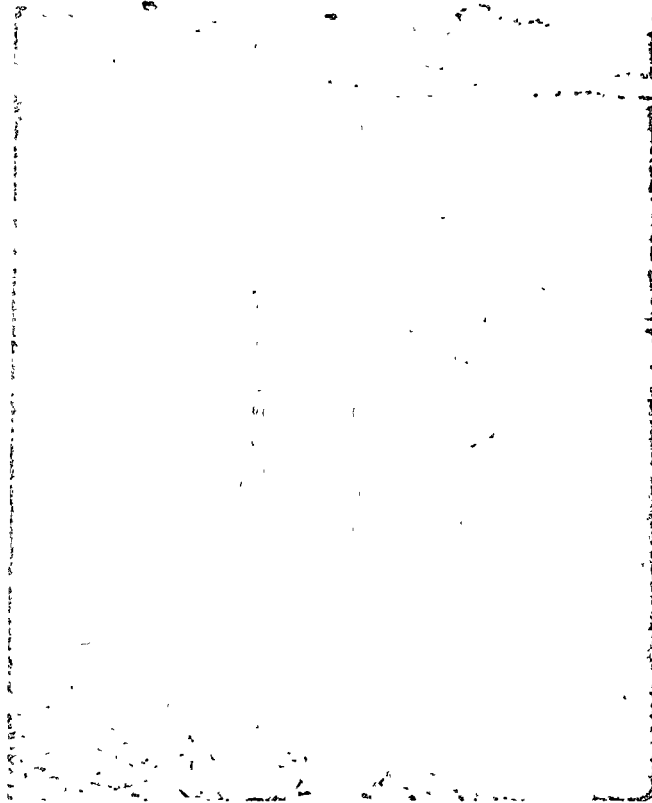


Fig 11.1 Los macizos rocosos son medios discontinuos

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 (diaclasas, 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 Thevoz, 1965) que permite medir el volumen de aire que llena las grietas matriciales interconectadas. De forma indirecta, Walsh (1965) ha evaluado la porosidad de fisuración η_0 mediante la obten-

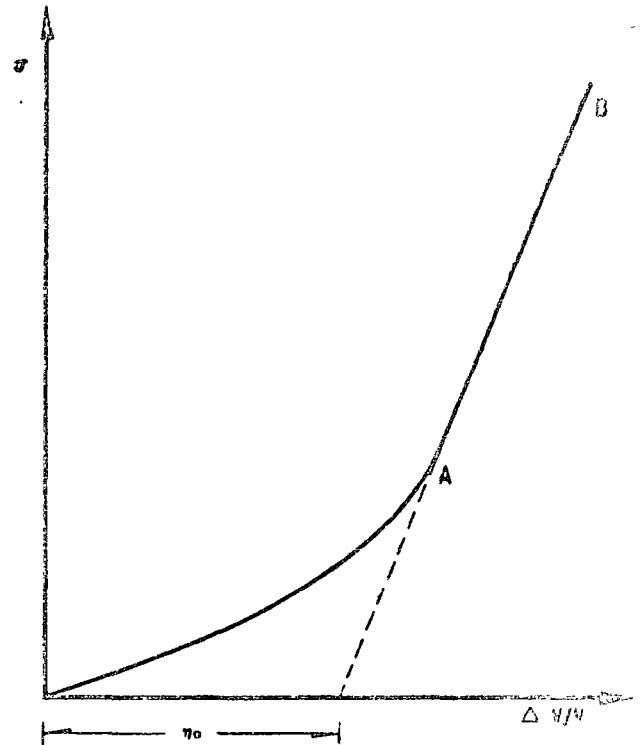


Fig 11.2 Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

ción del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hi-

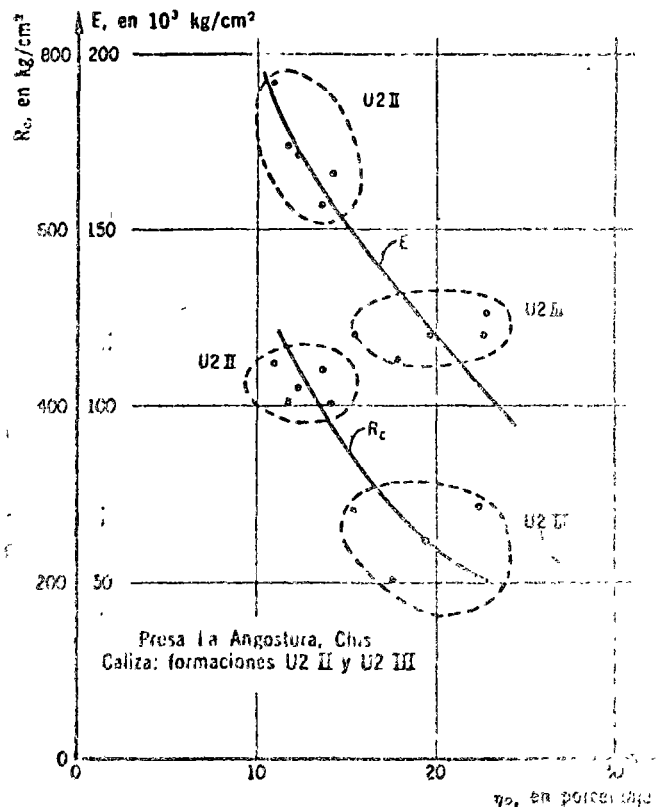
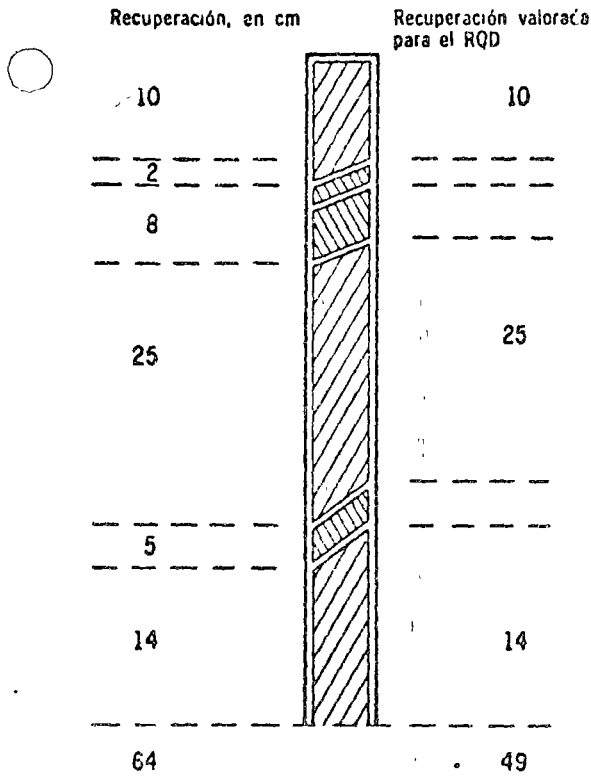


Fig 11.3 Porosidad de fisuración η_0 vs resistencia a la compresión, R_c , y módulo de deformabilidad, E .



Total
 Recuperación total = $64/80 = 0.80$; 80%
 Índice de calidad de la roca = $RQD = 49/80 = 0.61$; 61%

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/cm^2 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 varío de 1900 a 900 kg/cm^2 (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

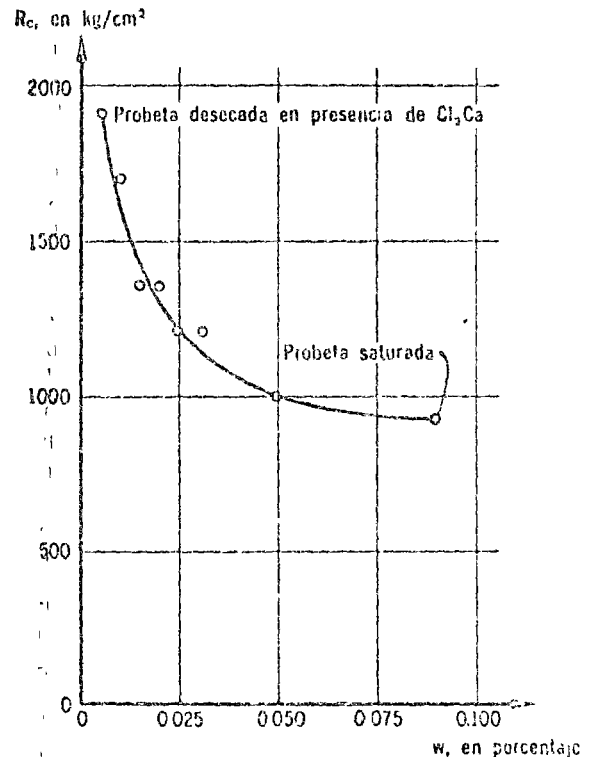


Fig 11.5 Relación entre la resistencia a la compresión simple, R_c , y el contenido de agua, w , de una cuarcita (Colback y Wiid, 1965)

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 sensibilidad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicado (Bernaix, 1967).

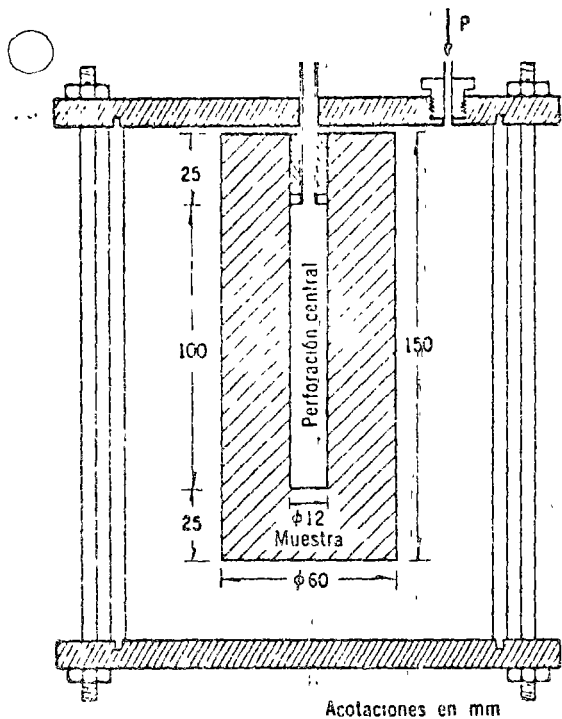


Fig 11.6 Prueba de permeabilidad. Flujo radial convergente

La muestra probada (fig 11.6) está formada por un corazón de 60 mm de diámetro y 150 mm de longitud, 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 tubo 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 inyecta 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 ocasionan esfuerzos efectivos de compresión 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 en las respectivas pruebas. Se denomina sensibilidad S de la roca a la magnitud

$$S = \frac{k_{-1}}{k_{50}} \quad (11.2)$$

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 Malpas-et 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 (Sabariy, 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 Sabariy (1968).

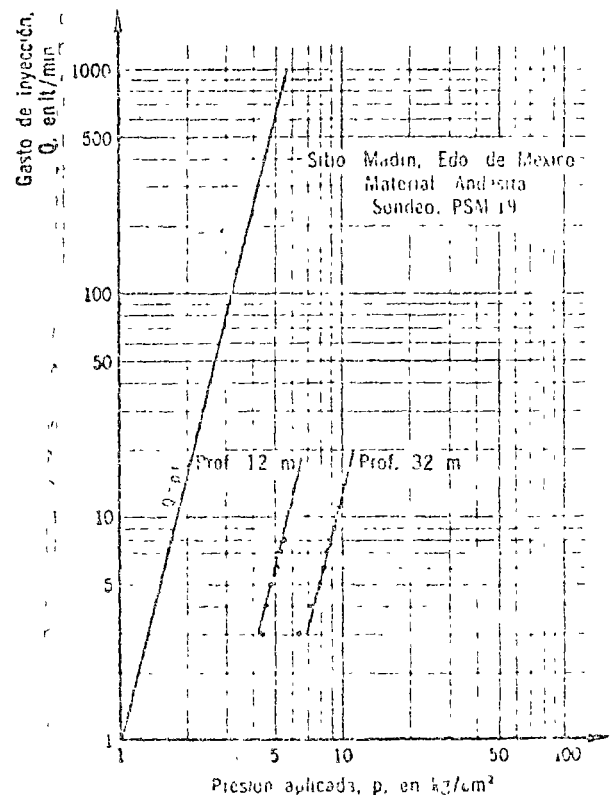


Fig 11.7 Resultados de las pruebas Lugeon

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-

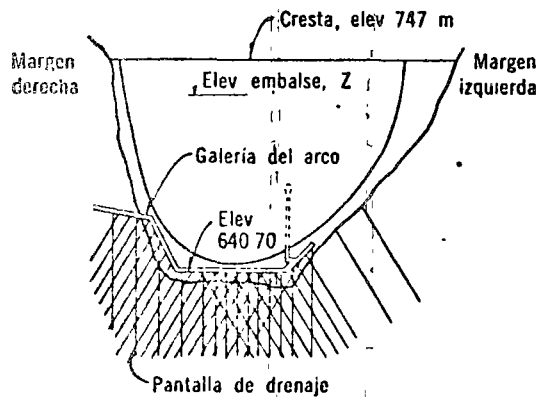


Fig 11.8a Presa Sta. Rosa, Jal. Vista desde aguas abajo

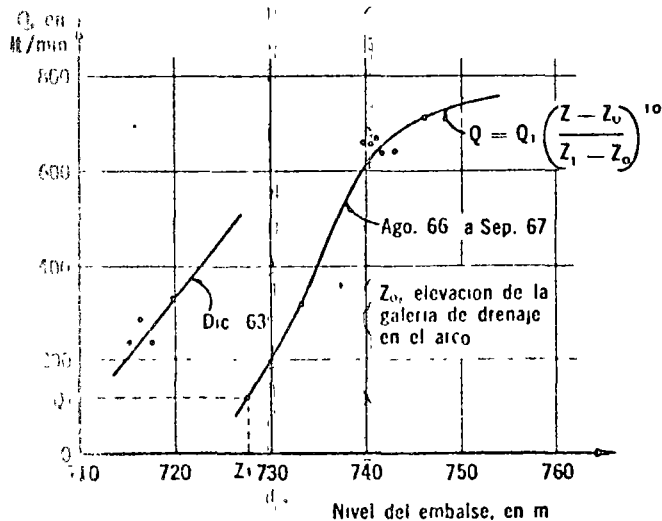


Fig 11.8b Variación de los gastos de filtración en la galería del arco vs elevación del agua en el embalse

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 el 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

$$e \approx H^3$$

por lo cual

$$q \approx He^3 \approx H^{10}$$

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

relacion 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:

$$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{R_c \phi_{1.0}} = (216)^{1/m} \quad (11.8)$$

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.9)$$

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 $\bar{R}_c \phi_{10}/R_c \phi_{1.0}$ 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.

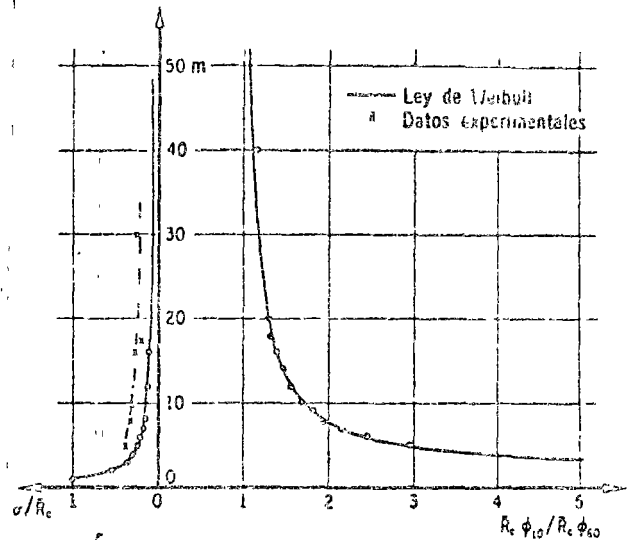


Fig 11.9 Efecto de escala vs dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple

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 corozones 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	$\frac{\sigma}{\bar{R}_c}$	$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{60}}$	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 $\bar{R}_c \phi_{10}/\bar{R}_c \phi_{60}$: 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

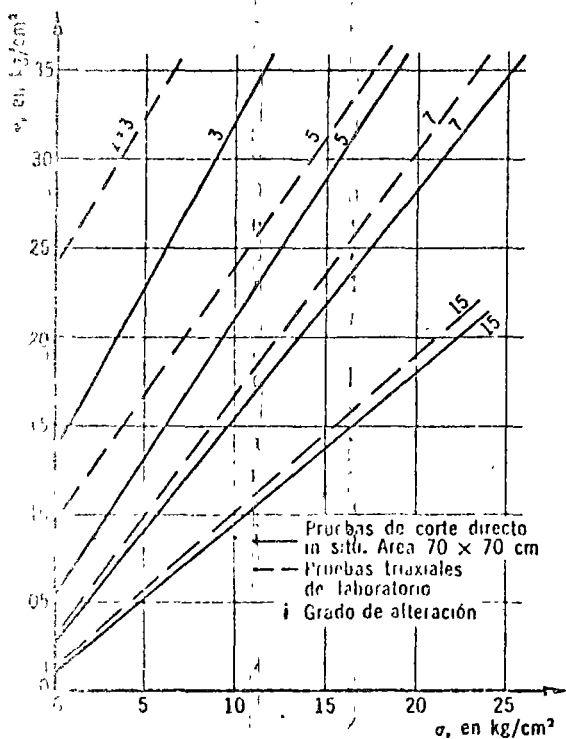
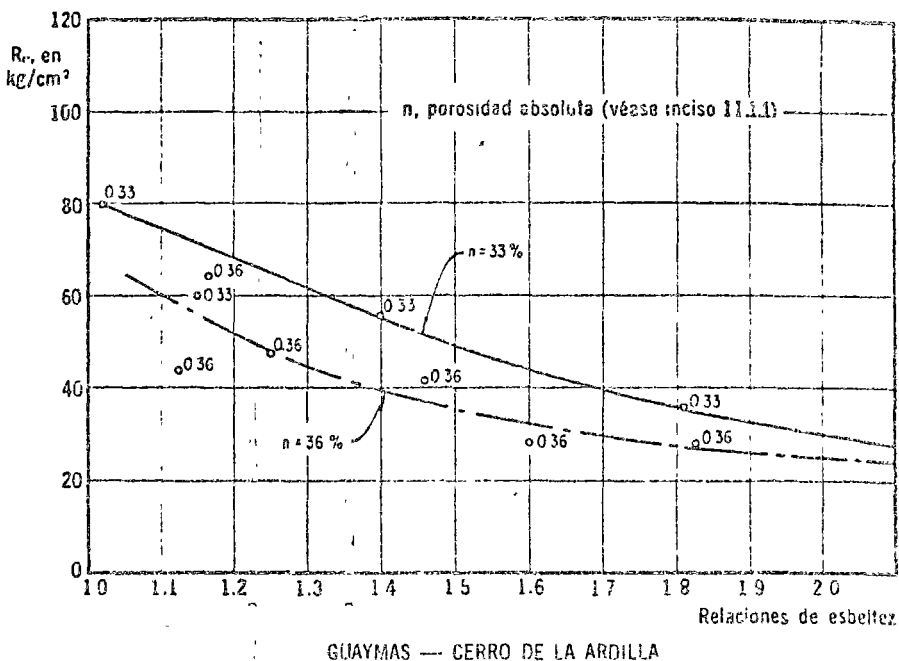


Fig. 11.10 Disminución del efecto de escala con el aumento del grado de alteración, i (véase 11.1.1)

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^{-10} o 10^{-11} 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

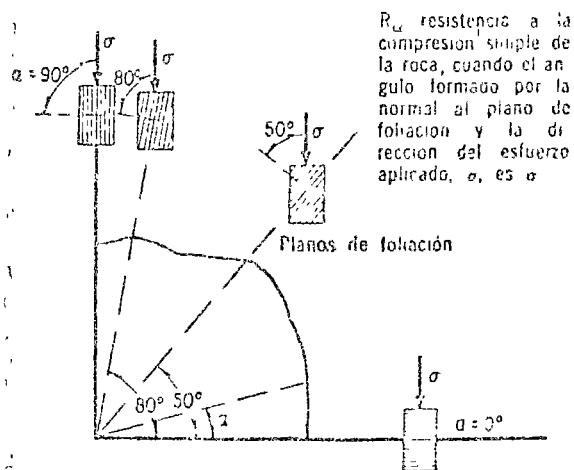


Fig 11.12 Diagrama polar de la resistencia a la compresión simple de una roca foliada

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 (*popping*).

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.

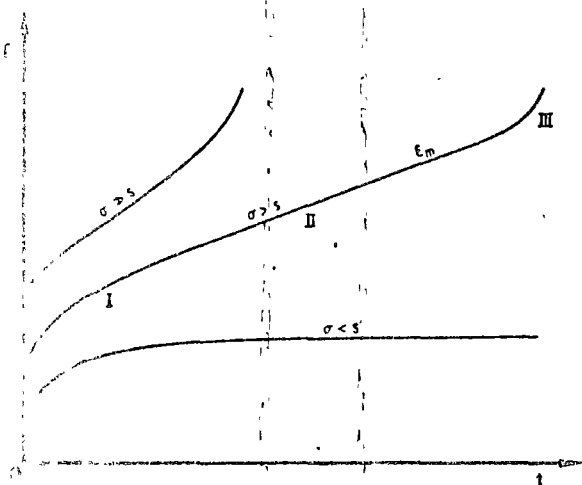


Fig. 11.13 Variación de la deformación en función del tiempo

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):

$$\epsilon(t) = \epsilon_0 + A \ln(1 + \alpha t) \quad (11.10)$$

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_f , 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_c	Referencia
I. Rocas densas-duras	Granito	80	Morher (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	Morher (1966)

R_c 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.

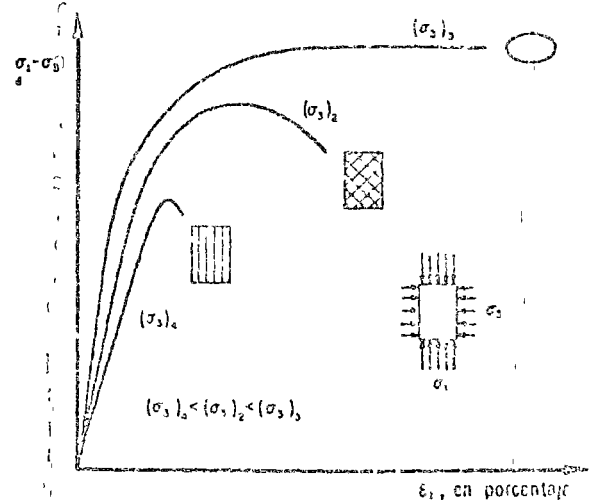


Fig 11.14 Variación del comportamiento de una roca en función del esfuerzo confinante aplicado

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, 1959). 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 esas 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, α ; α es el ángulo polar correspon-

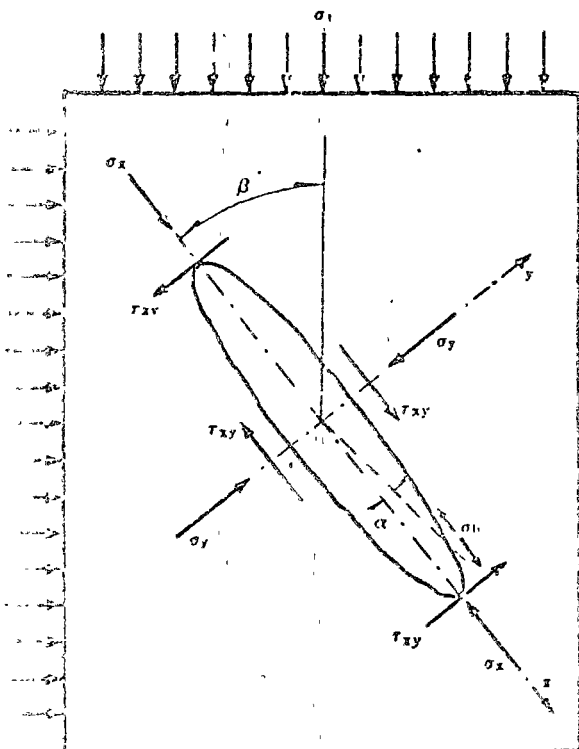


Fig 11.15 Criterio de Griffith. Nomenclatura

diente al punto de intersección de la elipse con el plano normal a esta en que actúa σ_b (fig 11.15).

Para $\alpha = 0$, $\sigma_y = \sigma_1$ 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 (Perrami 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 continuidad; 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

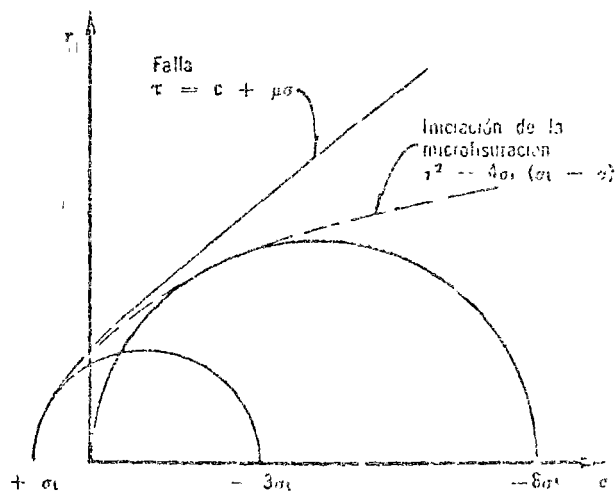


Fig 11.16 Envoltorio de falla de las rocas

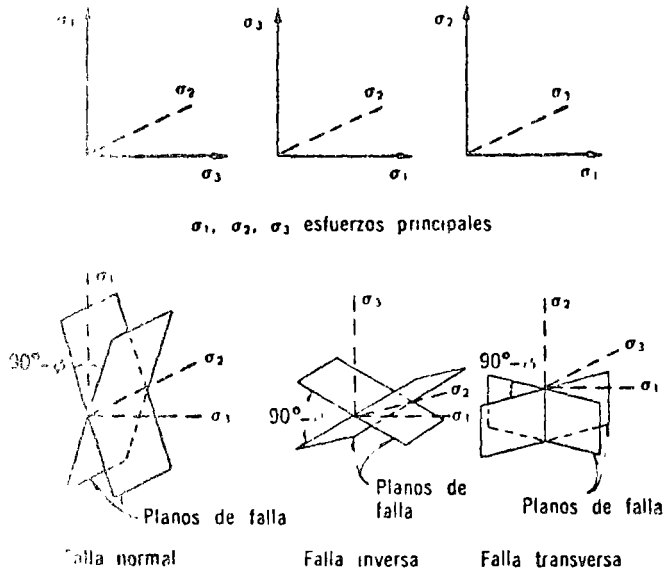


Fig 11.17 Direcciones de los esfuerzos principales para los distintos tipos de falla

esfuerzos principales mayor y menor que provocaron la discontinuidad, de acuerdo con los esquemas de la fig 11.17. Las fallas se denominan normales cuando el esfuerzo principal mayor σ_1 es vertical y el menor σ_3 horizontal; inversas cuando σ_1 es horizontal y σ_3 vertical, y transversas cuando σ_1 y σ_3 son horizontales.

Al considerar que el material rocoso de la corteza terrestre en la cercanía de la superficie se comporta según el criterio de Mohr-Coulomb, resulta que el ángulo formado por el plano de falla con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 es $(45^\circ - \phi/2)$, siendo ϕ el ángulo de fricción de la roca. Después de la falla el estado de esfuerzos se modifica, explicando la generación de fallas de segundo orden inclinadas con respecto a las de primer orden (Price, 1966).

Para el ingeniero de obras hidráulicas se plantea una incógnita sobre la actual condición de equilibrio de la masa limitada por una falla. La inspección directa de los rellenos de falla permite afirmar que esta no es activa en la actualidad cuando se aprecian trazas de cicatrización, o sea depósitos de sales cristalizadas en la superficie de discontinuidad de la falla. En la presa Chihuahua, Chih., por ejemplo (fig 8.5, cap 8), la falla de la margen derecha presenta una capa de calcita de 1 a 2 m de espesor, perfectamente ligada con el campo de riohita compacta. Este sitio está localizado en una zona sísmica, lo cual constituye también un indicio de la inactividad de la falla mencionada.

Las juntas son fracturas inducidas en la masa rocosa, sea por movimientos de la corteza terrestre que modifican su estado de esfuerzos, o por enfriamiento, tratándose de rocas ígneas intrusivas o extrusivas. Las juntas que se desarrollan

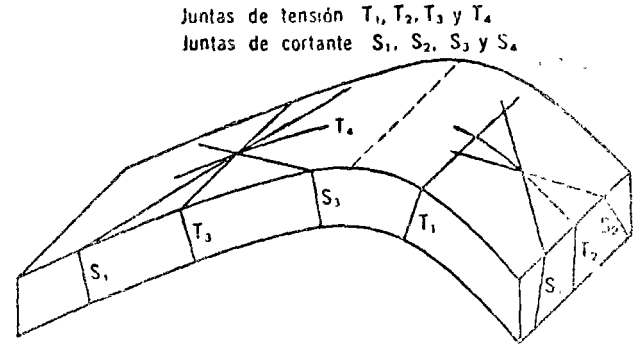


Fig 11.18 Juntas asociadas con un anticlinal asimétrico

por efecto de los movimientos pasados o presentes de la corteza terrestre son de tensión o de corte, y las hipótesis planteadas para explicar su génesis son muy numerosas (Price, 1966). Sin embargo, su relación con otras estructuras tectónicas está bien establecida. Las figs 11.18 y 11.19 presentan esquemáticamente las direcciones preferentes de las juntas asociadas con los anticlinales y los sinclinales.

También se generan juntas de tensión por relajamiento de los esfuerzos horizontales o verticales en la cercanía de las zonas erosionadas por un río (fig 3.17, cap 3) o que han sufrido una descarga vertical por la desaparición de antiguos glaciares.

Tratándose de rocas ígneas intrusivas, el sistema de fracturas que se desarrolla al enfriarse la masa lentamente es de tipo prismático muy regular, variando los módulos de decenas de centímetros a metros. Estas grietas se encuentran rellenas con depósitos de origen hidrotermal (sílice, carbonato de calcio, yeso, etc), o bien, limpias; en la superficie aparecen infiltradas con productos de desintegración de la misma roca o de acarreo.

Las rocas ígneas extrusivas, por efecto del enfriamiento relativamente rápido, exhiben fracturamientos más irregulares, de tipo columnar o concoidal.

Durante el reconocimiento geológico resulta fundamental anotar las características de las discontinuidades: rumbo, echado y localización en el espacio, distancia entre discontinuidades de una misma familia y apertura, presencia o ausencia de relleno y clasificación (material anilloado, depósito de sales, etc).

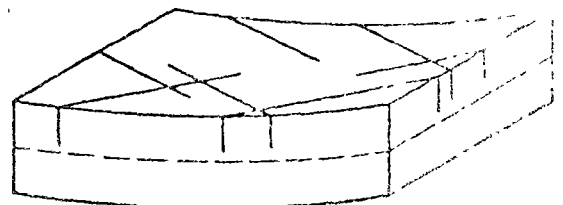


Fig 11.19 Juntas de cortante asociadas con un sinclinal

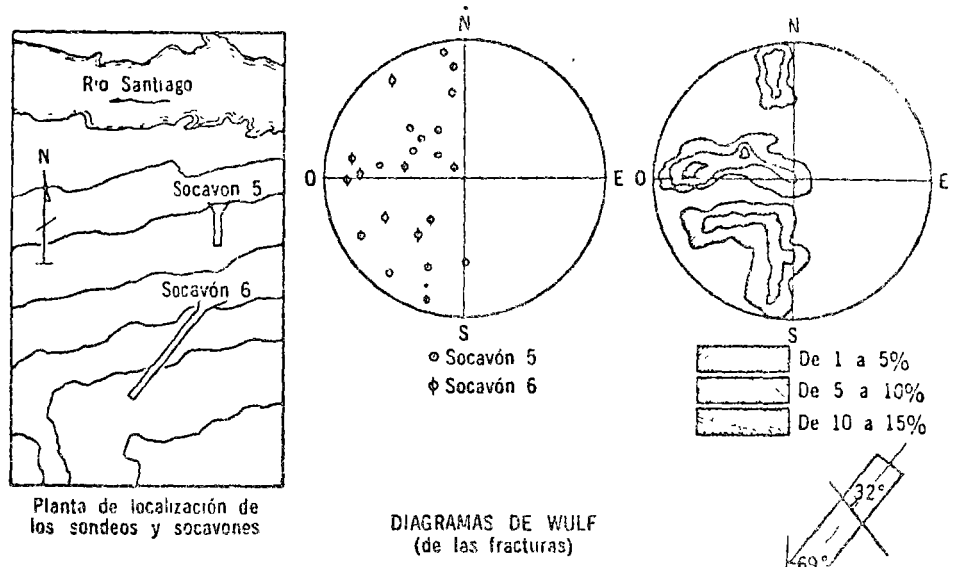
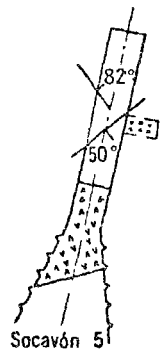
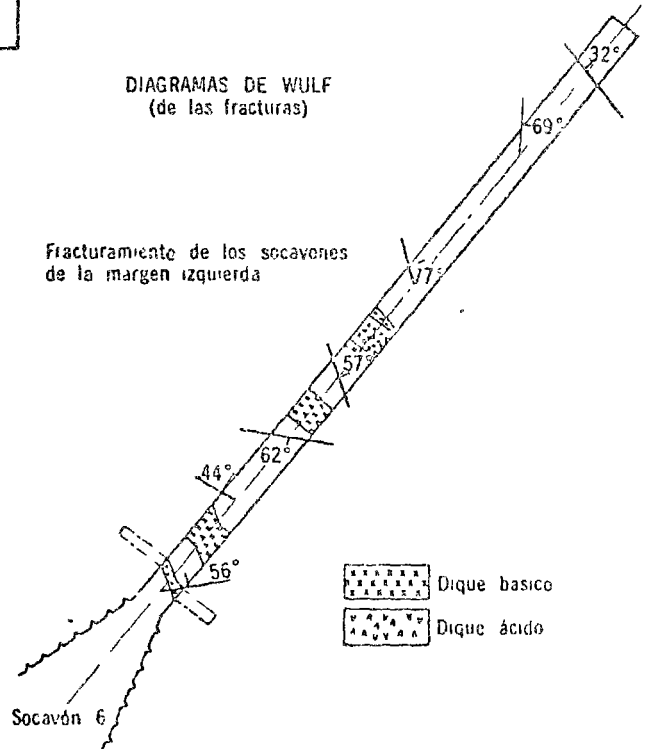


Fig 11.20 Levantamiento y diagrama de fracturas



Fracturamiento de los socavones de la margen izquierda



A ese respecto y con objeto de no incurrir en omisiones (Terzaghi, 1965), es recomendable efectuar no solo un levantamiento de las discontinuidades observables superficialmente, sino también en socavones, sondeos y túneles.

Es indispensable la obtención de esos datos para definir el programa de pruebas de campo que permita inferir los mecanismos de desplazamientos cinemáticamente admisibles de la masa rocosa y, por tanto, estudiar la estabilidad de los taludes con bases firmes o diseñar un esquema eficiente de inyecciones, según el caso.

La presentación de la configuración espacial de las discontinuidades se efectúa construyendo un modelo tridimensional, en el cual figuran los planos de discontinuidad observados, o bien, una representación estereográfica.

Es recomendable el uso de modelos tridimensionales, pues facilitan el estudio de la situación específica a la que el ingeniero se enfrenta en

zonas limitadas de la masa rocosa en las cuales se ubican, por ejemplo, las excavaciones subterráneas, la entrada y salida de los túneles de desvío, etc. La presencia de discontinuidades que ponen en peligro la estabilidad de las obras es fácilmente identificable en estos modelos tridimensionales.

Es útil, también, condensar la información resultante del reconocimiento geológico en diagramas estereográficos, tipo Wulf o Schmidt (Terzaghi, 1965), que proporcionan las condiciones medias de fisuramiento de la masa y ponen en evidencia la orientación en el espacio de las principales familias de discontinuidades (fig 11.20).

Tales representaciones no deben considerarse como definitivas, sino que, por lo contrario, son herramientas de trabajo que deben enriquecerse conforme avanza la obra, con las mediciones y observaciones de los geólogos residentes.

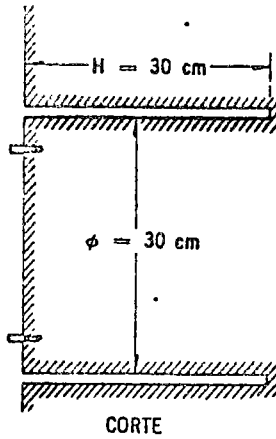
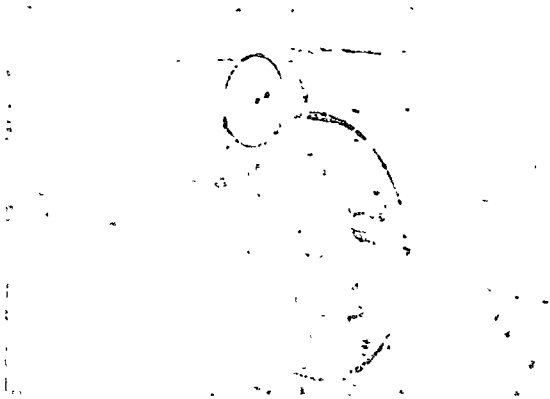


Fig 11.21 Alivio de esfuerzos en una galería. Método a

Si bien estas representaciones constituyen un requisito ineludible para el estudio del sitio, evidentemente no bastan para resolver todos los problemas planteados por la obra.

Las pruebas de campo que se analizan a continuación permiten cuantificar los esfuerzos internos en la masa rocosa, compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad.

11.2.2 Medición de los esfuerzos internos. Al analizar la estabilidad de los taludes naturales del vaso, cortes para alojar el canal de descarga del vertedor, túneles de desvío o una casa de máquinas subterránea, resulta necesario determinar el estado de esfuerzos preexistentes en la masa rocosa. Numerosas determinaciones del estado de esfuerzos tectónicos efectuadas en sitios muy diferentes (Hast, 1958; Alberro, 1970) muestran que los esfuerzos horizontales son a menudo diferentes de los correspondientes al peso propio de la masa. La existencia de fallas transversas así como la generación de temblores en ciertas zonas de la corteza terrestre apoyan la anterior afirmación. Son tres los métodos propuestos para medir el estado de esfuerzos: de relajación de esfuerzos, del gato plano y de fracturamiento hidráulico.

Método de relajación de esfuerzos. Se ha utilizado con tres variantes:

- a) relajación de esfuerzos en la superficie de una excavación (Serafim, 1962; Alberro, 1970b)
- b) relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones (Merril, 1964)
- c) relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos (Hast, 1958; Roberts, 1966).

En el método a se colocan alrededor de un punto, en la pared de una galería, tres medidores de desplazamientos según direcciones radiales a 60° (fig 11.21). Posteriormente, se recorta en forma concéntrica esta zona para producir un alivio de los esfuerzos actuantes en la superficie instrumentada. Se registran las deformaciones

longitudinales así inducidas ϵ_a , ϵ_b y ϵ_c en las direcciones $a-a'$, $b-b'$ y $c-c'$, respectivamente. Se construye el círculo de Mohr de las deformaciones (fig 11.22) y se calculan los esfuerzos principales actuantes en la superficie instrumentada, a partir de las deformaciones principales ϵ_1 y ϵ_2 , mediante las ecuaciones

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) \quad (11.24)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1) \quad (11.25)$$

siendo E y ν el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente. Este método adolece de varios defectos: en primer lugar, los esfuerzos principales así determinados no son los esfuerzos tectónicos, pues la presencia de la galería modifica la distribución de esfuerzos en

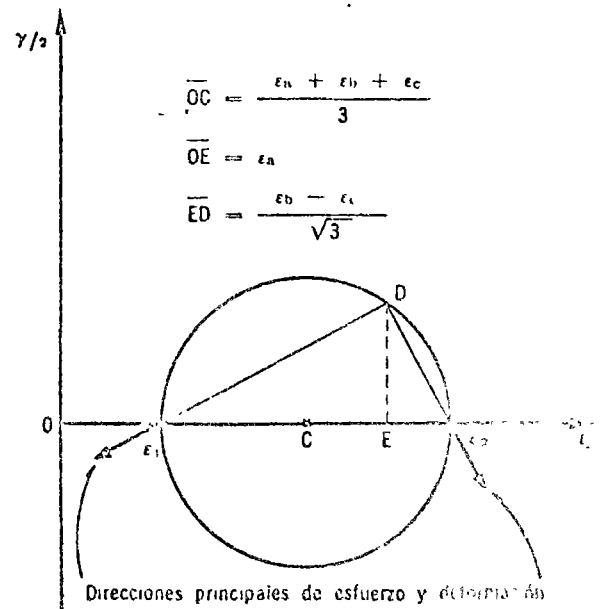


Fig 11.22 Círculo de Mohr de las deformaciones. Método a

su contorno. Suponiendo que la masa de roca fuera elástica, homogénea e isotropa y sometida a esfuerzos principales vertical σ_P y horizontal σ_Q lejos de la galería, el esfuerzo principal mayor determinado en la pared lateral de un túnel circular, de eje normal al plano $P-Q$, sería vertical e igual a $3\sigma_P - \sigma_Q$, mientras el esfuerzo principal menor en el techo de ese mismo túnel sería horizontal, normal al eje de la galería e igual a $3\sigma_Q - \sigma_P$.

Por tanto, es necesario calcular los valores de σ_P y σ_Q con base en los valores de σ_1 y σ_2 determinados en varios puntos de la sección transversal del túnel. De no ser elástica y homogénea la masa rocosa, este cálculo resulta dudoso. Además, para evaluar los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 que actúan en la pared del túnel, en un punto dado de acuerdo con las ecs 11.24 y 11.25, es necesario conocer el módulo de Young E y la relación de Poisson ν de la roca. Esta valoración puede resultar errónea en caso que el módulo de Young E elegido para la roca provenga de pruebas realizadas con núcleos de la roca estudiada, pues el valor de E así determinado difiere del módulo de Young de la masa.

Con objeto de alejarse de la zona de perturbación en el estado de esfuerzos, inducida por la presencia de la galería, se ha propuesto el método de medición b (fig 11.23), con el cual es posible efectuar mediciones hasta 6m de profundidad. La perforación central de 1 1/2 plg de diámetro permite introducir el medidor de deformaciones que consta de tres extensómetros diametrales localizados en una misma sección transversal (fig 11.24). Al efectuar el barrenos concéntrico al anterior, de 6 plg de diámetro, el núcleo de roca queda aliviado de los esfuerzos preexistentes y se miden las deformaciones ϵ_a , ϵ_b y ϵ_c , según tres diámetros. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal σ_3 , pueden determinarse las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones

$$\epsilon_a = \frac{1}{E} \left[(\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2\theta - \nu\sigma_3 \right] \quad (11.26)$$

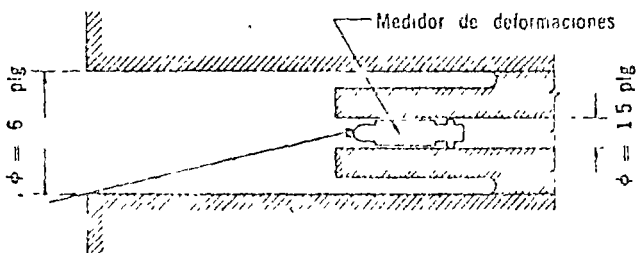


Fig 11.23 Sección longitudinal del sondeo en que se efectúa el alivio de esfuerzos, según el método b

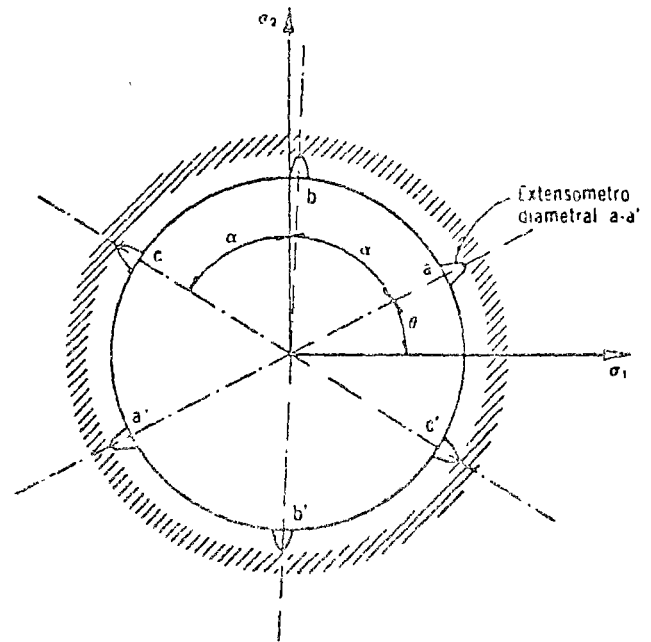


Fig 11.24 Sección transversal del medidor de deformaciones. Método b de alivio de esfuerzos

$$\epsilon_b = \frac{1}{E} \left[(\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2(\theta + \alpha) - \nu\sigma_3 \right] \quad (11.27)$$

$$\epsilon_c = \frac{1}{E} \left[(\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2(\theta + 2\alpha) - \nu\sigma_3 \right] \quad (11.28)$$

donde:

- E módulo de Young de la roca
- ν relación de Poisson
- θ ángulo que forma el eje de medición $a-a'$ con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1
- α ángulo formado por la dirección $b-b'$ con la dirección $a-a'$

Los valores de σ_1 , σ_2 y θ así determinados se expresan en función de σ_3 . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y orientación de los tres esfuerzos principales (Jaeger y Cook, 1969, pp 46-48). El punto débil de este método reside en la necesidad de utilizar valores de E y ν para calcular los esfuerzos principales, y como el método a , el empleo de los valores de E y ν determinados en pruebas de laboratorio son muy discutibles.

El método c consiste en introducir en el sondeo un medidor de esfuerzos de gran rigidez en vez del de desplazamientos de muy baja rigidez usado en el método b .

El problema se analiza mediante las expresiones establecidas por Muskhelishvili (1953) en el caso general, o por Nabor Carrillo (1944) cuando la rigidez del medidor de esfuerzos es infinita. Para el caso general, designando G_0 y ν_0 , el módulo de rigidez y la relación de Poisson del dispositivo de medición, G y ν el módulo de rigidez y la relación de Poisson de la roca, σ_1 y σ_2 los esfuerzos principales actuantes en la roca y en el plano normal al eje del sondeo, y σ' , σ'' y σ''' los esfuerzos normales medidos según tres direcciones diametrales que forman ángulos de 60° entre sí, resulta:

$$\kappa = \frac{G_0}{G}, \quad x = 3 - 4\nu, \quad x_0 = 3 - 4\nu_0 \quad (11.29)$$

$$s_1 = \frac{1}{2} \left\{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' + \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 \right]} \right\} \quad (11.30)$$

$$s_2 = \frac{1}{2} \left\{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' - \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 \right]} \right\} \quad (11.31)$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa(x+2) + x_0}{2\kappa(x+1)} s_1 + \frac{x_0 - 2 - \kappa(x-2)}{2\kappa(x+1)} s_2 \quad (11.32)$$

$$\sigma_2 = \frac{x_0 - 2 - \kappa(x-2)}{2\kappa(x+1)} s_1 + \frac{\kappa(x+2) + x_0}{2\kappa(x+1)} s_2 \quad (11.33)$$

La determinación de σ' , σ'' y σ''' permite, por tanto el cálculo de σ_1 y σ_2 con tal de conocer aproximadamente los valores de la rigidez y la relación de Poisson de la roca. En el caso muy común en que las relaciones de Poisson de la roca y del dispositivo de medición pueden considerarse iguales a 0.25, se simplifican notablemente las expresiones anteriores, resultando

$$\sigma_1 = \frac{2\kappa + 1}{3\kappa} s_1, \quad \sigma_2 = \frac{2\kappa + 1}{3\kappa} s_2 \quad (11.34)$$

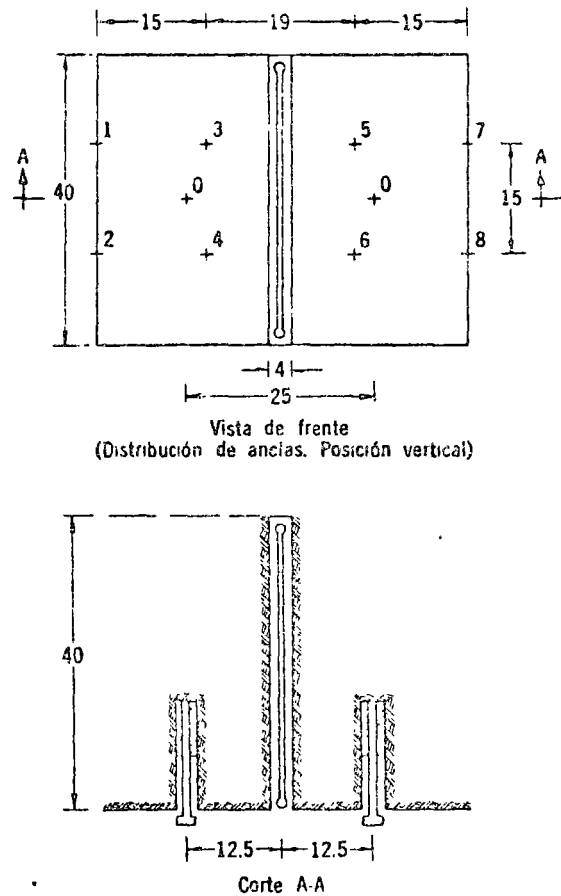
donde puede apreciarse que el factor correctivo $\frac{2\kappa + 1}{3\kappa}$ es poco sensible a variaciones grandes de la relación de rigideces κ . En particular, si κ es mayor de 5, este factor correctivo tiende a 0.66, por tanto, los esfuerzos registrados con un medidor muy rígido se relacionan directamente con los esfuerzos internos en la masa de roca, casi independientemente del módulo de rigidez de esta. He aquí la gran ventaja de estos medidores rígidos, que pueden estar constituidos por celdas metálicas con propiedades magnetoelásticas (Hast, 1958), o por inclusiones de vidrio con propiedades fotoelásticas (Roberts, 1966).

Método del gato plano. La idea básica de este

método es operar en tal forma que no se requiera la determinación previa del módulo de elasticidad de la roca. Esta prueba consiste en descomprimir localmente la roca de una pared de galería, efectuando una ranura en la cual posteriormente se inserta un gato plano. Se inyecta aceite en este gato, hasta que las deformaciones que había sufrido la roca por descompresión se recuperen. En ese momento, la presión aplicada sobre la roca por el gato es igual al esfuerzo normal que actuaba sobre el plano de la ranura (Habib *et al*, 1952). Las pruebas efectuadas muestran que los puntos de referencia que permiten la medición de las deformaciones en la roca deben localizarse sobre el eje de simetría normal al plano de la ranura y a ambos lados de esta. En la fig 11.25 se presenta el esquema de mon-

taje y los resultados obtenidos para una prueba efectuada en la galería 3 del socavón de reconocimiento en la casa de máquinas de la presa La Angostura, Chis. Los gatos planos utilizados eran cuadrados y de área superior a 0.1 m^2 (Cuéllar, 1971).

Este método proporciona únicamente el valor del esfuerzo normal actuante sobre el plano de la ranura. En caso de querer determinar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales se requiere efectuar tres de estas pruebas con diversas inclinaciones de la ranura. También cabe subrayar que los esfuerzos así determinados, no corresponden a los esfuerzos tectónicos, sino al estado de esfuerzos modificado por efecto de la excavación de la galería. Para formas de galería sencillas y excavadas en masas rocosas homogéneas y elásticas, es posible deducir el estado de esfuerzos tectónicos a partir de estas mediciones, ayudándose con las soluciones analíticas que proporcionan los factores de concentración de esfuerzos (Isaacson, 1962). Sin embargo, esta corrección de los esfuerzos medidos, mediante la cual se pretende valorar los esfuerzos tectónicos, es a veces difícil y poco confiable. Para remediar tal situación, se ha propuesto la utilización de gatos curvos que se introducen en perforaciones, alejándose en esta forma de la zona de perturbación inducida por la excavación de la



Lecturas en el extensómetro

Línea	(1) Antes de ranurar	(2) Después de ranurar	(1) Diferencia	(2) Diferencia
1-3	95	250	155	50
2-4	685	805	120	91
3-5	1025	405	+575	94
4-6	765	140	+555	94
5-7	255	410	-155	
6-8	400	515	-115	
0-0	1250	660	-590	

El esfuerzo normal actual en la roca en sentido paralelo al eje del socavón, es $\sigma_n = 92.5 \text{ kg/cm}^2$

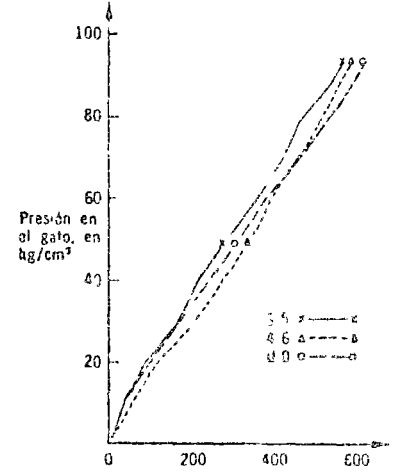


Fig 11.25 Medición de esfuerzos internos. Prueba de gato plano. Presa La Angostura, Chis. Socavón de la casa de máquinas. Galería 3

galería (Jaeger y Cook, 1964). Este método es muy elaborado en su concepción e interpretación.

Fracturación hidráulica. Es una técnica de campo utilizada por los ingenieros petroleros para estimular la producción de los pozos. Consiste en inyectar una suspensión de arena, aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo, incrementando la presión hasta producir la fracturación de la masa rocosa en el contorno del pozo. Se ha demostrado experimental y analíticamente (King *et al*, 1957; Le Tirant, 1969) que la fractura así creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante; además, la presión de inyección necesaria para lograr la propagación de esta fractura, es igual al esfuerzo principal menor actuante.

Este método, desde luego burdo con respecto a los anteriores, ha permitido la determinación, a gran escala, de la dirección y magnitud del esfuerzo principal menor actuante en numerosos campos petrolíferos (Le Tirant, 1969) El mismo concepto es aplicable al fracturamiento inducido mediante pruebas de permeabilidad Lugeon efectuadas en la cimentación de presas

Conclusión. Los diversos procedimientos elaborados a fin de determinar el estado de esfuerzos internos en una masa rocosa, muestran claramente que el problema dista de estar resuelto satisfactoriamente. Por su simplicidad, confiabi-

lidad y fácil interpretación, el método basado en los medidores de esfuerzos de gran rigidez parece ser el más prometedor.

11.2.3 Deformabilidad. La deformabilidad de una masa rocosa surcada por micro y macro-discontinuidades varía con el volumen de material probado. En otras palabras, la deformabilidad de una masa rocosa es una característica en la que se aprecia un efecto de escala. En esas condiciones resulta impropio utilizar el valor del módulo de deformación determinado en el laboratorio, sobre probetas de dimensiones reducidas, para diseñar las estructuras del prototipo (por ejemplo, una casa de máquinas subterránea). A fin de introducir en el diseño un valor realista de la deformabilidad de la masa rocosa afectada, se requiere realizar pruebas de campo estáticas o dinámicas.

Pruebas estáticas de placa. Han sido las primeras y siguen siendo las más frecuentemente realizadas para determinar en el campo la deformabilidad de una masa rocosa (Reicha *et al*, 1955). Sin embargo, los equipos utilizados han evolucionado a fin de afectar volúmenes de roca cada vez mayores e incrementar la magnitud de los esfuerzos aplicados.

Comúnmente, el área de carga es del orden de 1 m^2 y la máxima presión aplicada alcanza valores de 200 kg/cm^2 . En la fig 11.26 se presen-



obtienen rectas y, al descargar, los desplazamientos no se recuperan totalmente. En consecuencia, puede definirse un módulo inicial de descarga E , un módulo global de deformación Γ , y un coeficiente de deformación irrecuperable, C_p (fig 11.26).

En la práctica y con objeto de apegarse a la hipótesis de un medio semifinito, que se utiliza para establecer las anteriores relaciones teóricas entre w y P , es necesario que la distancia entre las paredes de la galería normales al plano de prueba sea igual a, por lo menos, cuatro veces el diámetro de la placa de carga. También es recomendable determinar, en función del tiempo, los desplazamientos ocasionados por una carga constante, para tomar en cuenta el comportamiento viscoso de la roca.

Los índices de comportamiento más significativos que resultan de estas pruebas son, de acuerdo con la experiencia acumulada, los valores de E/Γ y de C_p . En efecto, para las masas rocosas exentas de discontinuidades E/Γ vale uno, mientras este cociente aumenta al incrementarse el número y ancho de las discontinuidades. Por otra parte, el parámetro C_p crece cuando la plasticidad del relleno de las discontinuidades o la densidad de fisuración matricial aumentan. Schneider (1967), con base en el análisis de un

gran número de pruebas, propone la clasificación de las masas rocosas que se presenta en la fig 11.27. En esta misma figura aparecen los resultados de las pruebas de placa efectuadas en los sitios La Angostura y Metlac, Mexico.

Pruebas estáticas en sondeos y cámaras de presión. Los ensayos efectuados en sondeos permiten investigar un macizo rocoso sin requerir la excavación de galerías, necesarias para la realización de las pruebas de placa.

Los dispositivos utilizados para medir en sondeos la deformabilidad de la roca, son de dos tipos: los dilatómetros, que aplican una presión hidrostática sobre la pared del sondeo y los gatos curvos, que cargan la pared rocosa a lo largo de dos sectores circulares diametralmente opuestos. En la tabla 11.4 se presenta un resumen de las características de estos equipos. Obsérvese que a fin de que sea aplicable la teoría bidimensional de los tubos de pared gruesa, la relación de longitud a diámetro del equipo debe ser aproximadamente de 5. La interpretación de las pruebas efectuadas con los dilatómetros es más sencilla y confiable que la correspondiente a las pruebas de gatos curvos.

En el pasado se han efectuado pruebas *in situ* en cámaras cilíndricas de presión a gran escala

Fig 11.27 Clasificación de las masas rocosas en función de su deformabilidad

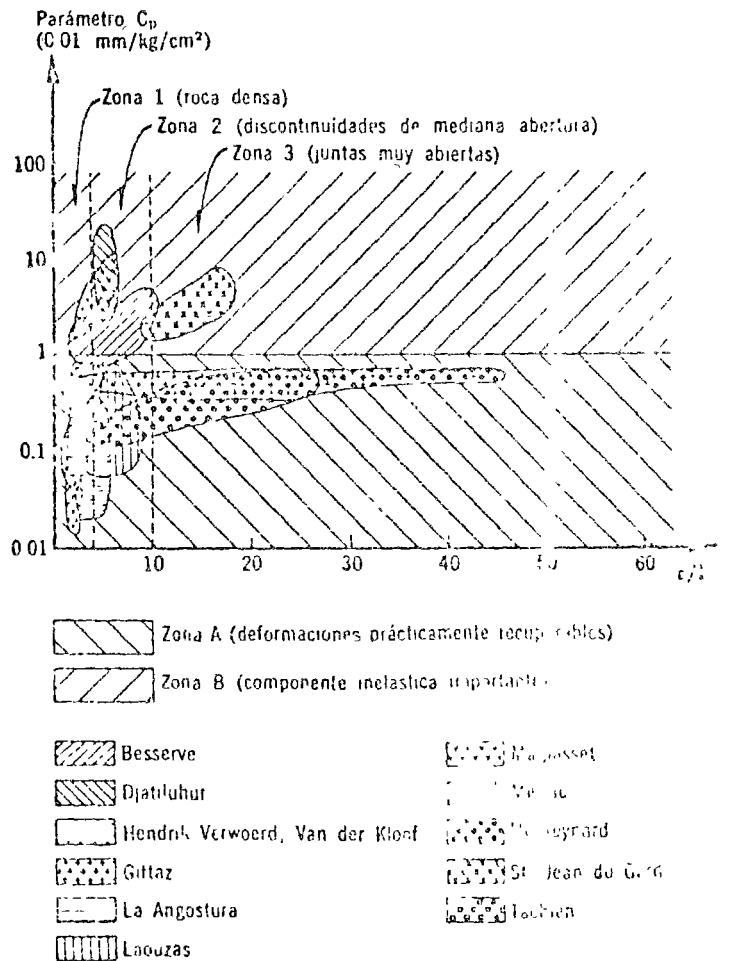


Tabla 11.4. Dispositivos para medir la deformabilidad de las rocas, en sondeos

Tipo	Presión	Fórmula	Dispositivo	Fluido de presión	Medición de deformación	Número de diámetros de medición	Diámetro del sondeo, en mm	Longitud, en mm	Presión máxima, en kg/cm ²	País de origen	Referencia
Dilatómetro	Presión uniforme	$E = \frac{(1 + \nu)}{\Delta d} pd$	Menard	Aire actúa sobre agua	Cambio de volumen		76	515	102	Francia	Menard (1957)
			LNEC	Aceite	4 LVDT	4	76	540	150	Portugal	Rocha (1966)
			Janod Mermin	Aceite	3 LVDT	3	168	770	150	Francia	Janod y Mermin (1954)
			Comes	Aceite	3 LVDT	3	160	1 600	150	Francia	Comes (1965)
			Takano	Aceite	24 LVDT	4	297	1 300	45	Japón	Takano y Shidomoto (1966)
			Kudjundizic	Aceite	2 MCH	2	300	1 200	68	Yugoslavia	Kudjundizic (1965)
Gatos curvos	Carga aplicada a lo largo de dos sectores diametralmente opuestos	$E = k \frac{pd}{\Delta d}$	Goodman	Aceite	2 LVDT	1	76	204	630	EUA	Goodman y Tran (1967)
			CEBTP	Aceite	2 LVDT	1	76	300	340	Francia	Absi y Seguin (1967)

E módulo de Young, en kg/cm²
 ν relación de Poisson
 p presión aplicada, en kg/cm²
 d diámetro del sondeo, en cm

Δd variación del diámetro del sondeo, en cm
 k constante del equipo
 LVDT transformador diferencial variable y lineal

(Sánchez T., 1962; Shanon y Wilson, 1964), con objeto de involucrar una masa considerable de roca. La prueba consiste en aislar un tramo de galería, impermeabilizar con una cubierta de hule sus paredes, e inyectar, en el recinto así constituido, agua a presión; se miden simultáneamente los desplazamientos diametrales de referencias ancladas en la pared rocosa. En la actualidad han sido abandonadas estas pruebas por ser excesivamente costosas, con excepción de casos especiales como son las tuberías forzadas.

Mediciones sísmicas. La prospección sísmica ocupa un lugar importante dentro del conjunto de los métodos de investigación de las masas rocosas. En efecto, los volúmenes de roca involucrados en la medición sísmica son grandes, lo que resulta ventajoso; además, la determinación de las velocidades de propagación de las ondas longitudinales V_L y transversales V_T permite, si se supone que el comportamiento del macizo es elástico, una valoración de su módulo de Young dinámico, E_d , y de su relación de Poisson, ν_d , mediante las ecuaciones

$$V_L = \sqrt{\frac{E_d(1 - \nu_d)}{\rho(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}} \quad (11.41)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E_d}{2\rho(1 + \nu_d)}} \quad (11.42)$$

siendo ρ la masa específica de la roca. Estas ecuaciones implican que cualquier perturbación, sean cuales fueren su amplitud y frecuencia, se propaga sin amortiguamiento o variación en su frecuencia, en un medio infinito, elástico y homogéneo. En cambio, la experiencia de campo y de laboratorio muestra que, al propagarse una onda en un macizo rocoso, la amplitud de la vibración disminuye y las frecuencias superiores a 1 000 hertz se amortiguan muy rápidamente. No es extraño que el módulo de deformación dinámico difiera del módulo de deformación estático E_s , obtenido con pruebas de placa, por ejemplo, pues esta diferencia refleja el comportamiento inelástico de la roca. Todas las pruebas efectuadas muestran que el módulo de deformación estático, determinado en el laboratorio o en el campo, es inferior al módulo de deformación dinámico que resulta de la aplicación de las ees 11.41 y 11.42. De hecho, el cociente E_d/E_s varía de 15 a 13 (Informe del Grupo de Trabajo de Japón, 1964) y se han propuesto varias explicaciones al fenómeno: diferencia en el nivel de esfuerzos aplicados durante una prueba estática y dinámica, así como diferente duración en la aplicación de cargas en uno y otro método. El enfoque más prometedor parece ser el que toma en cuenta el comportamiento viscoso de las rocas, pues explica

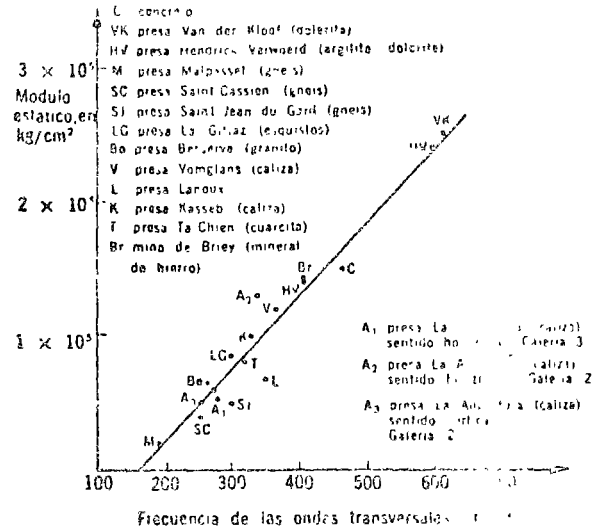


Fig 11.28 Módulo de deformabilidad estática vs frecuencia de las ondas transversales.

teóricamente (Roussel, 1968) las correlaciones observadas en la práctica (Schneider, 1967) entre el módulo estático y la frecuencia de las ondas transversales, o entre el cociente E_d/E_s y la longitud de dichas ondas

En las figs 11.28 y 11.29 se presentan los datos proporcionados por Schneider (1967) y los obtenidos en la presa La Angostura Chis.

Conclusión sobre la medición de la deformabilidad in situ. Un macizo rocoso es, en contornos, inelástico y heterogéneo, salvo casos muy especiales. Además, las rocas metamórficas o sedimentarias muestran un comportamiento anisotrópico. Es difícil, en consecuencia, asignar un valor del módulo de deformación a una roca

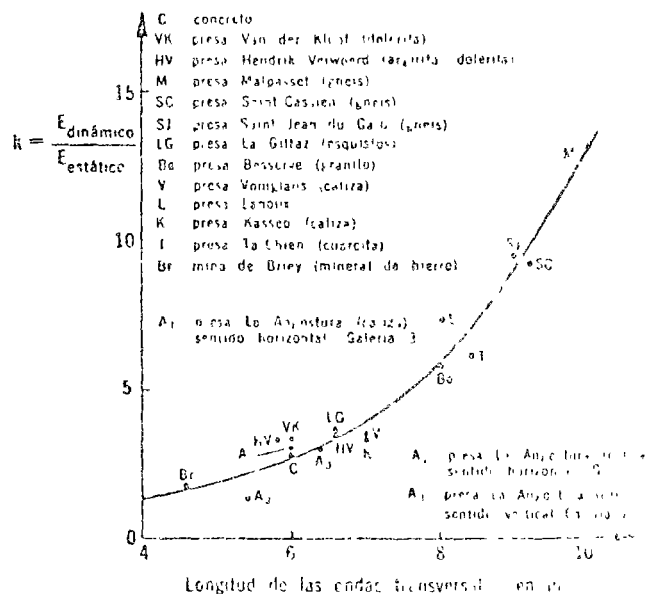


Fig 11.29 Cociente del módulo dinámico entre el módulo estático vs longitud de las ondas transversales.

dada. Empero, las pruebas mencionadas proporcionan índices del comportamiento y el orden de magnitud del módulo de deformabilidad de la masa en conjunto. En la tabla 11.5 se presenta un resumen de los valores de los módulos de deformación estáticos y dinámicos obtenidos mediante diversas pruebas en el sitio de la presa La Angostura, Chis. Es notable la satisfactoria concordancia entre los valores de los módulos medidos en sentido normal a los estratos, sea cual sea el método de medición utilizado en ambas galerías de prueba. Los módulos de deformación en sentido paralelo a los estratos son muy variables: en la galería 3, próxima a una zona afectada por fracturas verticales, los módulos en sentido horizontal son reducidos, mientras que en la galería 2, excavada en una zona más sana, estos módulos son grandes. También cabe

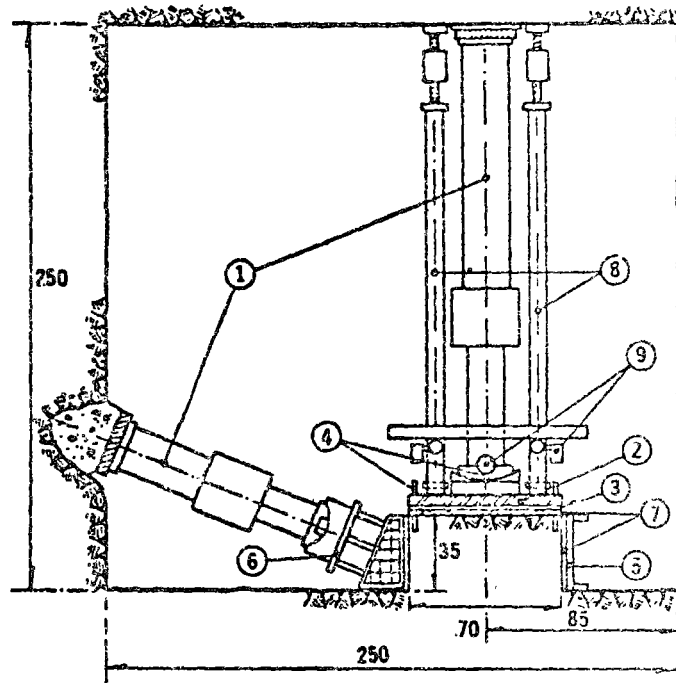
notar el valor reducido de los módulos en sentido horizontal determinados con galgas Geomatic. Una posible explicación de este fenómeno es la presencia de esfuerzos tectónicos horizontales en dirección normal al eje del sondeo utilizado para las mediciones, esfuerzos que pueden ocasionar un agrietamiento horizontal en la roca cercana al sondeo. Los datos presentados en la tabla 11.5 han sido utilizados para análisis del estado de esfuerzos en la vecindad de la casa de máquinas subterránea (Espinoza y Alberro, 1971).

11.2.4 Pruebas de resistencia in situ. La determinación de la resistencia al corte de una roca para investigar la estabilidad de laderas o la del conjunto cortina-cimentación está basada en el estudio cuidadoso de sus defectos e debilidades

Tabla 11.5. Módulos de deformación en calizas. Sitio de la presa La Angostura, Chis.

Galería N°	Tipo de prueba	Dirección	Módulo de deformación, en kg/cm ²	Valor medio del módulo de deformación, en kg/cm ²	Comentarios
3	Placa rígida φ = 28 cm	II	14 612	17 520	Zona afectada por juntas perpendiculares a los estratos. Las pruebas se efectuaron paralela (II) y normalmente (I) a los estratos
		II	8 600		
		II	29 340		
	Placa flexible φ = 1 m	I	63 720	40 760	
		I	24 349		
		I	29 083		
		I	42 480		
Placa flexible φ = 1 m	II	54 100	54 100		
	I	50 688	44 840		
Microsísmica	II	170 000	170 000		
2	Placa rígida φ = 28 cm	II	181 602	130 380	Las pruebas se efectuaron paralela (II) y normalmente (I) a los estratos
		II	113 400		
		II	113 400		
		II	113 130		
		I	65 950	43 743	
		I	65 340		
	I	25 447			
	I	15 319			
	I	24 060			
	Placa flexible φ = 1 m	II	165 528	126 825	
		II	167 864		
		II	86 362		
		II	87 553		
	Placa flexible φ = 1 m	I	79 785	55 980	
		I	32 171		
Gito Goodman	II	43 000	57 000		
	II	65 000			
	II	61 000			
	II	68 000			
	II	51 000			
	II	57 000			
Gito Goodman	I	50 000	49 600		
	I	48 000			
Microsísmica	II	190 000	190 000		
	I	150 000			

Fig 11.30 Montaje de la prueba *in situ* de corte directo



- 1 gatos de 100 ton
- 2 placas de asiento
- 3 cojín metálico
- 4 puntos de medición
- 5 marco de contante
- 6 viga de apoyo
- 7 asiento de mortero
- 8 templete para colocación de medidores
- 9 deformómetros de cartilote

más que en los elementos evidentemente competentes. Por ejemplo, en una cimentación constituida por capas de caliza sana y margas compactas, la atención del proyectista ha de enfocarse a estas últimas, observando su geometría en relación con los esfuerzos que puede inducir la estructura y determinando su resistencia al corte. Cuando la abertura de las discontinuidades es grande y el material de relleno no es sensible al efecto de escala, su resistencia al corte puede medirse en el laboratorio sobre muestras inalteradas o, conservadoramente, en especímenes remoldeados con su contenido de agua natural.

Cuando las discontinuidades no contienen relleno o están constituidas por un contacto entre dos formaciones, los estudios de laboratorio no pueden solucionar el problema. Se torna necesario efectuar, en tal caso, pruebas de corte directo (Serafim, 1964) o triaxiales (Nose, 1964) de campo a fin de determinar el ángulo de fricción en la discontinuidad; este parámetro resulta fundamental para el estudio de la repartición de los esfuerzos y la resistencia de un medio discontinuo (Maury, 1967).

La prueba de corte directo se lleva a cabo aislando de la masa rocosa un espécimen prismático de roca, limitado en su cara inferior por la discontinuidad. Sobre la cara superior de la muestra se ejerce una fuerza constante normal al plano potencial de falla, mientras simultáneamente se aplica, en incrementos, un esfuerzo tangencial que induce la falla del bloque. Esta prueba, muy sencilla en su concepto, presenta problemas en su realización: orientación de las fuerzas aplicadas, velocidad de carga, condiciones de

saturación de la muestra, etc. En el esquema de montaje (fig 11.30), la dirección de aplicación de la fuerza lateral no es horizontal. Este dispositivo elimina la formación de grietas de tensión en la cercanía de la zona de aplicación de la carga lateral. Empero, al utilizar este dispositivo, es necesario corregir la magnitud de la carga normal N directamente aplicada a la muestra a fin de compensar en todo momento el componente normal de la carga lateral variable T . En todo caso, el valor mínimo de la fuerza normal total aplicada a la muestra es $N_{min} = T \tan \alpha$, designando por α el ángulo de inclinación de la carga lateral con respecto a la horizontal. Implica que no puede determinarse con este dispositivo la envolvente de falla en el intervalo de esfuerzos normales bajos. Para obviar esta limitación, en muchos casos se ha recomendado que la dirección de aplicación de la carga lateral sea horizontal.

Es también recomendable elegir una velocidad de carga lateral de modo que las presiones de poro generadas durante el proceso de falla sean

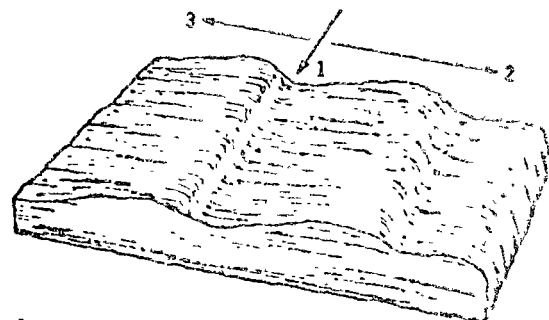


Fig 11.31 Anisotropía de la resistencia al corte de un contacto entre formaciones sedimentarias

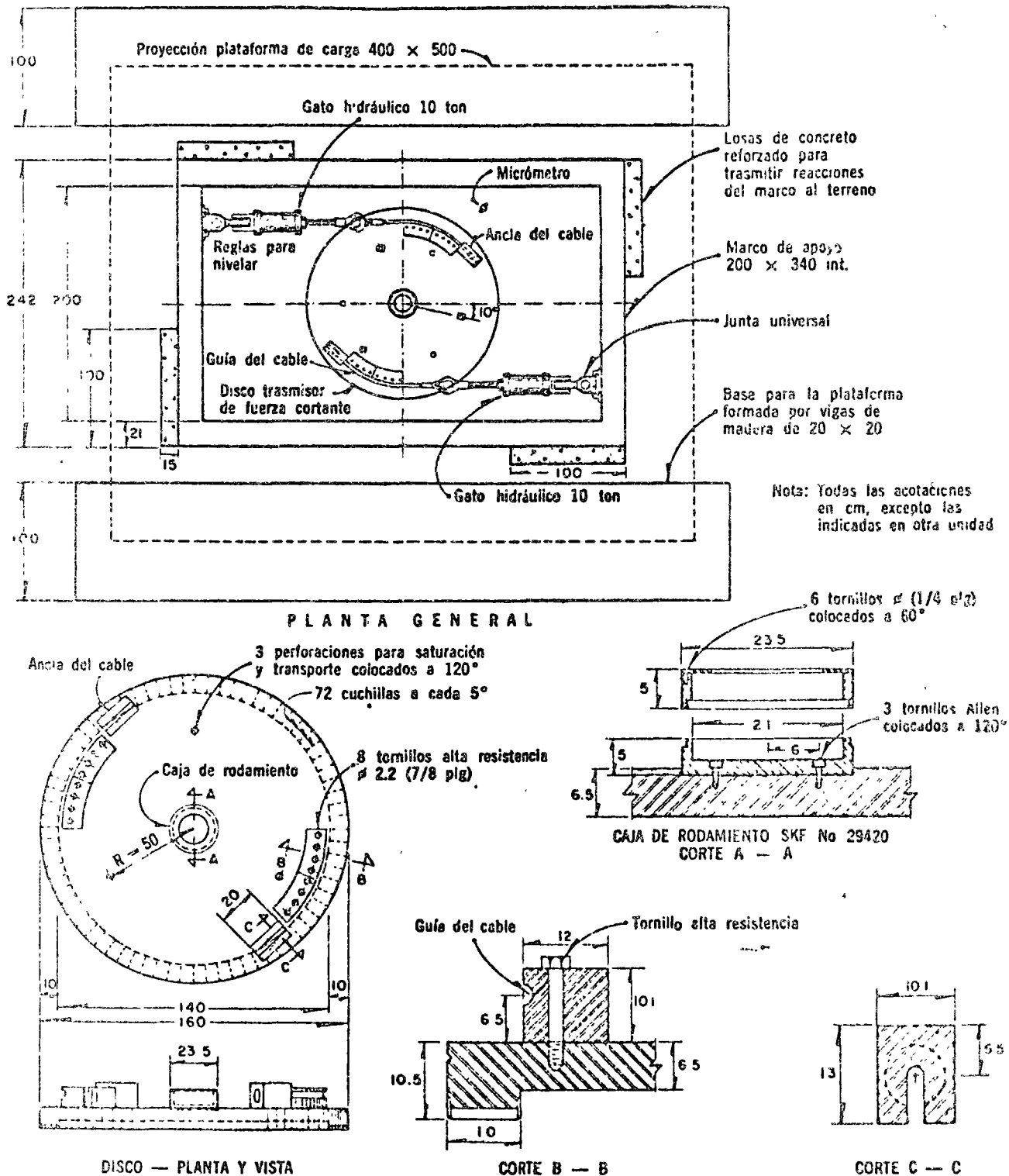


Fig 11.32 Aparato de corte directo por torsión

reducidas. Finalmente, el sentido y dirección del desplazamiento inducido durante la prueba puede ser importante; por ejemplo, en los planos de contacto entre formaciones sedimentarias es común la presencia de microplegues (*ripple marks*) (fig 11.31). En dicho caso, según sea la dirección del desplazamiento inducido 1, 2 o 3,

se obtienen los valores S_1 , S_2 y S_3 de la resistencia al corte.

En la fig 11.32 se presenta un aparato de corte directo que opera por torsión (Marsal *et al.*, 1965). Este dispositivo fue diseñado para ensayar *in situ* los materiales de la cimentación del dique 2 de Malpaso, Chis. (fig 7.12a, cap 7), en la que cruza

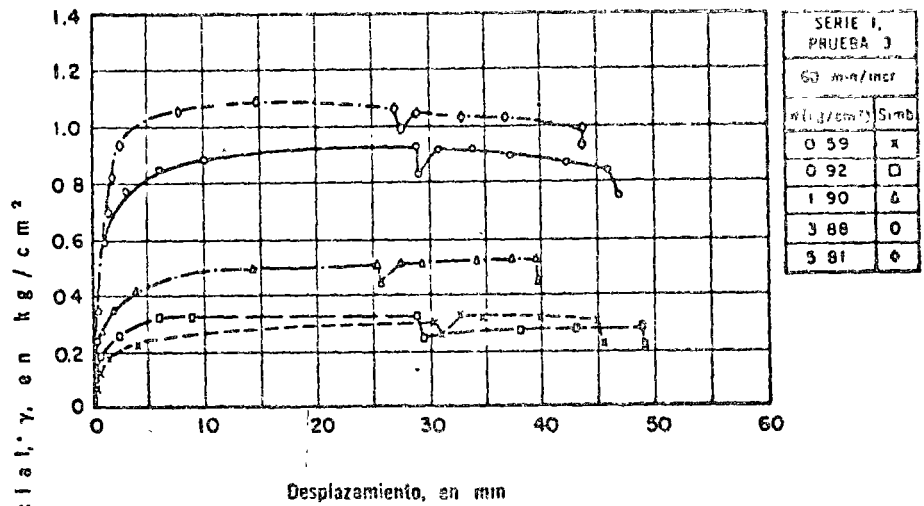
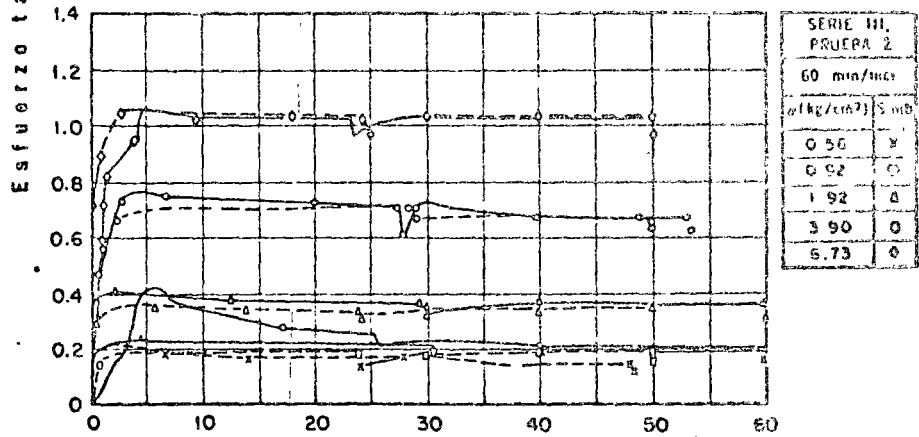


Fig 11.33 Desplazamientos vs esfuerzos tangenciales. Prueba en lutitas arcillosas fisuradas



una falla. El relleno de la falla es un complejo de materiales arcillosos de composición errática, y las formaciones contiguas a esta se encuentran intensamente fisuradas. Para proyectar el dique era necesario determinar la resistencia al corte de estos materiales y, por tratarse de rocas fisuradas, debía trabajarse con especímenes de gran tamaño, a fin de lograr resultados representativos. El disco, con 72 cajas de $7 \times 10 \times 1.5$ cm, se hincó en el terreno previamente nivelado; el área total de prueba es de 0.5 m^2 . Mediante un gato hidráulico que se apoya en una plataforma lastrada y lleva en su base un balero axial, pueden desarrollarse presiones normales hasta de 10 kg/cm^2 . Dos gatos hidráulicos fijos al marco exterior transmiten con cables el par torsor al disco; el dispositivo tiene capacidad para 2 kg/cm^2 de corte. El marco exterior reacciona contra el terreno, soportado por zapatas de concreto reforzado (fig 11.32). Se realizaron prue-

bas con los dos tipos de lutitas descubiertos en la cimentación; en cada sitio los ensayos fueron repetidos a tres niveles distantes entre sí 10 cm . Cada prueba consistió en la aplicación de una primera carga normal de 0.5 kg/cm^2 y, al terminar el proceso de consolidación, se ejerció el par torsor en forma progresiva hasta alcanzar la falla. A partir de ella, se continuaba el ensayo provocando rotaciones adicionales a velocidad constante y midiendo la variación en el esfuerzo tangencial (fig 11.33). Terminada esta etapa, se incrementaba la carga normal volviendo a repetir el proceso anterior. Se usaron presiones normales de $0.5, 1, 2, 4$ y 6 kg/cm^2 . Las pruebas fueron realizadas con tres velocidades de carga, correspondientes a tiempos de aplicación de los incrementos de esfuerzos de $5, 60$ y 360 min . Las resistencias al corte de las dos lutitas, en función de la presión normal, aparecen dibujadas en la fig 11.34. Las envolventes rectilíneas indi-

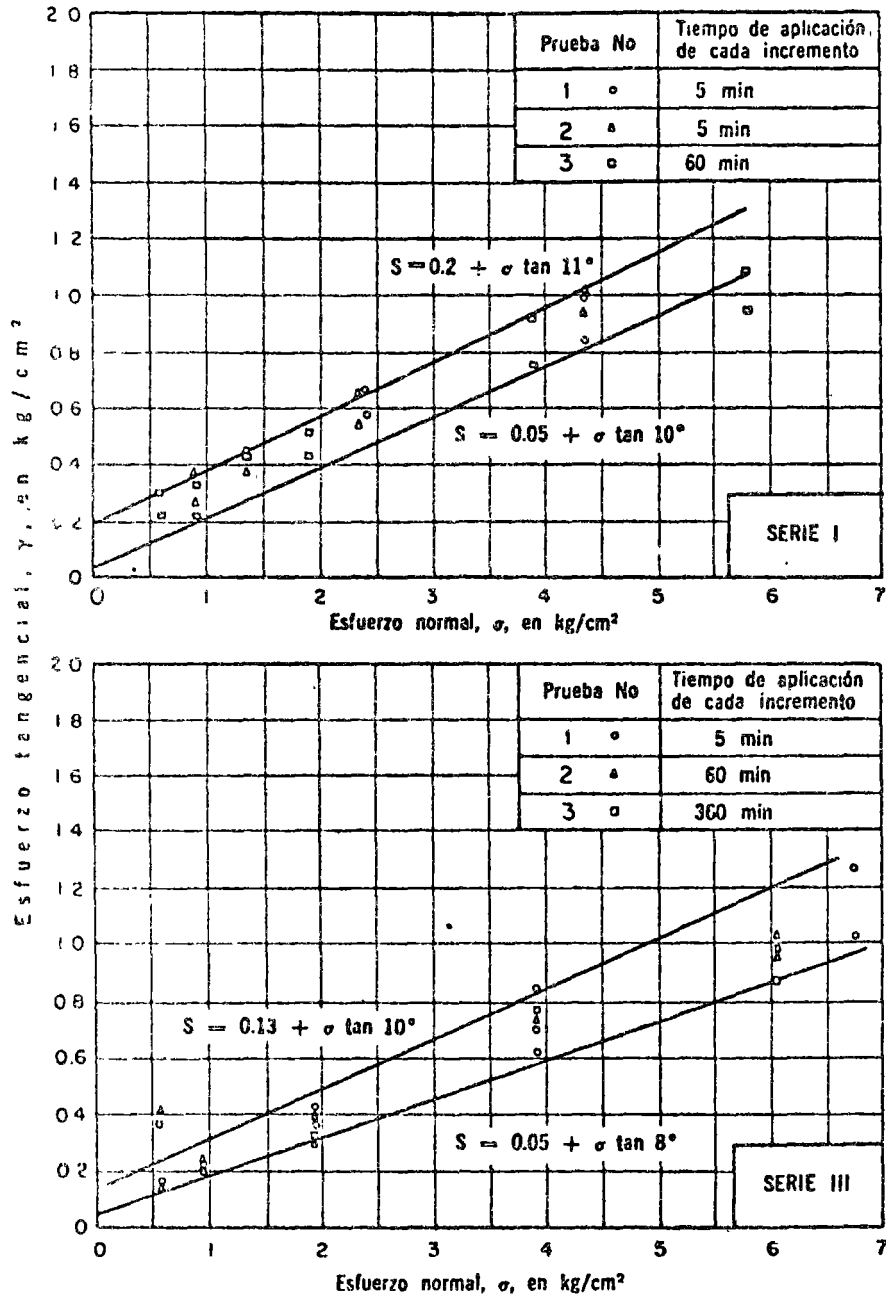


Fig 11.34 Resistencia al corte. Prueba de lutitas arcillosas fisuradas

can los límites superior e inferior de dichas resistencias. Los resultados de ambas series de ensayos difieren poco entre sí, y la influencia de la velocidad de carga es pequeña. La diferencia entre las resistencias máxima y residual es prácticamente nula, salvo en el primer incremento de carga; esto se debe a la forma de realizar la prueba, pues las deformaciones impuestas después de alcanzar la falla en el primer incremento de carga provocan toda la reorientación que las partículas arcillosas son capaces de sufrir dada la dirección de los desplazamientos inducidos por la prueba.

11.2.5 Pruebas de permeabilidad. En la mayo-

ría de las cimentaciones o empotramientos formados por rocas, la permeabilidad es consecuencia de su fracturamiento o disolución. Sin embargo, ciertas areniscas, tobos y conglomerados, tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable.

En México, las formaciones que han dado lugar a permeabilidad alta son las calizas cavernosas o cársticas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento. Son ejemplos de las primeras las presas Benito Juárez, Oax., Presidente Aleman, Oax., y La Boca, N. L.; de las segundas, las presas El Bosque, Mich., Huichapan, Hgo., y Chihuahua, Chih. También la permeabilidad in-

trínseca de ciertas tobas volcánicas con estratos pumíticos o de arena poco cementada, como en las presas Endó, Hgo. o La Vega, Jal., puede ser elevada.

Por lo menos en un caso se ha observado que el enfriamiento de la roca, al llenarse el vaso, contribuye a que las fracturas ya tratadas con inyecciones se abran nuevamente, provocando un aumento sustancial de las fugas de agua. Al hacer exploraciones geológicas se han registrado en la roca temperaturas de 30 a 35 °C, mientras que la del agua almacenada en el vaso es de 10 a 20 °C, en promedio. Este factor, pocas veces mencionado en la literatura, puede ser importante en países de clima semejante al de México.

El gasto de filtración, Q , a través de una masa rocosa varía en función de la presión aplicada, p , según la ec 11.3 del inciso 11.1.1.

Resulta, por tanto, importante determinar el gasto de filtración a través de las fisuras de una

masa rocosa, variando la magnitud de la presión aplicada. Los ensayos de campo que permiten llevar a cabo esta determinación son la prueba Lugeon y la prueba Lefranc.

Prueba Lugeon. Consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación que absorbe un manto bajo una presión de 10 kg/cm². La prueba se realiza, comúnmente, en tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o de hule (fig 11.35). Empero, 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 de 5 m, resulta necesario reducir la longitud del tramo de prueba con objeto de obtener resultados correspondientes a cada estrato. En caso que la masa de roca por estudiar

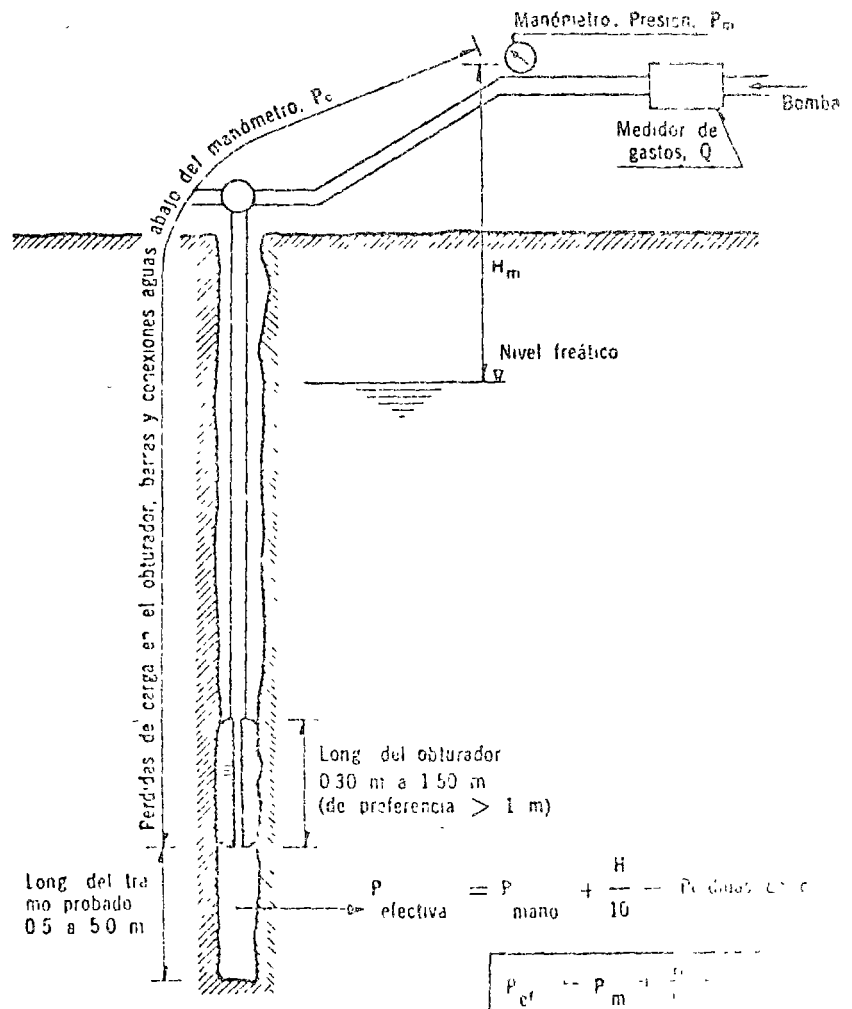


Fig 11.35 Prueba Lugeon

1 Lugeon = 1 litro por metro y por minuto bajo 10 kg/cm² de presión
1 Lugeon = 10⁻⁷ m/seg

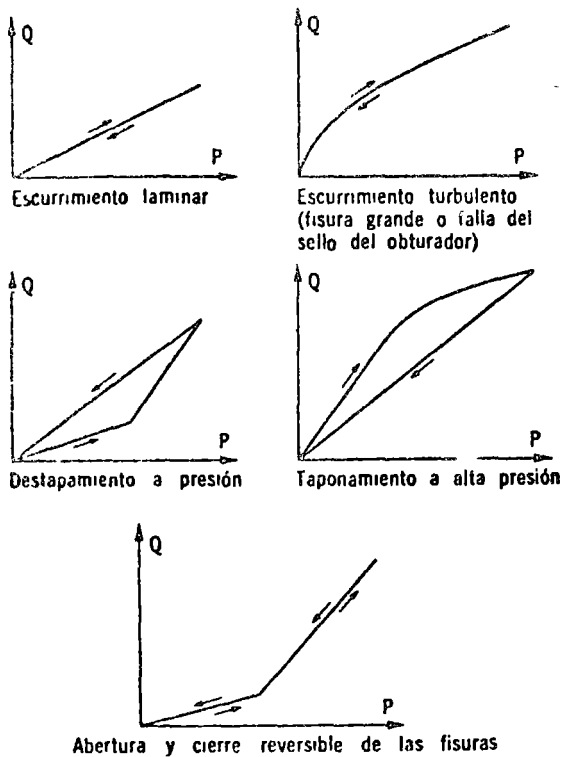


Fig 11.36 Pruebas Lugeon. Gasto de absorción vs presión de inyección

sea homogénea, se podrá fijar de antemano la longitud del tramo de prueba. Sin embargo, aun en este caso, al mantener constante la longitud del tramo de prueba resulta imposible formarse una idea precisa de las características de fisuración de la roca. En efecto, si un tramo de 5 m de longitud absorbe 10 lt/min a una presión de 10 kg/cm², esto puede deberse a la presencia de una sola fisura grande o a 100 fisuras de dimensiones reducidas o a 100 fisuras muy finas. Para lograr un conocimiento más detallado de la fisuración de la roca, es recomendable variar la longitud del tramo de prueba. En caso que exista una fisura única en un tramo de 5 m, en 4 de las pruebas efectuadas con longitud de 1 m la absorción será nula, y será grande durante el ensaye del quinto tramo. De ser homogénea la distribución de las fisuras a lo largo de los 5 m, las absorciones medidas en las cinco pruebas de 1 m de longitud serán idénticas. La diferencia entre los dos casos, fisura única o fisuración uniformemente distribuida, es importante para el diseño del proceso de inyección de la masa rocosa.

Para obtener el gasto de absorción en términos de la presión de inyección, se varía en un mismo tramo la presión aplicada según la secuencia: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm². La presión de inyección leída en el manómetro debe corregirse por pérdidas de carga en la tubería y por altura del nivel freático con respecto al tramo probado (fig 11.35).

La forma de las curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección es muy variable. Salvo en contados casos, no es lineal. La fig 11.36 presenta varios casos típicos. Como no es lineal la relación entre gastos y presiones, resulta inadmisibles extrapolar los datos obtenidos; es frecuente que, por limitaciones en la bomba, no se alcance la presión de 10 kg/cm² e ingenuamente se proporcionen absorciones extrapoladas; esto es incorrecto. En particular, al aumentar la presión se observa a menudo una pseudo-discontinuidad en las curvas gasto-presión, a partir de la cual los gastos aumentan muy rápidamente. Esta pseudo-discontinuidad, que por lo general se atribuye a un fracturamiento inducido en la roca, puede deberse a una apertura progresiva de las fisuras existentes en la roca (Sabarly, 1968). En la fig 11.36 se presenta un ejemplo de esta situación. Así, la predicción teórica del proceso de apertura y cierre de las fisuras por efecto de las presiones de inyección se verifica experimentalmente en forma notable.

Las pruebas Lugeon toman mucho tiempo, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar la condición de flujo establecido. Por ello se prefiere realizarlas después de terminada la perforación. La determinación es susceptible de errores importantes por fugas en los empaques o por flaqueo en rocas muy fracturadas. En este último caso se utiliza, comúnmente, el método Lefranc.

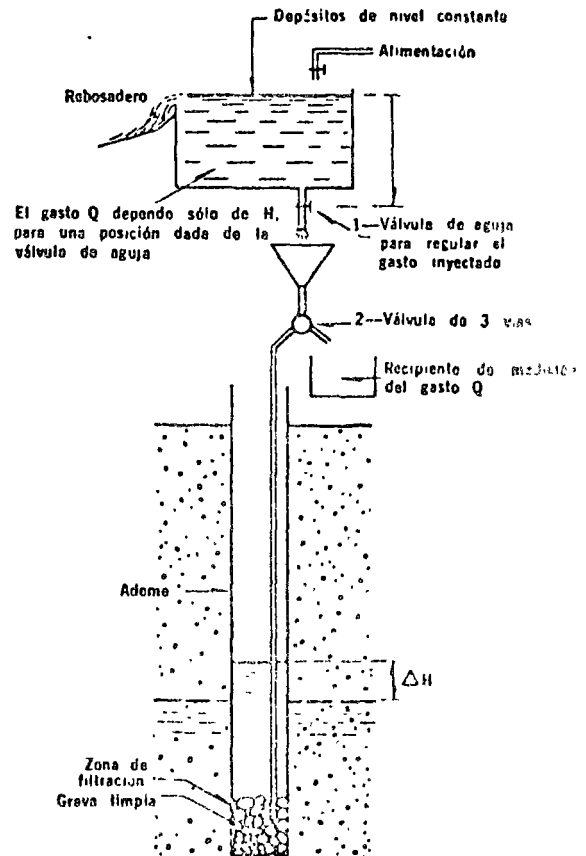


Fig 11.37 Prueba Lefranc. Dispositivo de ensaye

Pruebas Lefranc. Consisten en inyectar agua en el terreno saturado, convirtiendo el pozo en un permeámetro de carga constante (fig 11.37). Con base en el gasto de inyección Q y el valor de la sobrecarga ΔH , se determina la permeabilidad k del medio por la ecuación

$$Q = Ck\Delta H \quad (11.43)$$

C es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración. Si esta es cilíndrica, de longitud L y radio r , el valor de C resulta

$$C = \frac{4\pi}{\frac{1}{2L} \text{Log} \frac{L}{r}} \quad (11.44)$$

La ec 11.44 procede del análisis del flujo establecido de agua en un material saturado. Por tanto, antes de efectuar la prueba, es esencial asegurarse de que el material está localizado bajo el nivel freático.

Este método proporciona el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal de un volumen reducido de material que rodea el tramo ensayado. Por tanto, las heterogeneidades locales en la zona de inyección influyen en el resultado de la prueba.

11.3 CONCLUSIÓN

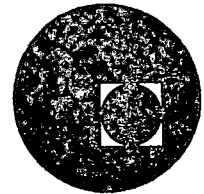
Cabe subrayar que, al estudiar las propiedades mecánicas de formaciones rocosas, medios esencialmente discontinuos, es imprescindible alentar la colaboración entre los geólogos responsables de la definición de la estructura del macizo de cimentación y los ingenieros civiles, cuyo papel es precisar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los diversos componentes estructurales así definidos.

Ninguno de los resultados obtenidos utilizando los métodos de la geología estructural o de la mecánica de las rocas es autosuficiente. Todos han de integrarse en un marco general de comparación que, a la larga, resultará en un conocimiento más correcto de los factores esenciales que gobiernan el comportamiento de las formaciones rocosas. Quedan aún por aclarar muchos conceptos, por verificar muchas hipótesis y por desarrollar, en particular, una teoría de la distribución de esfuerzos y de la resistencia de un medio discontinuo. Sin lugar a dudas, estas investigaciones redundarán en mayor seguridad y menor costo de las obras construidas sobre o dentro de masas rocosas.

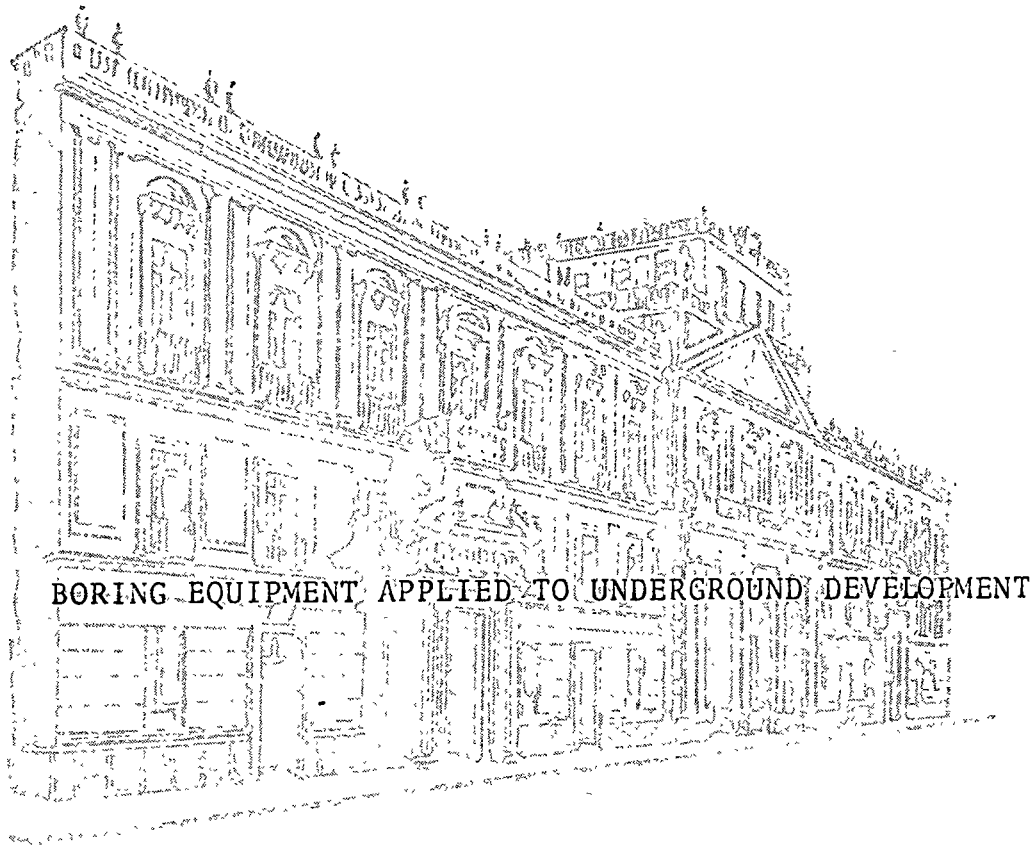




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA



BORING EQUIPMENT APPLIED TO UNDERGROUND DEVELOPMENT

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 521-73-35

ING. LOK HOME.



Centro de Educacion Continua
Departamento de Educacion
Calle de la Universidad 100, Barrios



BORING EQUIPMENT APPLIED TO UNDERGROUND DEVELOPMENT

With the numerous technical papers presented in the last decade explaining the great potential and achievements of boring one would expect today to see a relatively wide spread use of this equipment. In terms of total mine development, which includes drifting, raising, shaft sinking which was completed in 1975, the amount accomplished by boring machines was astonishingly low, probably appreciably less than 5%.

Many good reasons have been presented for this low utilization of a recognized efficient mining tool. However, it is safe to say that there are many development projects being carried out today that could be completed faster and more economically with the assistance of a boring machine.

The boring machine is recognized as an efficient means of excavation and the potential for accelerated improvements are excellent. Why then, aren't these projects using a boring machine? Because the option was not studied in detail or was dismissed as something that we may consider using in the future. There are an even greater number of projects that the economics could be argued either for boring or conventional excavation.

In order to assure, for the future, an available efficient boring machine applicable to a mines needs, more attempts at boring must be undertaken. Of course, these attempts should be made where the probability of success is high. In order for a mine operator to ascertain whether he has an application and what his chances of success are, he must know what is presently available to the industry.

Three types of boring machines, Tunnel Boring Machines, Raise Drills and Shaft Boring Machines as applied to mine use are reviewed. Factors favorably influencing each type of boring machine are presented along with noteworthy examples of their use.

TUNNEL BORING MACHINES

When discussing tunnel boring, one should classify machines for soft rock (less than 400 kg/cm²) of hard rock machines. The following comments are mainly pertinent to the hard rock applications.

Attempts at using a Tunnel Boring Machine (TBM) in mines have mostly been on an experimental basis and notable successes are certainly the exception.

Though there is a great amount of tunneling being done in mines today, admittedly only a small portion of this excavation could be completed by a tunnel boring machine as we know the machine today. The high capital cost of a TBM necessitates that a large amount of footage be available to be completed by the machine. The amount of footage required to amortize the machine can be reduced by procuring a used machine or by partial depreciation of a new machine over the project and then selling a used machine. It is quite common to amortize or completely write-off a machine over 6000 meters of tunnel. If a mine has 2000 to 3000 meters that could be excavated by a machine then a study of the economics should be considered.

Generally each tunnel to be excavated should have a length of plus 500 meters to offset the relatively high cost of set-up time. Curves of 50 meters do not significantly deter from the application of a TBM. The machines are also designed to handle inclines and declines. If a great number of turnout tunnels are required from one main tunnel this can be accommodated by a special machine.

On civil projects machines are successfully cutting rock in the 2500 kg/cm² range and achieving higher rates of progress than conventional mining (600 M/month) at acceptable costs. However, the softer the rock, the more attractive boring becomes. Advance rates of plus 2000 M per month have been achieved in ideal rock conditions of 500 kg/cm². Cutter costs in this type of rock for a 4 M tunnel can be a few dollars a meter with total tunneling costs well under \$100.00 per meter.

Tunnel machines can be designed to handle adverse ground conditions. Machines have been made which allow placing solid lining completely within the protection of the machines shield. The machines can be equipped with a rock bolting system directly behind the cutterhead. Automated ring beam erectors have been provided with a number of machines.

The only successful tunnel configuration bored to date in anything but the softest formations is a circular tunnel. Attempts are being made and research continually carried out to develop a machine capable of boring a configuration which is more useful to mine operators. Successful circular tunnels are being bored from 2.5 to 10 meters in diameter. A good tunnel size amenable to good machine design and acceptable to the mines requirements, is in the 4 to 5 meter range.

Examples of Tunnel Boring Applications and Equipment

The 5.8 M hard rock tunnel boring machine shown in Figure 1 is presently boring rock in the 1500 to 2500 kg/cm² range at 2 M/hr. with a cutter cost of under \$150.00/M. The machine utilizes 15 inch disc type cutters and is capable of producing 850,000 kilograms thrust and 145 kilogram meters torque. The

machine is being used to drive a subway tunnel in Washington D.C. and in the past 22 months has completed a total of 7000 meters of tunnel in 3 different headings.

Figure 2 shows a machine designed to accommodate caving ground conditions. The machine features an open spoked cutterhead for easy access and a complete telescoping shield.

Several declines have been successfully completed with a TBM. Figure 3 depicts a machine equipped to bore a 17° incline. A special chain conveyor is used to elevate the muck from the cutterhead to the back-up equipment. Large volumes of water can be a problem when boring inclined tunnels, however, the problems are not much greater than those experienced if water is encountered when conventionally decline drifting or ramping. Incline tunnels can be driven with about the same efficiency as that experienced when tunneling horizontally. With minor modifications the same decline machine can be used to drive horizontally and inclines without a compromise in efficiency.

Often a mine layout calls out a number of cross cuts to be driven off a main drift as depicted in figure 4. The machine shown in Figure 5 was specifically designed to accommodate the boring of these turnout tunnels. The gripper system was modified to allow it to rotate to accommodate gripping on the sides, which is normal, and on the back and floor for the turnout drift portion. With this feature the machine can bore the turnout, reverse into the main drift and continue boring the main tunnel.

With some ingenuity on the part of the mine planner and continued development by the equipment designers, some of the existing tunnel boring technology can be put to practical use in the mines in the near future.

RAISE DRILLS

The acceptance of raise boring has certainly been more wide spread. The mining industry can still reap greater benefits from the raise boring machine.

Within the last five years, the majority of raise drills have been purchased to mechanically excavate the same raise that was previously done by conventional methods. The advantages or mode of operation of raise drilling should be considered in order to optimize the overall mine design. In a conventional raise, the shorter the raise the cheaper the cost per meter, whereas in a bored raise the longer the raise the cheaper the cost per meter. Mine designers often overlook this important factor. Raises of plus 300 meters are common today and will become more common.

Raise Drills continued

Some of the hardest rock in the world has been successfully bored with a raise drill. Whether boring raises in this very hard rock was more economical than conventionally driving the raise could be argued. However, in medium and softer rock formation (minus 2000 kg/cm²) there is little or no agreement for the economics of conventional raising. It is easy to site cases in 8000 to 12,000 kg/cm² schist or a 2.5 meter raise where cutter costs are less than \$30.00 per meter and monthly footage can better 200 meters of completed raise.

Raises of 2.4 meter diameter are commonplace even in some of the hardest rock formations. Raises of 3.5 M diameter have been successfully completed in medium hard formations and machines and reamers are presently being built to complete 5.5 meter raises in the rock formations found within the coal deposits of the eastern U.S.

There are raises which are presently being used as hoisting shafts. The shaft consists of a bored raise to which guides are bolted to the raise walls. In New Brunswick, a contractor bored an 850 meter raise 2.2 M diameter in four steps. He has equipped the bore hole with a 7 ton skip installation capable of hoisting 1200 tons per day. It is interesting to note that it is becoming acceptable to hoist out a bored shaft which is not completely plumb. The New Brunswick shaft is an example.

The use of a pilot raise and slashing to final shaft diameter is quite common. Raise drills can normally maintain sufficient accuracy to stay within the shaft periphery. Various diameter pilot raises have been used. For a 7 M shaft 1.2 to 2.4 M diameter pilot raises have been used with 1.8 being a common size.

Examples of Applications and Equipment

Figure 6 is a standard Raise Drill, Model 61R with over 60 of this particular model in use around the world today. The machine, designed for 1.83 M diameter 150 M long raises, has completed raises 2.4 M diameter and plus 400 meters in length. Some Model 61R's have completed 7000 meters of use and are still being used.

Figure 7 shows the Model 23R designed to drill holes of 1 meter diameter. The machine weighs 300 0 kilograms and is 3 M high and approximately 1 M square. Mines use these small holes for cut-off, slot and small vent raises.

The Model 81R, shown in figure 8 is presently completing the largest raise in the world, 700 M long 3.6 meters in diameter in New York State. This machine has a capacity to pull 570,000 kilo's and produces 360,000 kgm. It has completed a substantial number of raises plus 400 meters in length and 3.6 M in diameter.

A relatively new type of machine for raising is the Blind Hole Drill shown in Figure 9. This machine is designed to drill blind raises from the lower drift without the utilization of a pilot hole. Several of these machines are successfully drilling hard rock in South Africa. It should be pointed out that cost of equipment when related to size of hole is much more expensive with a blind hole raise drill than it is with a conventional raise drill.

The preceding models are only a few of the models available which are designed to complete raises from 70 cm to plus 5 M in diameter. There is a definite trend toward the larger diameter raise drills. This is due in part to improved cutter technology and greater acceptance of the raise drilling principle by the mines.

SHAFT BORING MACHINES

The application of Shaft Boring Machines has been quite limited. It is doubtful if we will see significant use of this type of machine occurring in the next decade. The major deterrent to use of the shaft boring machine is the large capital commitment required which has to be written off over a relatively short distance. To find 4000 meters of drifting or raising in a mine is not uncommon. To find 2000 meters of shaft work would be unusual. Per unit of diameter, a shaft borer is more expensive than a tunnel borer, therefore, the above situation makes the justification of a shaft borer difficult.

There are situations where boring of shafts should be considered. The most viable application is where the shaft has an opening below and the use of a pilot raise can be made. In this case, a shaft reamer could be used. To consider use of a shaft reamer you should be in rock of less than 2500 kg/cm² and have plus 3000 meters of shaft work of one diameter. It is feasible to pilot bore raises up to 1000 meters in one interval. A shaft reamer in the 5 to 8 M range is practical. It is possible to line as you ream and allow no exposed ground. This means poor ground conditions do not adversely affect the progress of the shaft sinking. Ground conditions have to be quite severe before the four foot bored pilot raise will cave. Temporary lining can also be placed in the pilot bore to prevent caving.

Equipment is also available to blind bore shafts using an oil type drilling rig and oil type practices. To apply this equipment requires some special skills and normally a contractor is required to complete the project. The contractor likes to have at least 1000 meters of shaft work in medium formations and less than 6 M diameter.

There is no in the hole blind shaft boring machine available to the industry today. Several concepts of this type of equipment have been studied. The U.S. Bureau of Mines is presently funding a design program to study this concept.

Examples of Applications

Figure 10 shows a Shaft Reamer type machine. Several shafts in Germany have been completed with this method. The performances are quite impressive, 245 meters of 5.1 M shaft completed in 25 days.

Using an oil type rig shown in figure 11, holes to plus 500 meters deep 7 meters in diameter, have been successfully completed.

It is interesting to note, the Russians built an experimental, in the hole Blind Shaft Drill, in the 1950's. Not much information is available on the performance. Figure 12 depicts a design for that type of machine.

CONCLUSION

The influence of boring on future mining methods can be summarized as follows -

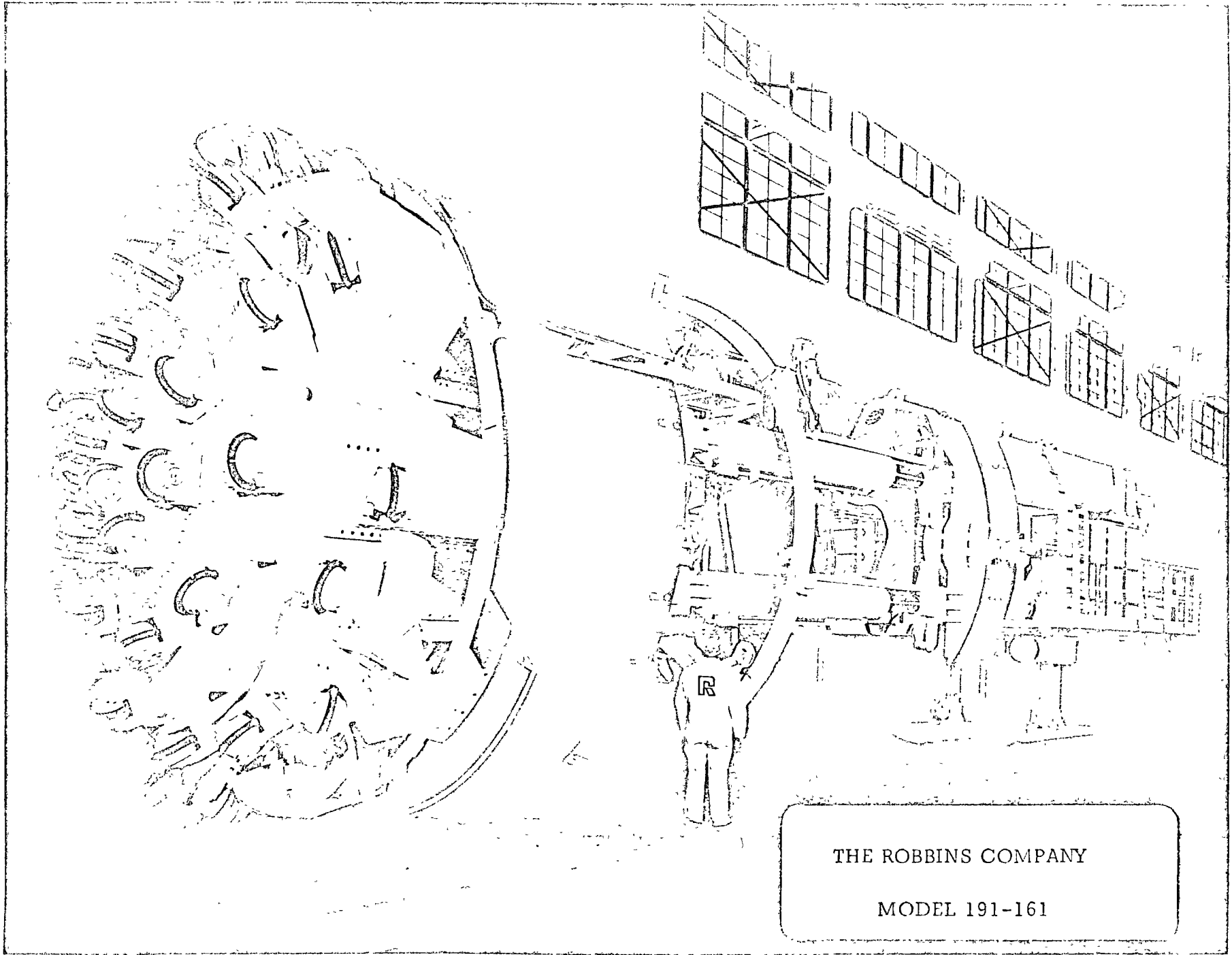
- A. We can see even greater acceptance of raise drilling, especially in large diameter and longer raises.
- B. In tunneling, the machines will move out of the experimental stage into an economical alternative for some special applications.
- C. Shaft boring will move ahead but not to the degree of either raise or tunnel boring.

The most pressing need is for more experience. As the utilization of boring machines increases the mining companies and manufacturers will undoubtedly do the necessary research and development to fully exploit this futuristic mining tool.

LIST OF FIGURES

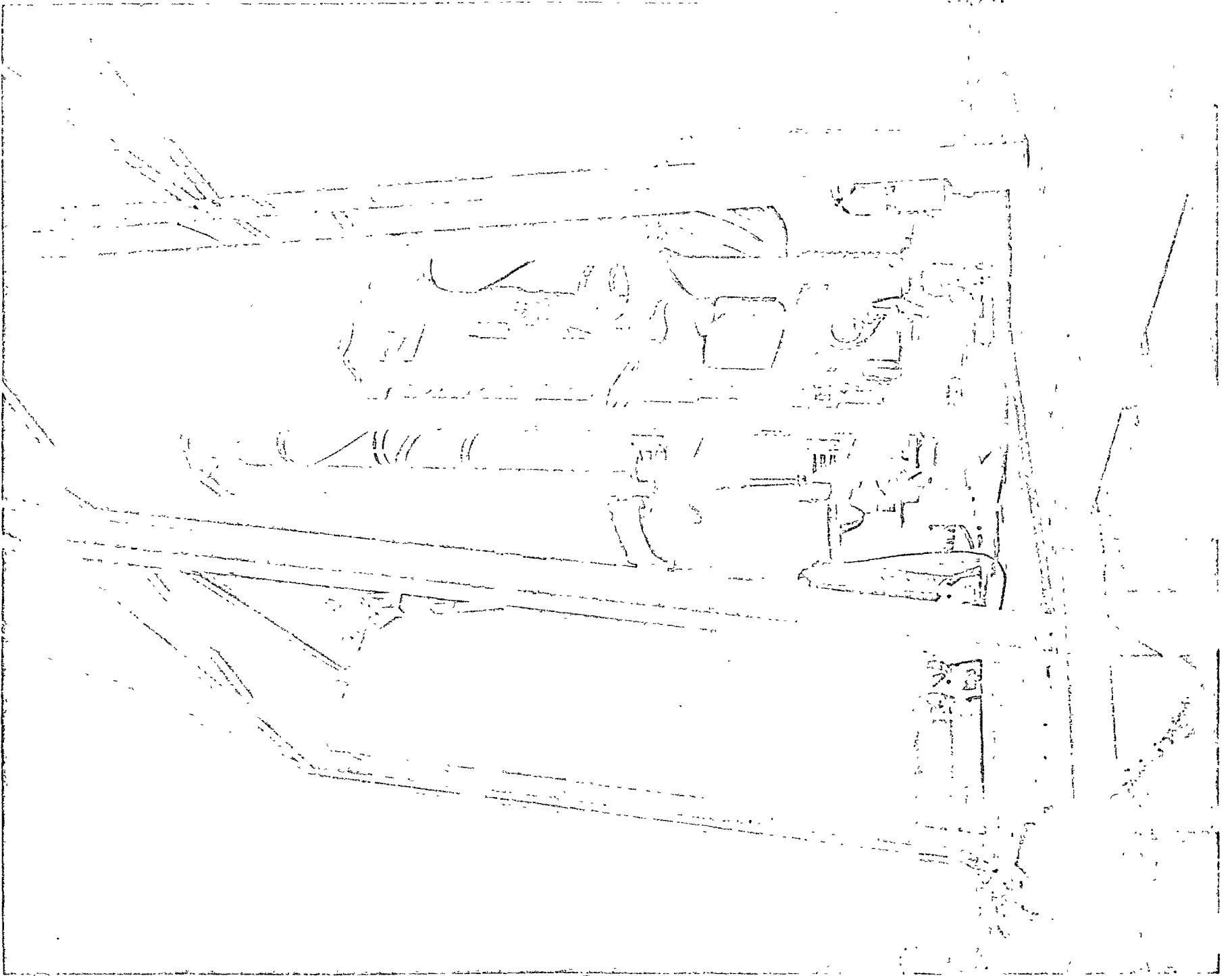
SLIDE

1. Model 191-161 5.8 M. Diameter Tunnel Boring Machine
owned by Morrison Knudsen, Co., Inc. working on subway project
in Washington D.C.
2. Model 144-151 4.3 M Diameter Tunnel Boring Machine
owned by ENEL working on Orichella & Timpagrande Tunnels
Sila/Calabria in Southern Italy
3. Drawing of proposed machine. 5.5 M Diameter for boring 17° decline
tunnel.
4. Mine layout plan showing turnout tunnels at one of Goldfield's
Mine in South Africa
5. Model 114-163 3.35 M Diameter Tunnel Boring Machine
owned by Gold Fields Mines Ltd of South Africa.
6. Model 61R Raise Drill
7. Model 23R Raise Drill
8. Model 81R Raise Drill
9. Model 52R Blind Hole Raise Drill
10. Pictorial view of Shaft Reamer
11. Pictorial view of Oil Types Shaft Drill
12. Pictorial view of in the hole Blind Shaft Drill

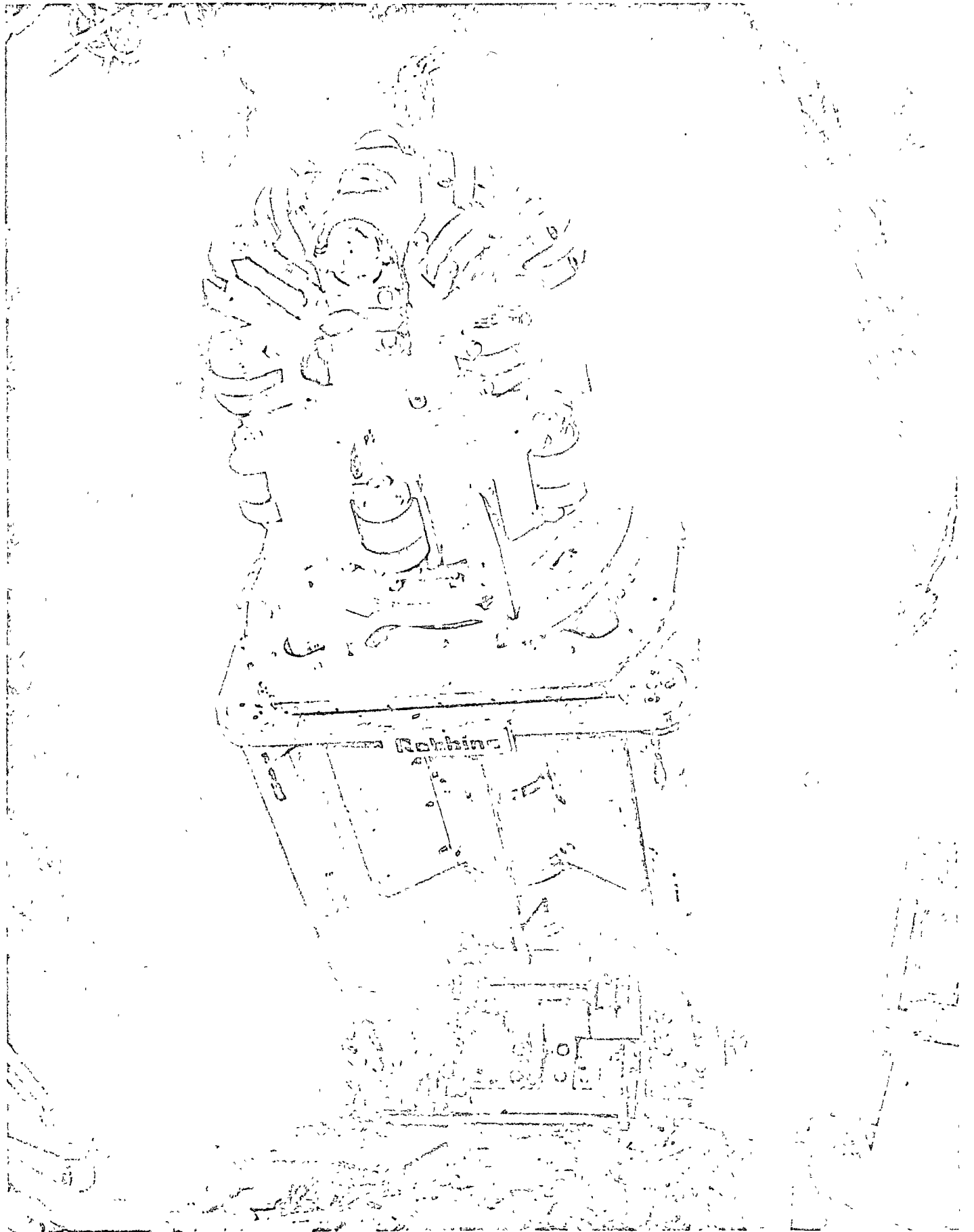


THE ROBBINS COMPANY

MODEL 191-161







Robbins

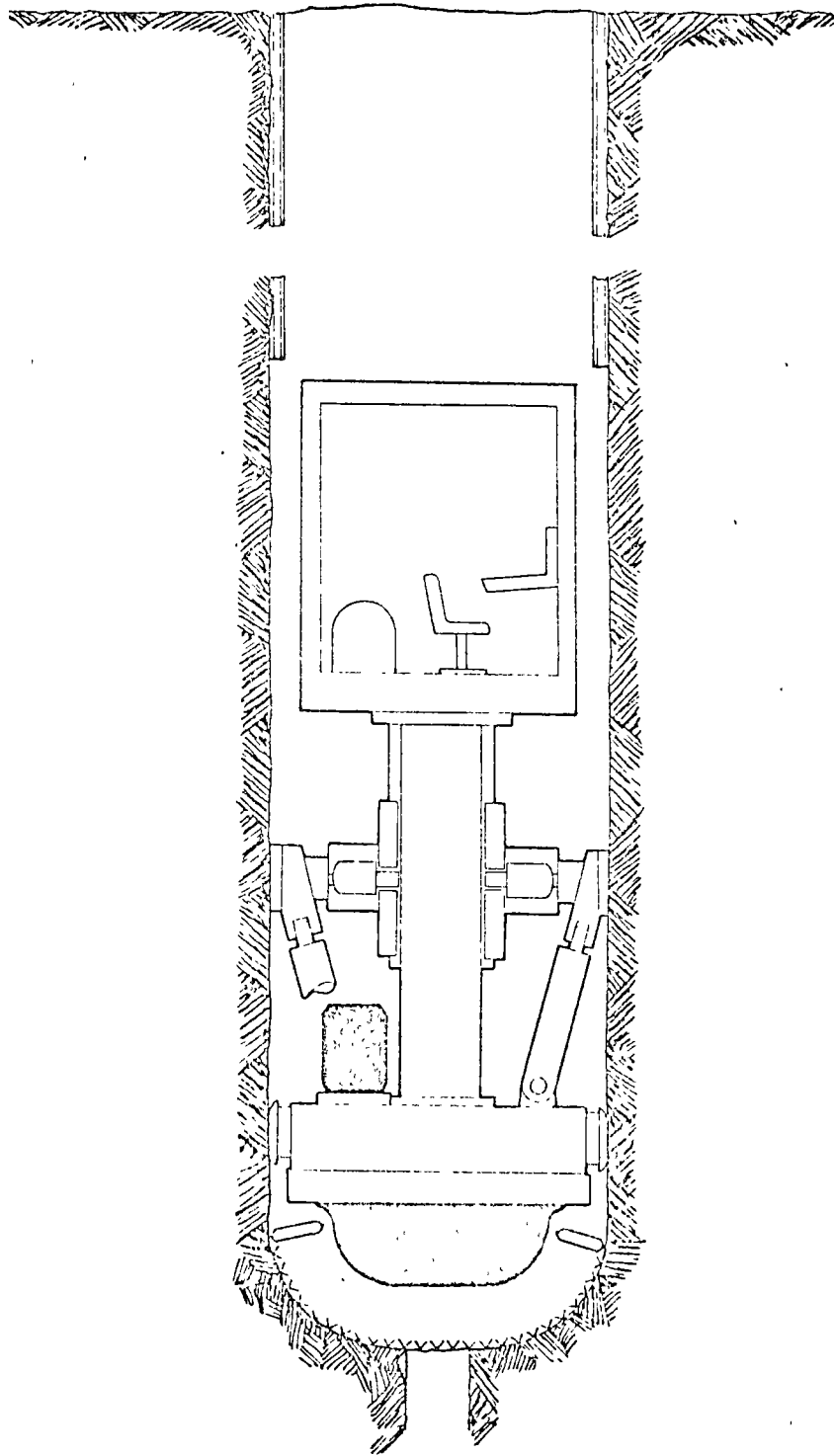


Figure 12

SHAFT DRILLING WITH PILOT HOLE

Tema 2.5

**INFLUENCIA DE LOS METODOS CONSTRUCTIVOS
EN EL TRATAMIENTO DE TALUDES EN ROCA**

Por: Raúl Cuéllar Borja





INFLUENCIA DE LOS METODOS CONSTRUCTIVOS EN EL TRATAMIENTO DE TALUDES EN ROCA

Por: Raúl Cuéllar Borja

1. CASOS DE DESLIZAMIENTOS DE TALUDES EN ROCA

Los problemas que se presentan en los deslizamientos de taludes de roca son de varios tipos en cuanto a las hipótesis de falla:

- A) Forma de la superficie de deslizamiento
- B) Fuerzas actuantes
- C) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

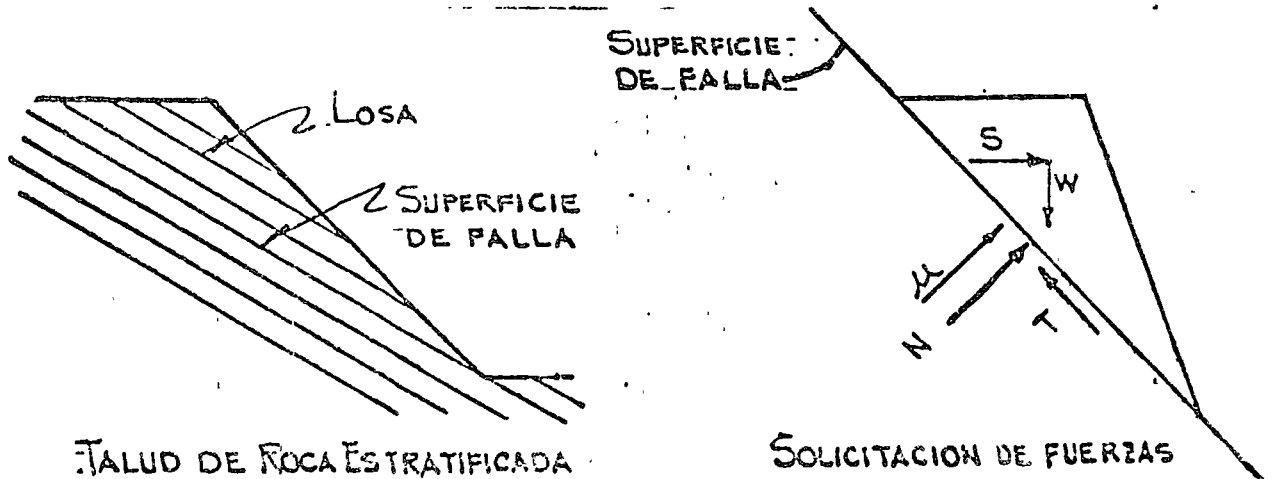
En general en los macizos de roca por lo menos existen tres familias de fracturas y además otra debilidad por planos de estratificación. Este hecho produce una heterogeneidad muy marcada de manera que la superficie de falla depende de las características estructurales del macizo de roca. De acuerdo con lo anterior se presentan tres casos de deslizamientos de taludes:

- a) Superficie plana (deslizamiento de losa)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica

En el anexo No. 1 se presenta el número de familias que pueden existir en una masa de roca.

2. CASO DE SUPERFICIE PLANA

Este caso se presenta en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una losa sobre la otra. La superficie de falla es una junta y el problema se analiza en forma bidimensional. Ver Fig. 1.





Fuerzas conocidas: W = peso de la cuña
 S = fuerza sísmica = $c \times W$ en donde
 c = coeficiente sísmico
 u = Empuje hidrostático o subpresión

Fuerzas desconocidas: N = fuerza normal al plano de deslizamiento
 T = fuerza tangencial paralela al plano de deslizamiento

T depende de N de acuerdo con las características de resistencia al corte en el plano de deslizamiento. Se presentan dos casos:

$$T = N \tan \phi \text{ y}$$

$$T = C + N \tan \phi$$

en donde C = cohesión y ϕ = ángulo de fricción interna.

Para conocer C y ϕ se requiere la ejecución de pruebas tanto de campo como de laboratorio.

La utilización de cualquiera de las dos expresiones depende de las condiciones de contacto de la superficie de falla como son irregularidades de la superficie y las características del material de relleno.

2.1 Resistencia al esfuerzo cortante

Como ya se indicó arriba la resistencia al esfuerzo cortante de la superficie de deslizamiento se determina mediante la ejecución de pruebas de campo o de laboratorio.

En cualquiera de estos dos tipos de prueba se obtiene la relación entre las fuerzas normales N y las tangenciales o cortantes T .

En una prueba de corte directo se obtienen los valores del esfuerzo cortante, el máximo (Peak) y el mínimo o residual como se observa en la Fig. 2.

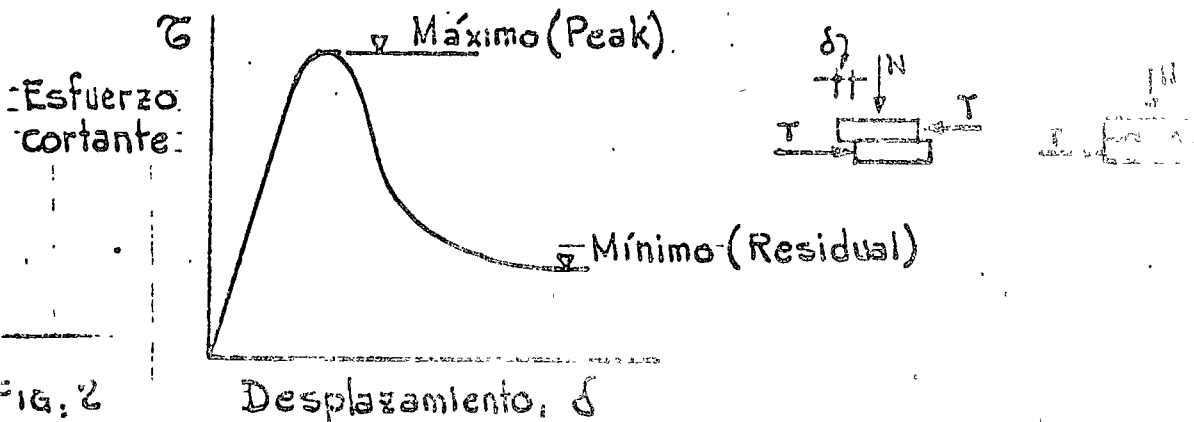


Fig. 2



Realizando varias pruebas para valores diferentes del esfuerzo normal se obtiene la envolvente de Mohr para esfuerzos máximos y mínimos como se indica en la Fig. 3

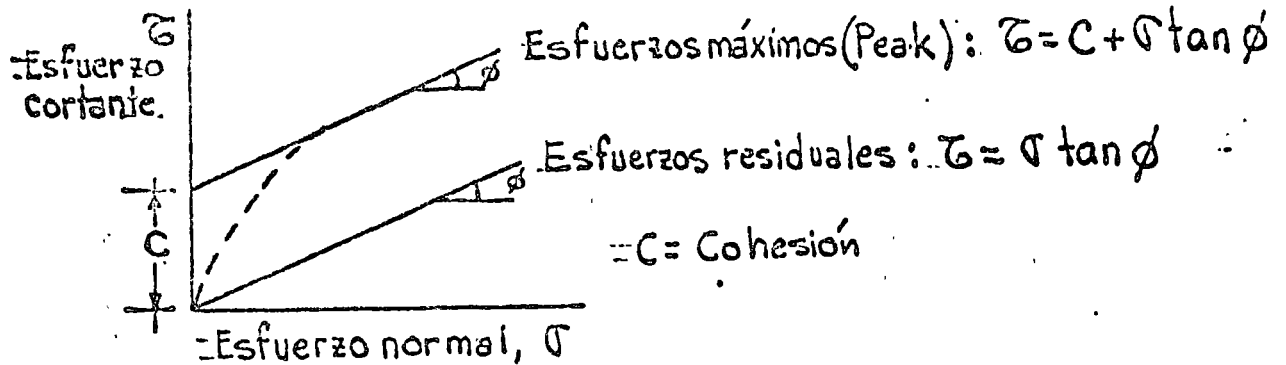
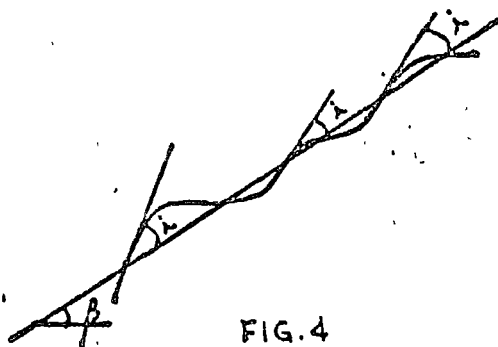


FIG. 3.- ENVOLVENTES DE MOHR

Si el material de relleno es arcilloso se utiliza la expresión para esfuerzos residuales.

Si la superficie es irregular y el ángulo de las irregularidades respecto al ángulo de deslizamiento es mayor, entonces se toma el valor de ϕ para el Peak; en caso contrario se toma el valor de ϕ residual. Ver Fig. 4



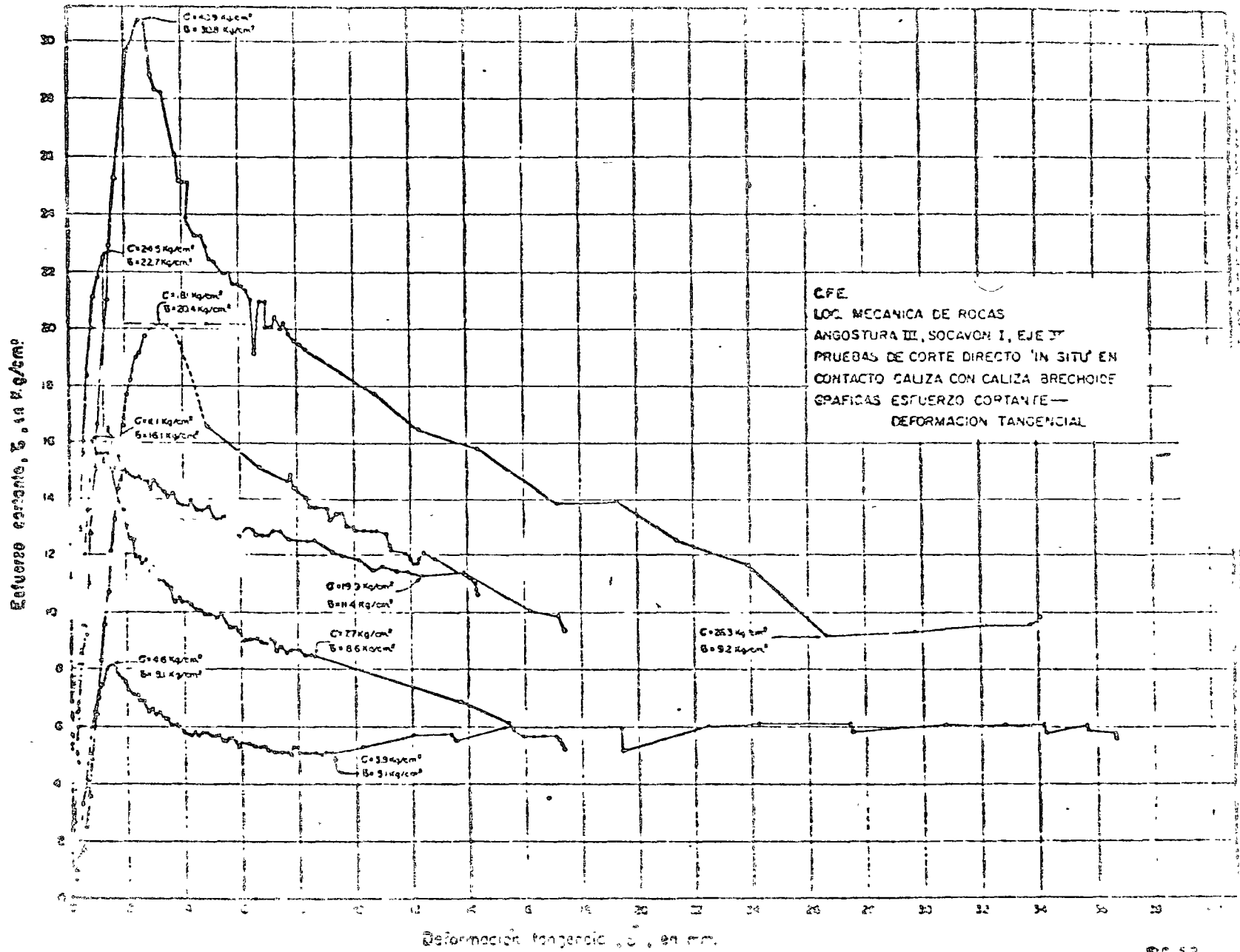
β = pendiente general de la superficie de falla.

α = pendiente de las irregularidades; en relación a la pendiente general de la superficie de falla.

FIG. 4

En las Figs. 5 y 6 se muestran los resultados de pruebas de corte directo obtenidos en el campo en bloques prismáticos de 65 cm x 65 cm x 30 cm, siendo la superficie de contacto un plano irregular, existiendo una capa de arcilla de relleno en el plano de falla con espesor variable entre 0.5 cm y 1 cm.

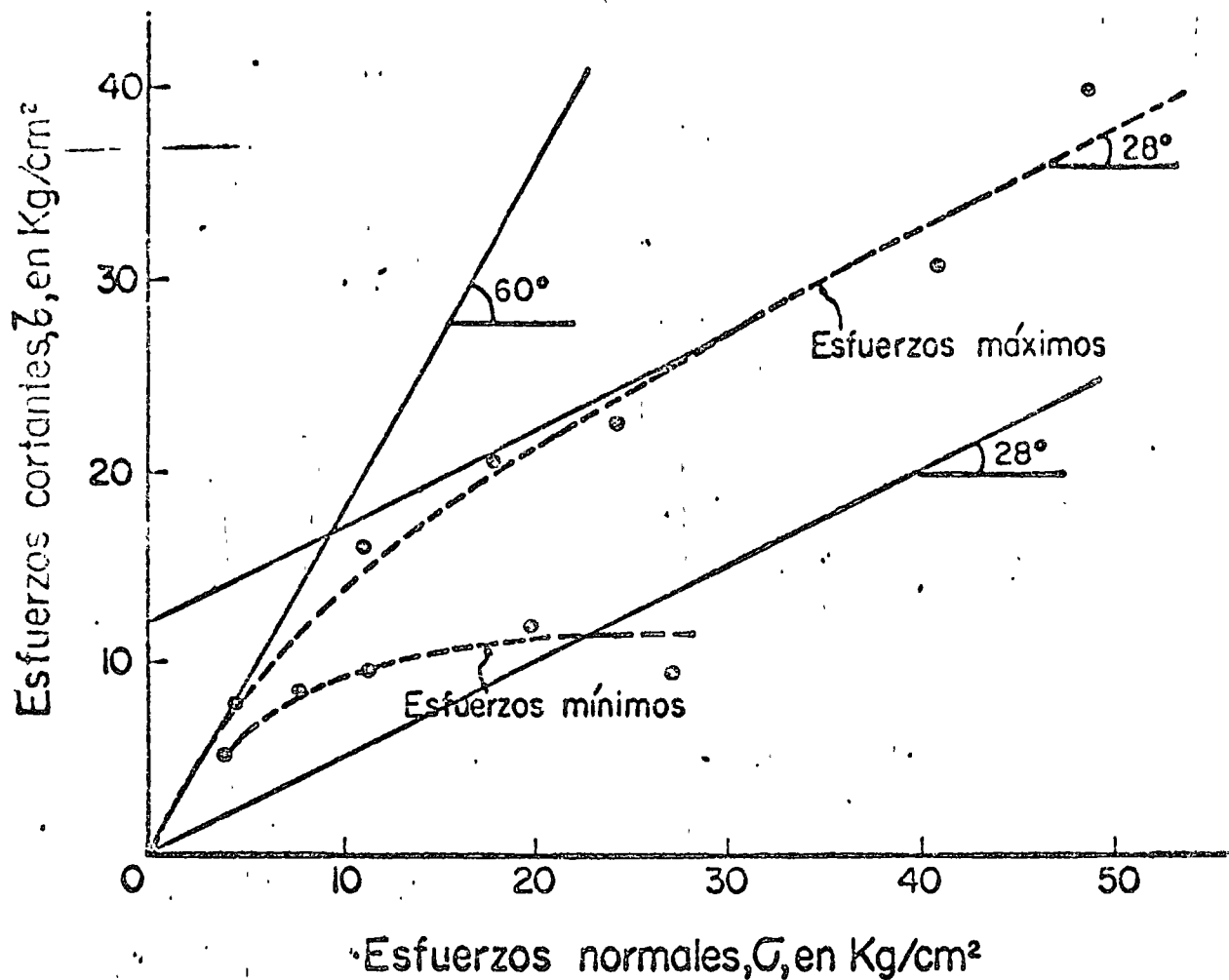
Se observa un comportamiento frágil en las gráficas de esfuerzo



8718-33

9.2.52

F110.2

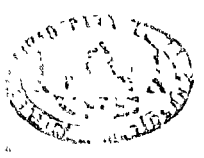


ENVOLVENTE DE MOHR

C. F. E.
 O.E.E. MECANICA DE ROCAS
 ANGOSTURA III SOCAVON I, EJE V

PRUEBAS DE CORTE DIRECTO "IN SITU" EN
 CONTACTO CALIZA CON CALIZA BRECHOIDE
 EN PROBETAS PRISMATICAS DE 65x65x40 CM

ENERO 1969



DIRECCION GENERAL DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AUGUSTO ROBIN 263, MEXICO 19, D. F.
TELEFONO: 563-37-00

FECHA:

ASUNTO:

cortante-desplazamiento tangencial características de superficies de falla en contacto roca-roca.

En las Figs. 7 a 10 se presentan también resultados de ensayos de campo en el mismo tamaño de probeta, pero existiendo una capa de arcilla en el plano de falla con espesor variable entre 5cm y 7 cm.

Se observa un comportamiento plástico en las gráficas esfuerzo cortante-desplazamiento tangencial característico de materiales acil-
llosos.

La diferencia entre los ángulos de fricción obtenidos en las dos pruebas es notable.

2.2 Estabilidad de la cuña

La estabilidad de la cuña se determina mediante la comparación de las fuerzas tangenciales (actuales y resistentes) sobre el plano de falla. Ver Fig. 11

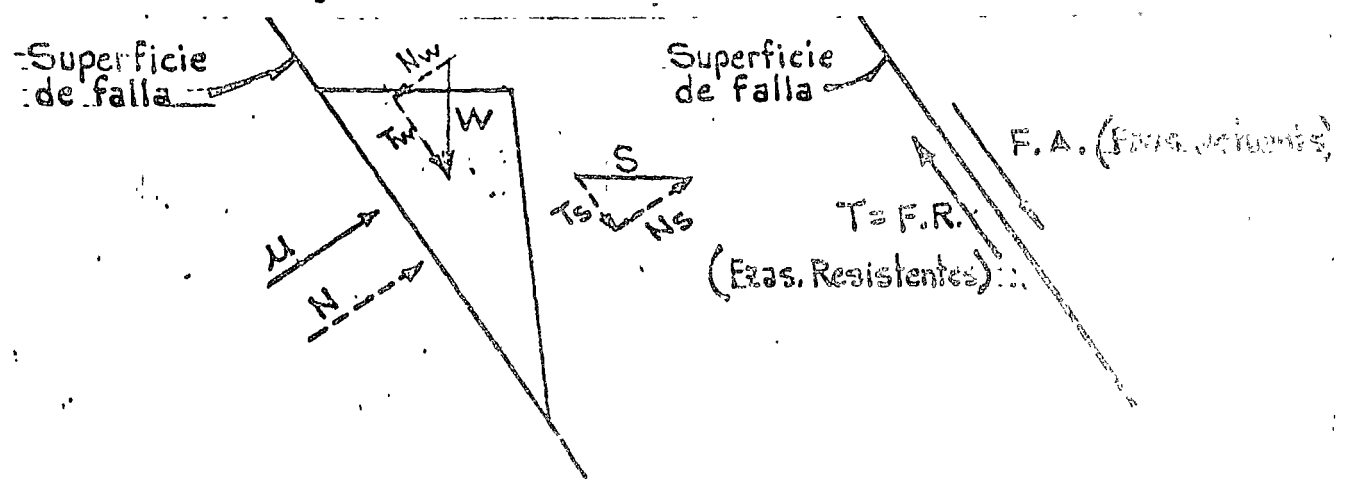


FIG. 11. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

Las fuerzas actuantes F.A., se obtienen sumando todas las proyecciones de las fuerzas (W, S y u) sobre la superficie de falla.

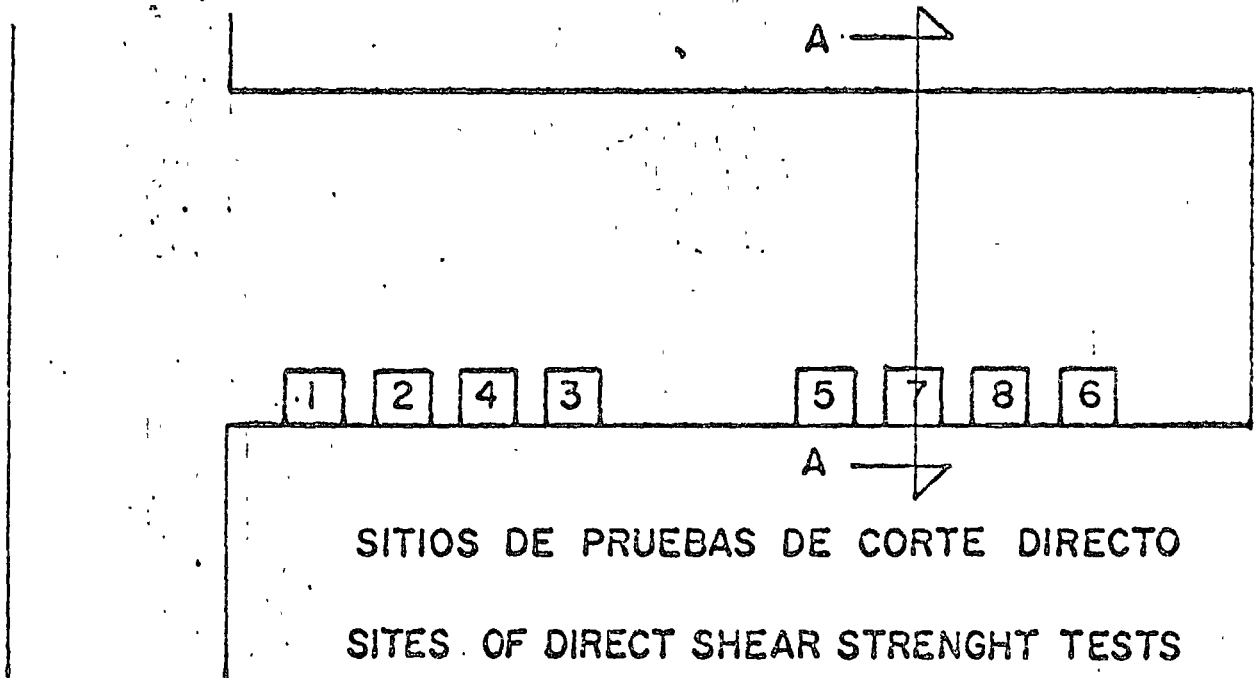
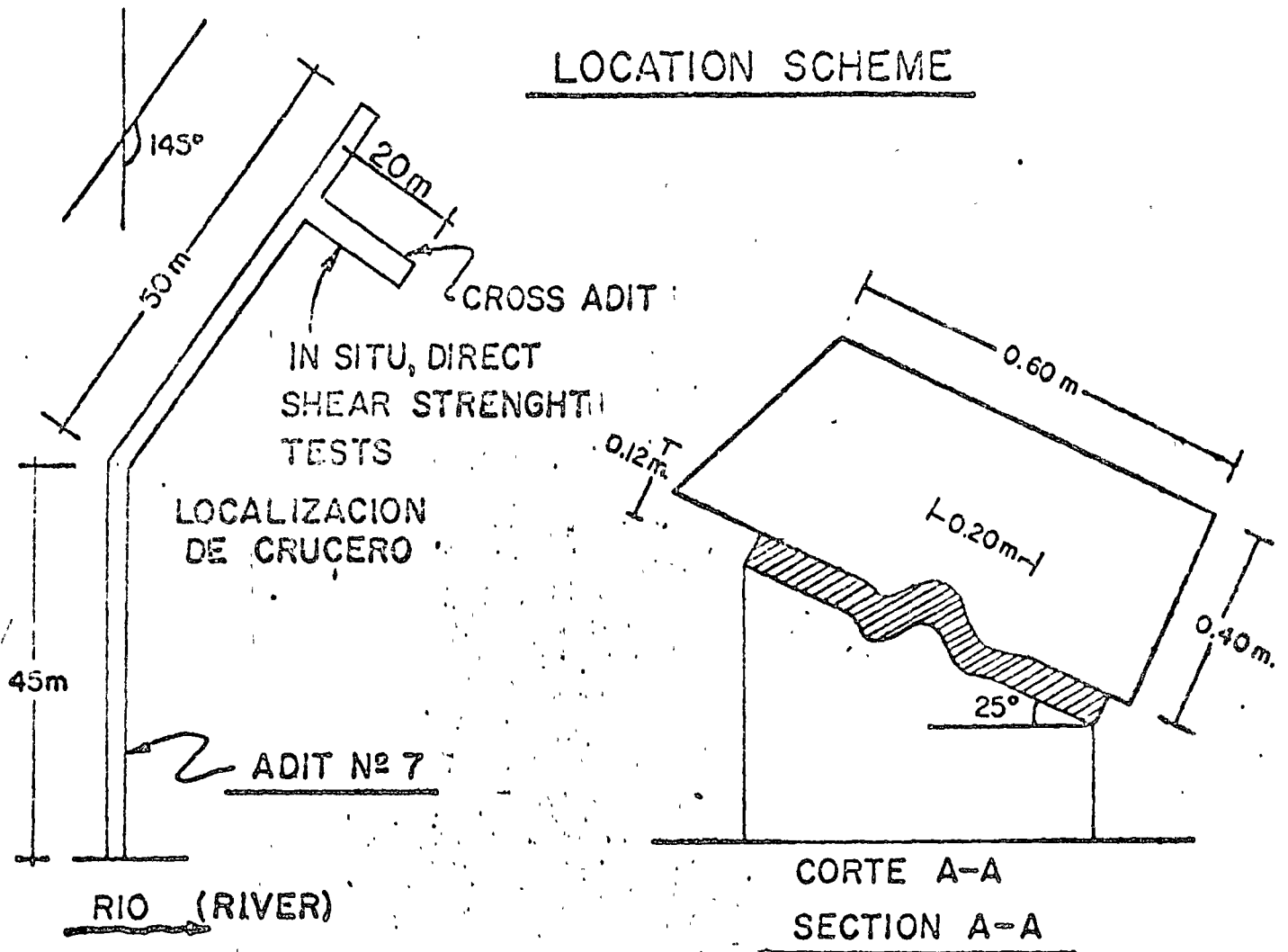
Las fuerzas resistentes T dependen de la ley de variación del coeficiente de fricción que puede ser:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{o} \quad \tau = \sigma \tan \phi$$

Si se utilizan los esfuerzos residuales cortantes para el análisis el cálculo como resulta en la mayoría de los casos se tiene:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

LOCATION SCHEME



P.H. CHICOASEN, CHIS.

MARGEN IZQUIERDA

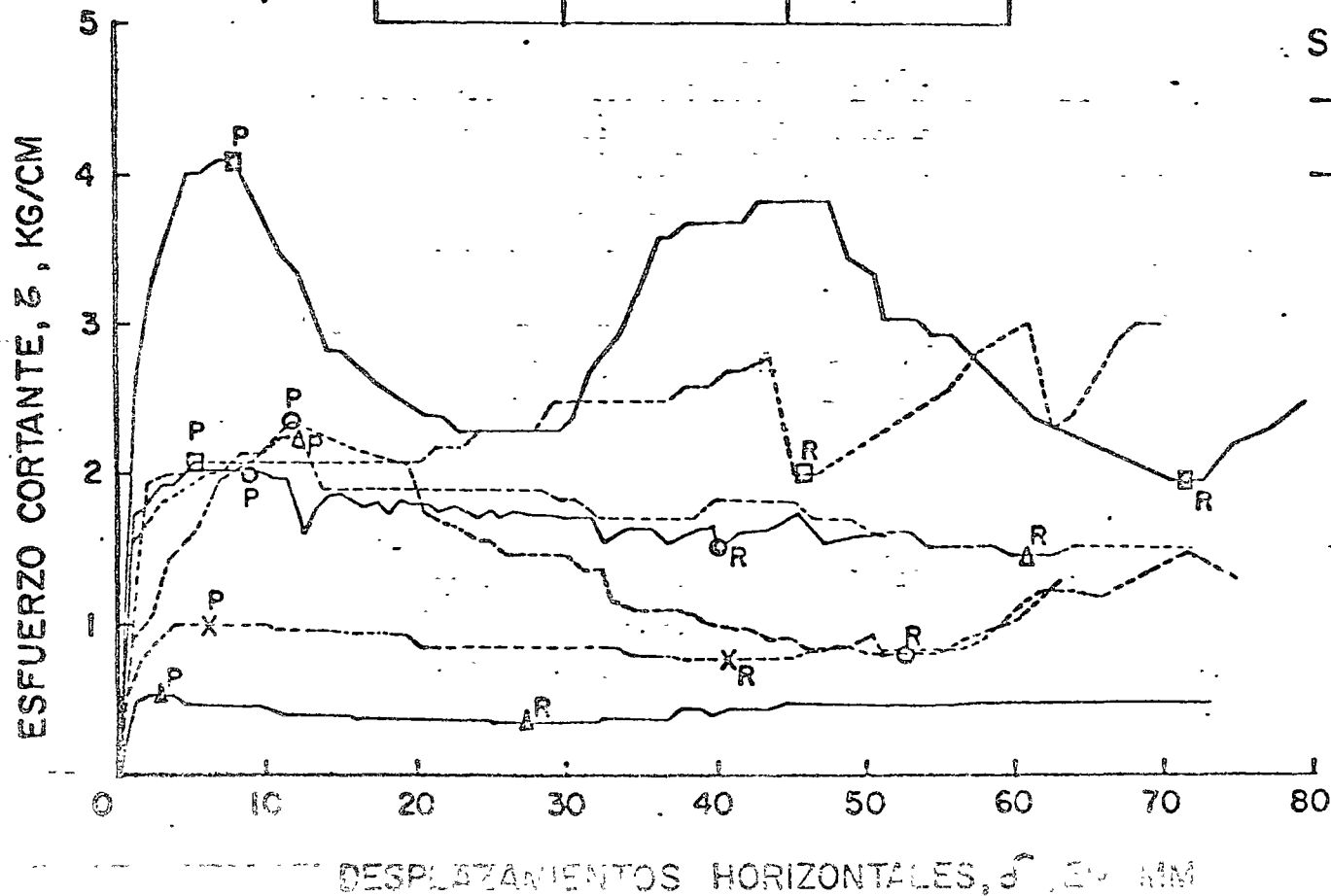
SOCAVON No.7

PRUEBA DE CORTÉ DIRECTO
"IN SITU" EN ARCILLAS

Dimensiones del espécimen de roca
60x60x30cm.

Espesor de la arcilla: 3-7cm

GRAFICA	ESFUERZOS NORMALES	
	PEAK	RESIDUAL
△—△	2.00	2.00
○—○	5.00	4.70
□—□	11.00	10.20
△---△	2.00	1.90
○---○	5.00	4.30
□---□	9.70	9.65
X---X	200	1.90



Simbología

- Con contenido de agua natural
- - - Saturada (no se sabe cuantitativamente el grado de saturación)

P - Peak
R - Residual

P.H. CHICOASEN, CHIS.

MARGEN IZQUIERDA

SOCAVON No 7

PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
EN ARCILLAS CON CONTENIDO
NATURAL DE AGUA, "IN SITU"

Dimensiones del espécimen de arcilla:
60x60x30 cm.

Espesor de la arcilla: 3-7 cm.

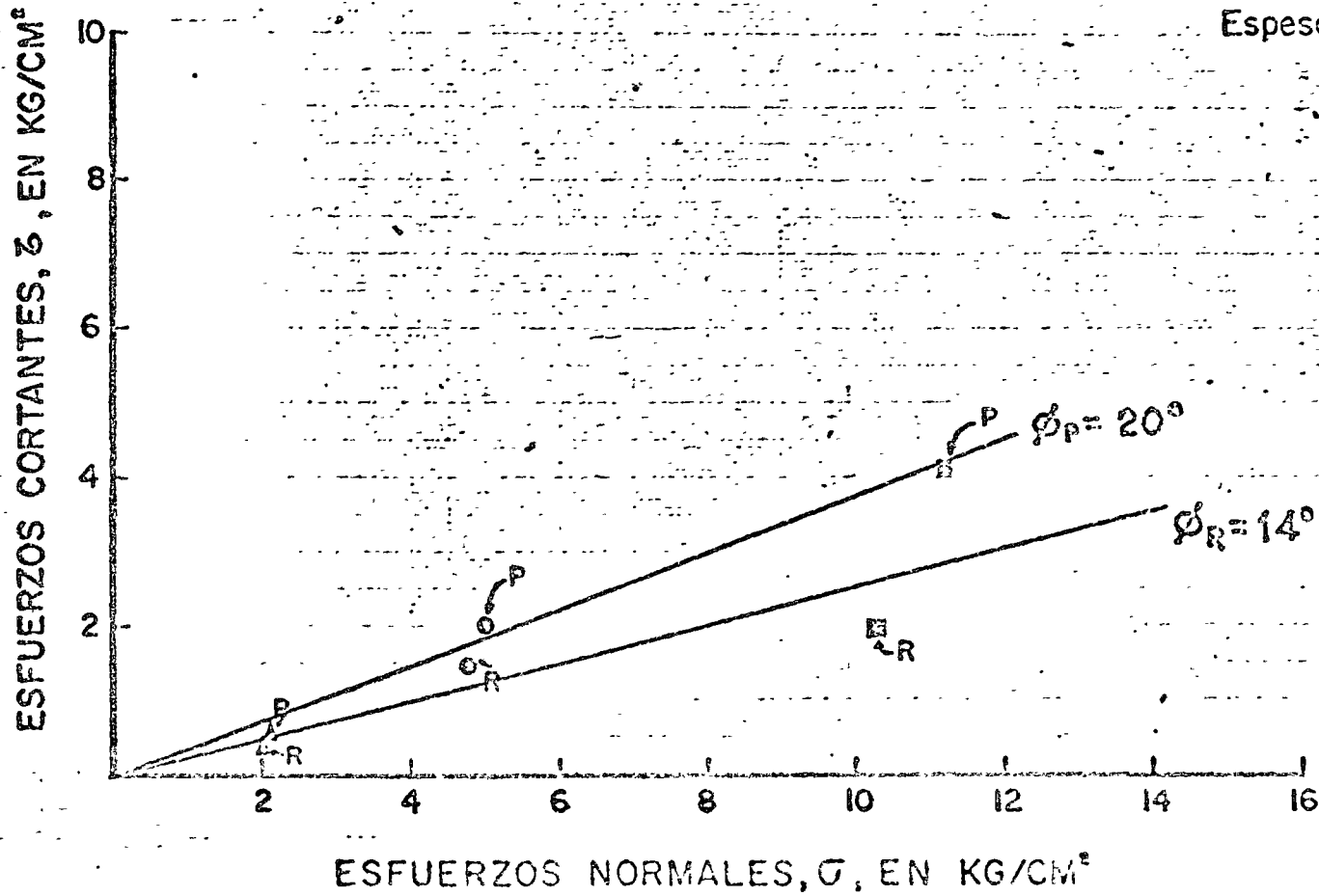


FIG. 9

P.H. CHICOASEN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON No. 7
 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
 EN ARCILLAS SATURADAS
 Dimensiones del espécimen de roca
 60x60x30 cm.
 Espesor de la arcilla: 3-7 cm.

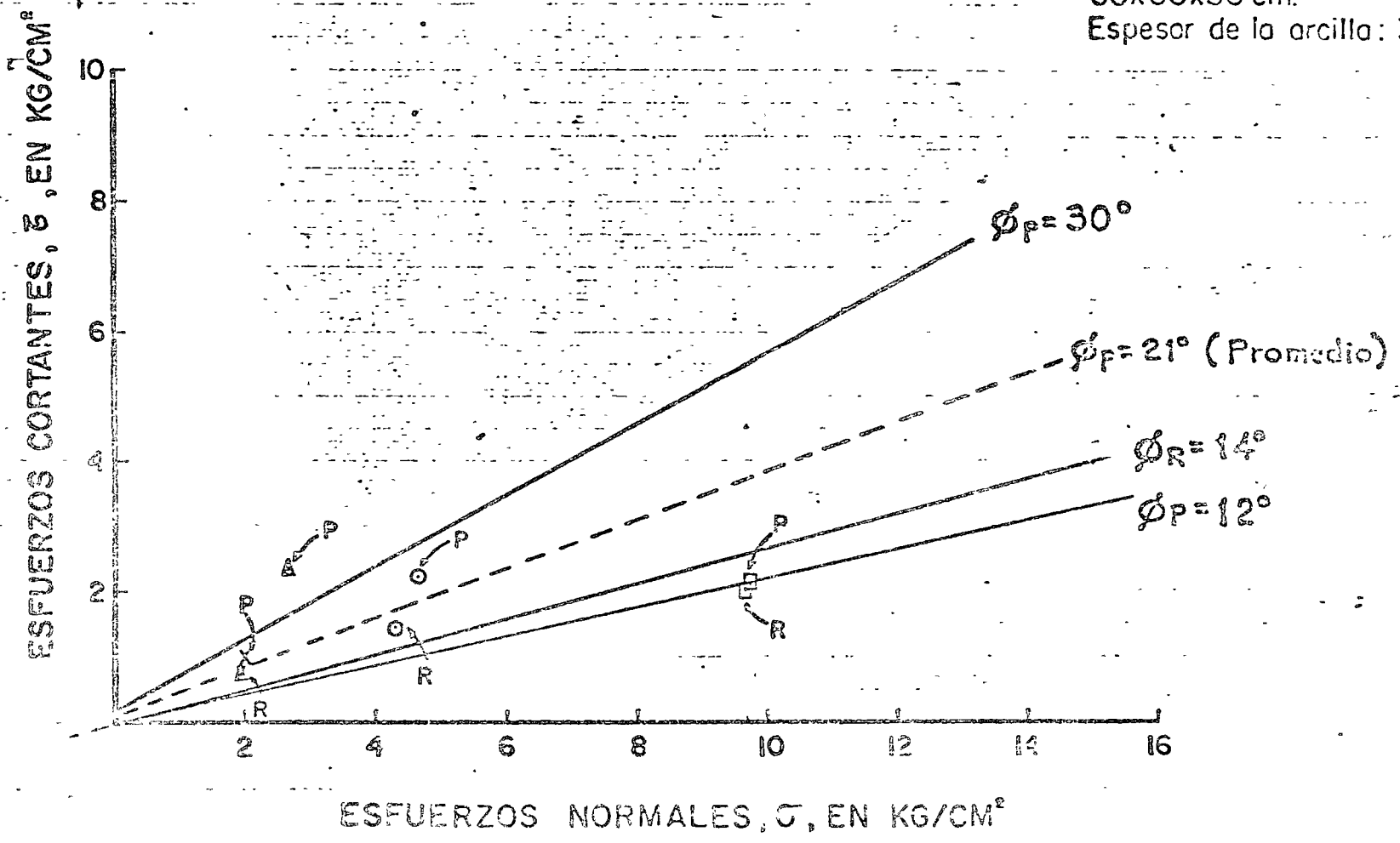


FIG. 10



Si se toma un ancho unitario se tiene:

$$\tau \times l \times 1 = \sigma \times l \times 1 \tan \phi$$

$$\therefore T = N \tan \phi$$

por lo tanto $\Sigma T = \Sigma [N] \tan \phi$

El factor de seguridad (F.S.) se calcula como sigue:

$$F.S. = \frac{\text{Suma de fuerzas tangenciales resistentes}}{\text{Suma de fuerzas tangenciales actuantes}} = \frac{\Sigma T}{\Sigma F.A.}$$

$$F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma F.A.}$$

Si F.S. = 1 se tiene equilibrio crítico

Si F.S. < 1 se tiene equilibrio inestable

Si F.S. > 1 se tiene equilibrio estable

2.3 Drenaje

La determinación del empuje hidrostático para un talud en suelos puede obtenerse mediante la red de flujo y mediciones piezométricas. Para el caso de taludes de roca no es válida la red de flujo, ya que éste se establece a través de las fracturas, por lo tanto no queda más que suponer la forma del nivel freático cuando se conocen algunos puntos y tomar un límite conservador.

La eliminación de este empuje hidrostático que es muy importante para la estabilidad de la cuña puede realizarse mediante barrenos desde la superficie del talud o galerías filtrantes como se indica en la Fig. 12

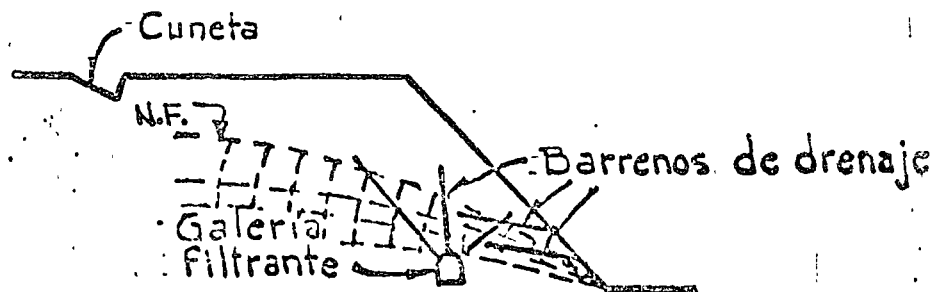


FIG. 12. DRENAJE



2.4 Anclaje

En ocasiones se requiere el uso de anclas para garantizar la estabilidad de taludes en roca, estas anclas pueden ser de tensión o de fricción.

Si se usan anclas de tensión conviene que no sean perpendiculares al plano de deslizamiento, sino que tengan además una componente tangencial resistente. El ángulo óptimo obtenido en pruebas es aproximadamente de 35° con la normal al plano de falla como se indica en la Fig. 13. En el anexo No. 2 se presenta el cálculo analítico de la resistencia adicional que proporcionan las anclas en la superficie de falla.

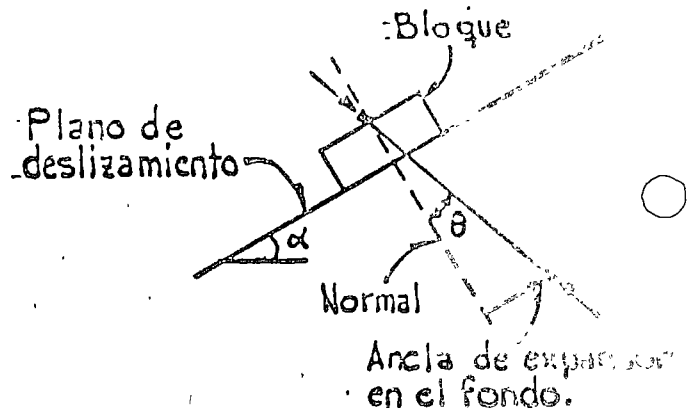
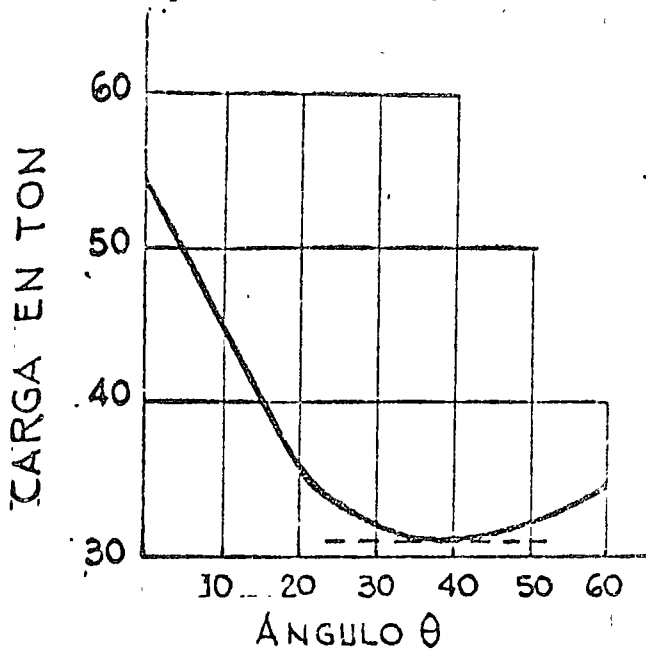


FIG. 13. RELACION ENTRE LA CARGA DEL ANCLA Y EL ANGULO DE LA MISMA CON LA NORMAL AL PLANO DE DESLIZAMIENTO

* Conferencia por el Dr. Franklin en 1970 en Cía. Solim. S.A

Las anclas de tensión son de dos tipos:

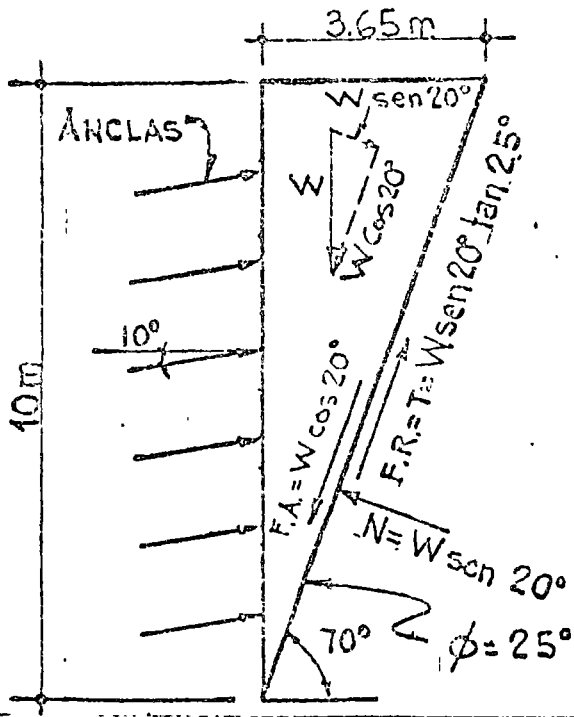
- a) Postensadas: p.ej. tipo BBRV
- b) De concha expansora: p.ej. tipo Williams, Geosistemas, Rawl Plug, Bethem, etc.

Las anclas de fricción son barras de acero que se introducen dentro de perforaciones llenas con mortero, son muy usuales por la



la cual desliza en el plano de una fractura que tiene un echado de 70°. Como datos se tienen:

- No hay fuerza sísmica ni subpresión hidrostática.
- El ángulo de fricción en contacto roca-roca es $\phi = 25^\circ$
- El peso volumétrico de la roca es de 2.5 ton/m^3
- Se supone que no hay cohesión en el plano de contacto o sea que $T = N \tan \phi$



La estabilidad de la cuña se determina mediante la comparación entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes proyectadas en el plano de deslizamiento:

Peso de la cuña:

$$W = \frac{10 \times 3.65 \times 1}{2} \times 2.5 = 45.6 \text{ ton}$$

Fuerzas actuantes:

$$F.A. = W \cos 20^\circ = 45.6 \times 0.94 = 43 \text{ ton}$$

Fuerzas resistentes:

$$F.R. = T = N \tan \phi = W \sen 20^\circ \tan 25^\circ$$

$$T = 45.6 \times 0.34 \times 0.47 = 7.3 \text{ ton}$$

$$\text{El factor de seguridad F.S.} = \frac{N \tan \phi}{F.A.} = \frac{7.3}{43} = 0.17$$

el F.S. es < 1 y la cuña falla.

Para equilibrar la cuña se requiere una fuerza

$$T' = F.A. - N \tan \phi = 43 - 7.3 = 36 \text{ ton}$$

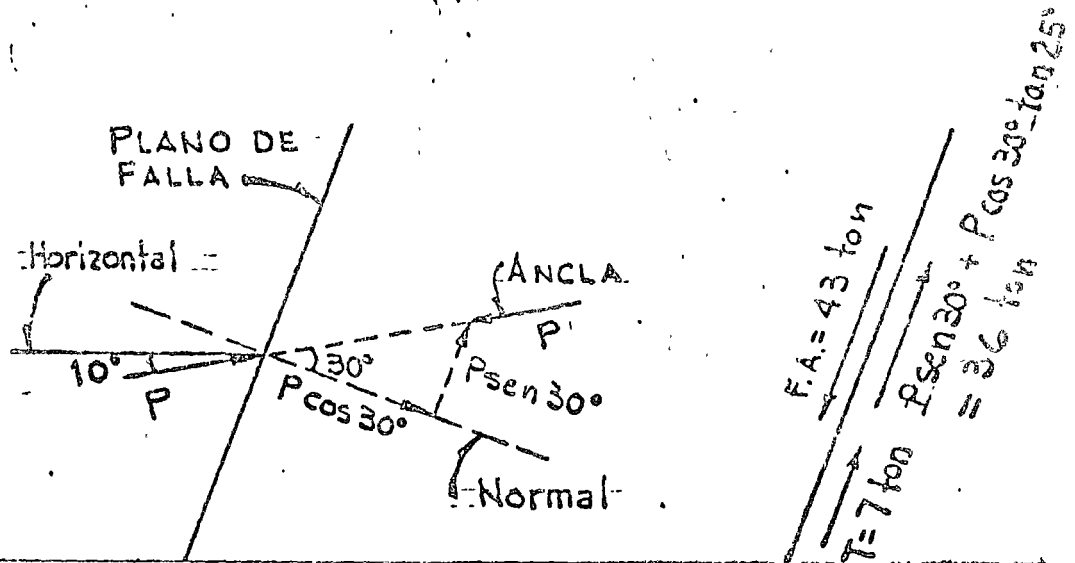
Cálculo de la carga externa que deben proporcionar las anclas para obtener una fuerza tangencial de 36 ton.

GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION

SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 862-27-00



El ángulo entre las anclas y la normal al plano de deslizamiento será de 30°



La carga de las anclas será:

$$P \sin 30^\circ + P \cos 30^\circ \tan 25^\circ = 36 \text{ ton}$$

$$\therefore P = \frac{36}{0.5 + 0.86 \times 0.47} = \frac{36}{0.9} = 40 \text{ ton}$$

Si utilizamos anclas de concha de expansión de \varnothing 1" de acero grado estructural cuya capacidad de trabajo con un factor de seguridad de 2 es de 7 ton, se tiene que el número de anclas requeridas es:

$$N = \frac{40}{7} = 6$$

Se colocarán 6 anclas con inclinación de 10° hacia arriba con la horizontal.

2.6 Ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes que tienen varios planos de deslizamiento

A continuación haremos un ejemplo sobre el análisis de estabilidad de taludes donde se tienen planos de falla con diferentes ángulos de reposo y existen fuerzas externas sísmicas y de subpresión hidrostática.



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AVIATION BOULEVARD 266, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 669-37-00

La cuña que se va a analizar tiene la forma indicada en la Fig. 15, se trata de un caso real de un talud que constituye la margen izquierda del Río Grijalva en el estado de Chiapas donde la Comisión Federal de Electricidad planea construir una planta hidroeléctrica.

Se trata de roca caliza estratificada, existiendo una capa de arcilla en la superficie de deslizamiento.

2.6.1 Metodo de análisis

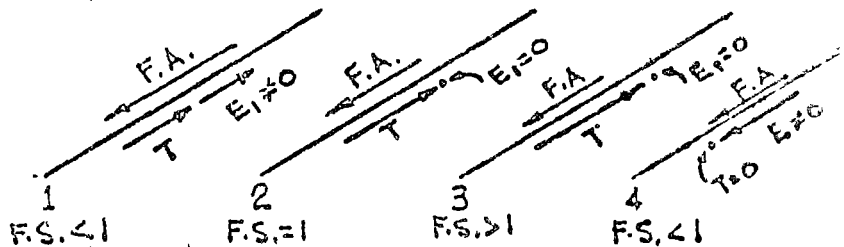
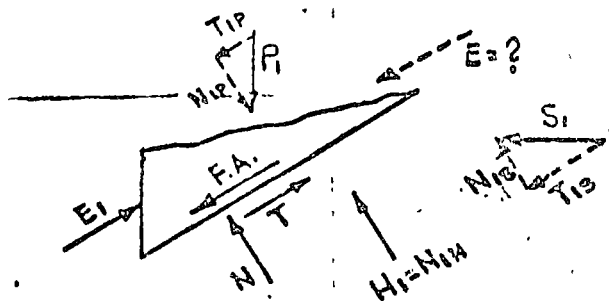
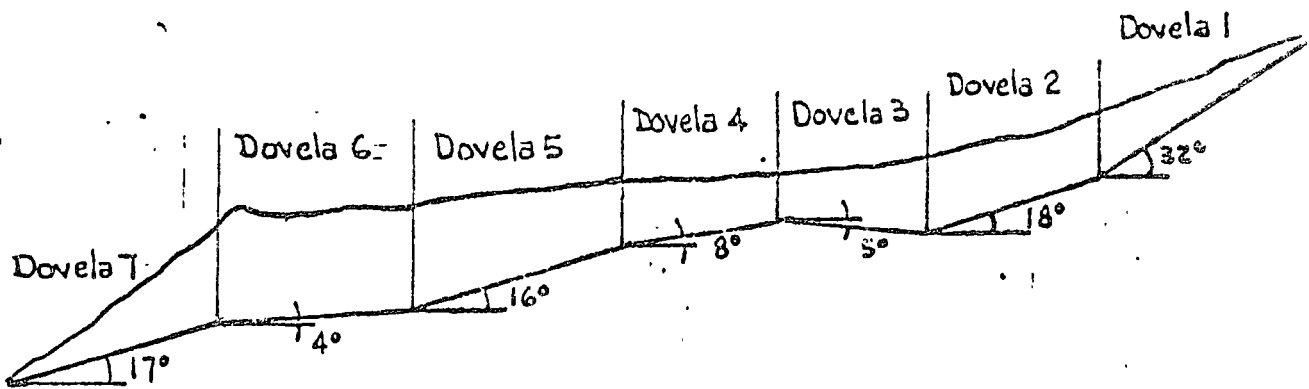
a) Análisis por dovelas

Se toma en cuenta el empuje de una dovela sobre la otra, iniciando el análisis con la estabilidad de la dovela más alejada del río

b) Equilibrio de la cuña

El equilibrio de la cuña de ancho unitario se establece mediante la comparación de las fuerzas tangenciales (resistentes y actuantes sobre la superficie de falla).

El diagrama de cuerpo libre es el siguiente:



-DOVELA 1

CASOS DE EQUILIBRIO EN EL PLANO DE FALLA



En donde:

P_1 = Peso de la dovela 1

S_1 = Fuerza horizontal debida a sismo, igual al peso de la dovela multiplicado por el coeficiente sísmico y por un factor de reducción de este último

H_1 = Empuje hidrostático hacia arriba (subpresión) perpendicular al plano de la superficie de falla

E_1 = Reacción de la dovela 2 inducida por la dovela 1 con dirección paralela al plano de deslizamiento

N y T = Componentes normal y tangencial de cada una de las fuerzas sobre la superficie de deslizamiento

$F.A.$ = Fuerzas tangenciales actuantes. Se obtienen sumando las proyecciones tangenciales de todas las fuerzas exteriores actuantes sobre la superficie de falla:

$$F.A. = (P, S, H, E = ?)$$

N = Fuerza Normal. Se obtiene sumando las proyecciones de las fuerzas exteriores actuantes sobre la normal a la superficie de deslizamiento

T = Fuerzas tangenciales resistentes. Se determinaron a partir de la ley de variación del ángulo de fricción para el caso de la resistencia residual al corte directo en función de los esfuerzos normales efectivos. (Ver resultados de pruebas de campo en las Figs. 7 a 10). De acuerdo con lo anterior se tiene:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

$$\tau \times l \times l = \sigma \times l \times l \times \tan \phi \therefore T = N \tan \phi$$

Por lo tanto: $\sum T = \sum [N] \tan \phi$

El factor de seguridad F.S., es igual a la relación

$$F.S. = \frac{\text{Suma de fuerzas tangenciales resistentes}}{\text{Suma de fuerzas tangenciales actuantes}}$$

$$F.S. = \frac{\sum [N] \tan \phi}{\sum F.A. = \sum (P, S, H, E) \text{ con } E \text{ variable}}$$



12.

Se tienen cuatro casos de equilibrio sobre la superficie de deslizamiento:

Caso 1: Cuando $E_1 \neq 0$ implica que el F.S. < 1 y se tiene equilibrio inestable.

Caso 2: Cuando $E_1 = 0$ y las fuerzas actuantes y resistentes son iguales $F.A. = T$; en este caso el F.S. $= 1$ y se tiene equilibrio crítico

Caso 3: Cuando $E_1 = 0$ con las fuerzas actuantes menores que las fuerzas resistentes; en este caso el F.S. > 1 y se tiene equilibrio estable

Caso 4: Cuando las fuerzas resistentes $T = 0$, se presenta cuando no existen fuerzas normales a causa de que los empujes hacia arriba por sismo y subpresión son mayores que el peso propio y la dovela se levanta. En este caso el F.S. < 1 y se tiene equilibrio inestable.

En las tablas 1 a 5 se presentan los resultados de la cuña analizada para 4 condiciones de combinación de cargas.

Condiciones analizadas:

1. Estado seco
2. Agua en la elevación 380 (nivel mínimo de operación)
3. Agua en la elevación 392 (nivel de aguas máximas extraordinarias)
4. Vaciado rápido entre las elevaciones 392 a 380

Todas estas condiciones se combinaron con la acción sísmica utilizando valores para el ángulo de fricción entre 5° y 25° .

En los valores tabulados se obtienen diferentes valores de E, hasta que se obtiene un F.S. $= 1$ que corresponde a un determinado ángulo de fricción.

Una vez conocido el valor del ángulo de fricción para el cual la dovela es estable, se compara este valor con el ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento, obtenido mediante prue-



bas de campo o de laboratorio y se determina si la dovela es estable o inestable.

Interpretación de las tablas:

+C = coeficiente sísmico (afectado de un coeficiente de reducción de 0.04)

+E = Empuje de una dovela sobre la otra. Cuando (E) es negativo significa que la dovela está en equilibrio y por lo tanto las dovelas hacia arriba también están en equilibrio. En este caso la dovela inmediata hacia abajo ya no está afectada por el empuje de las dovelas de arriba.

2.6.2. Consideraciones del análisis

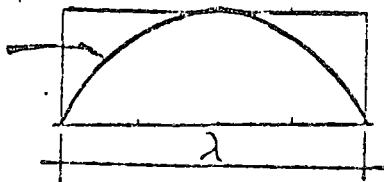
A continuación se presentan las consideraciones hechas en este análisis

- a) Tipo de análisis. bidimensional
- b) Peso del material seco. 2.3 ton/m³
- c) Peso del material sumergido. 1.3 ton/m³
- d) Superficies de falla. coincidentes con los planos de estratificación, tomando en cuenta el echado general de los estratos
- e) Angulo de fricción. Se supuso constante a lo largo de las superficies de falla.
- f) Longitud de las dovelas. Se fijó a partir de los puntos de cambio de pendiente del echado general de los estratos, en la superficie de falla considerada.
- g) Transmisión de fuerzas de cortante y tensión entre dovelas. Se consideró nula la transmisión de estos esfuerzos considerando que deben existir fracturas verticales en cada cambio de pendiente
- h) Transmisión de fuerzas de compresión entre dovelas. Se tomó en cuenta esta fuerza entre dovelas (empuje) en el caso de dovelas inestables, siendo este empuje sobre la dovela contigua igual a la diferencia entre las fuerzas actuantes y resistentes de la dovela inestable.
- i) Fuerzas horizontales inducidas por sismo. Estas fuerzas se calcularon multiplicando el peso de la dovela por el va-



lor del coeficiente sísmico y por un coeficiente de reducción de 0.64 que equivale a la relación de áreas de la senoide con el rectángulo que la circunscribe.

Onda senoidal



$\lambda =$ longitud de onda

$$\frac{\text{Area senoide}}{\text{Area rectángulo}} = 0.64$$

j) Longitud de cuña en la que actúa el sismo. Se determinó tomando en cuenta la longitud de las ondas transversales de acuerdo con el siguiente criterio.

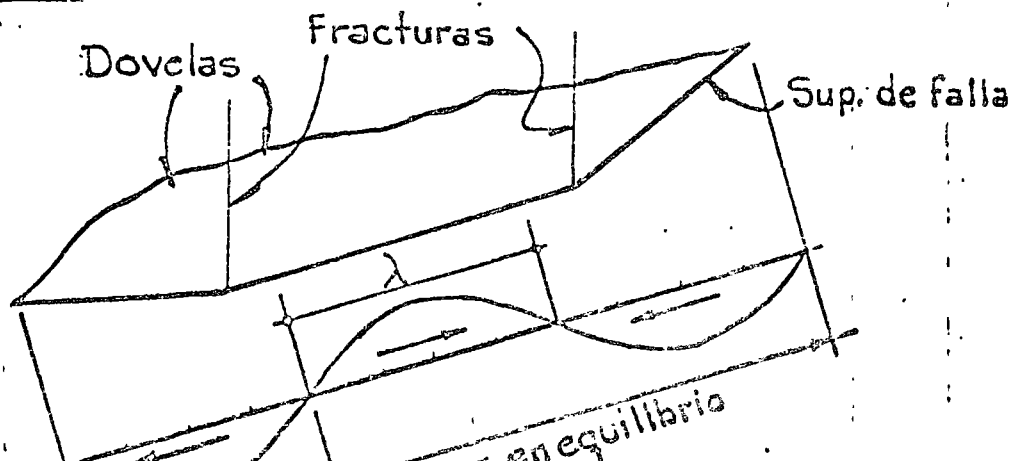
$$\lambda = \frac{\beta}{f}$$

En donde: λ = longitud de la onda transversal
 β = velocidad de transmisión de ondas transversales
 f = frecuencia

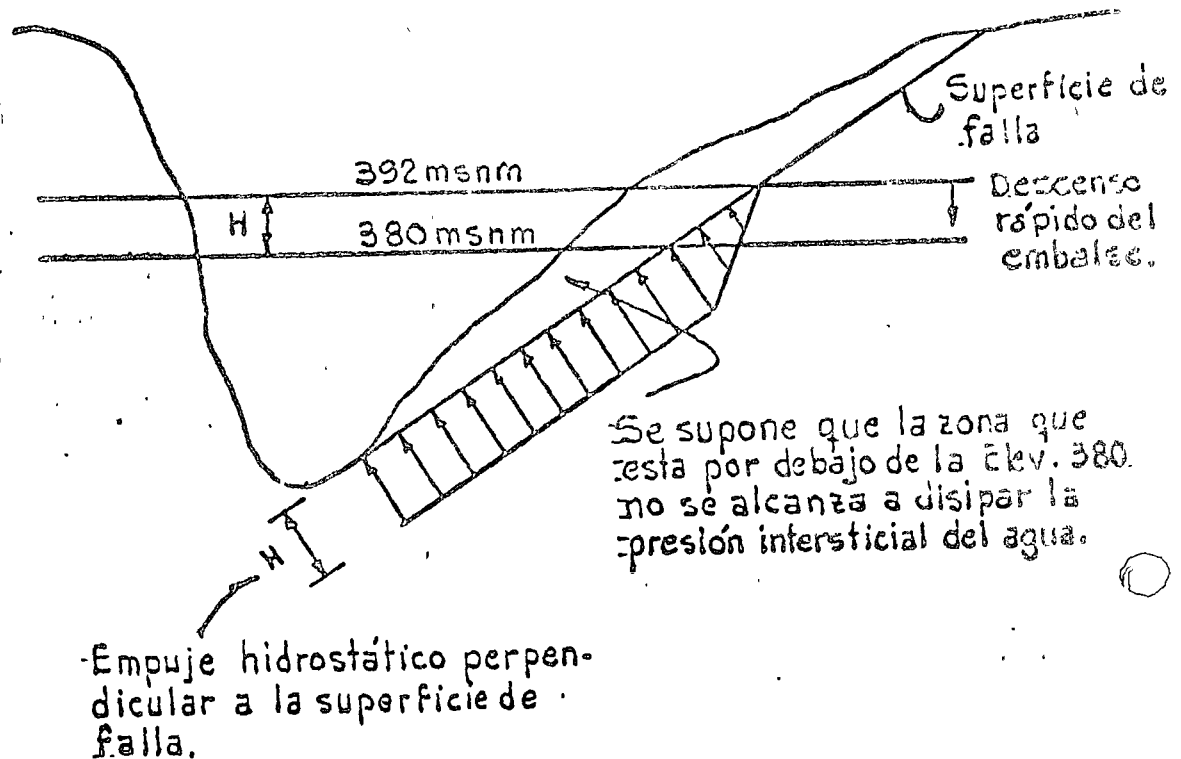
Se estimó que (β) varía entre 1500 m/s y 2200 m/s y (f) varía entre 5 c.p.s. y 10 c.p.s., por lo tanto (λ) tiene una longitud entre 150 m y 440 m.

Puesto que la cuña total es discontinua por efecto del fracturamiento vertical, se consideró que en todas las dovelas actúa la fuerza horizontal producida por el sismo. Suponiendo entonces que las dovelas vibran independientemente y las fuerzas sísmicas pueden actuar en una misma dirección.

En el siguiente esquema se presenta la acción de las fuerzas inducidas por el sismo:

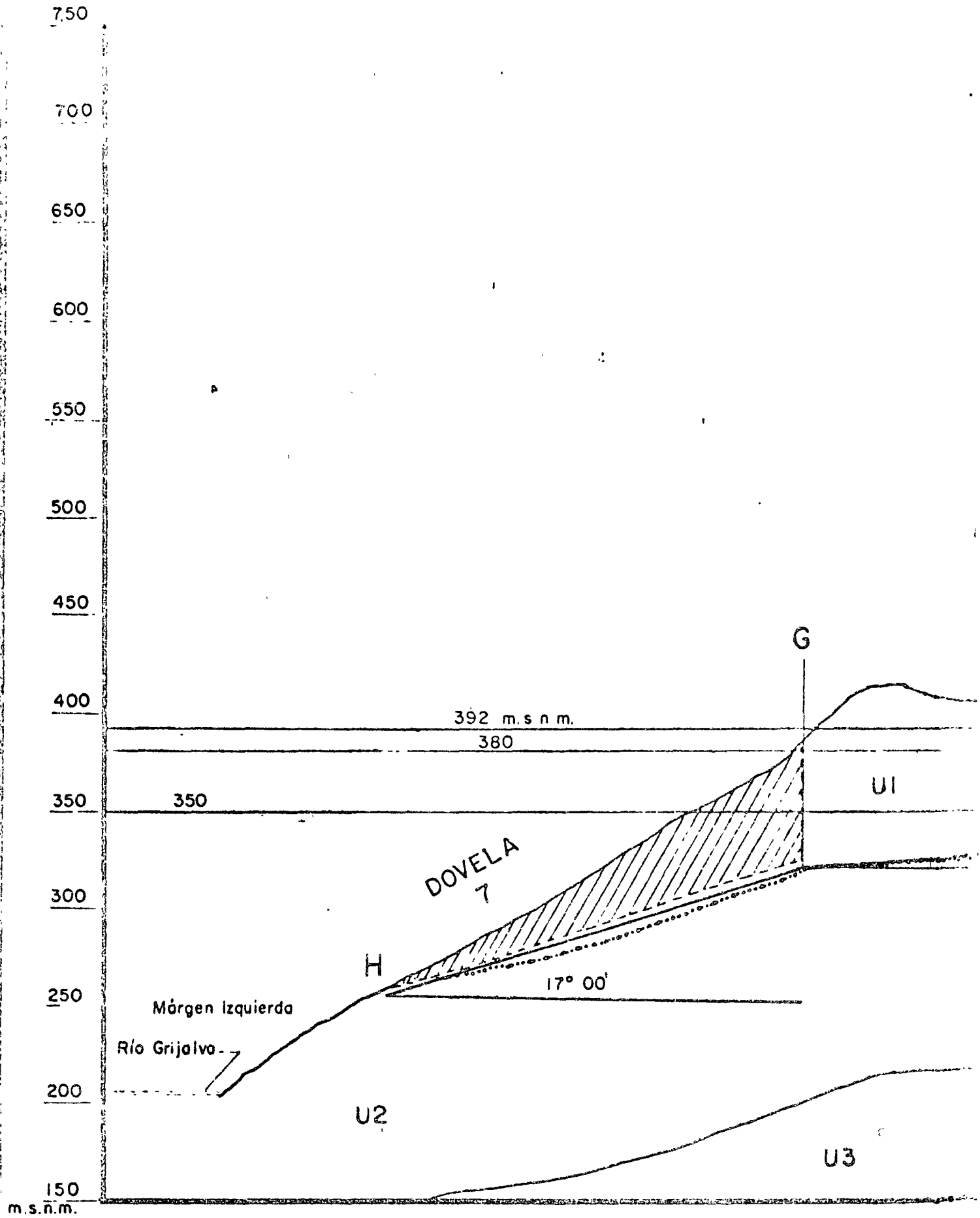


k) Empuje hidrostático (subpresión) causado por vaciado rápido. Este empuje se tomó en cuenta como se indica en la siguiente figura:

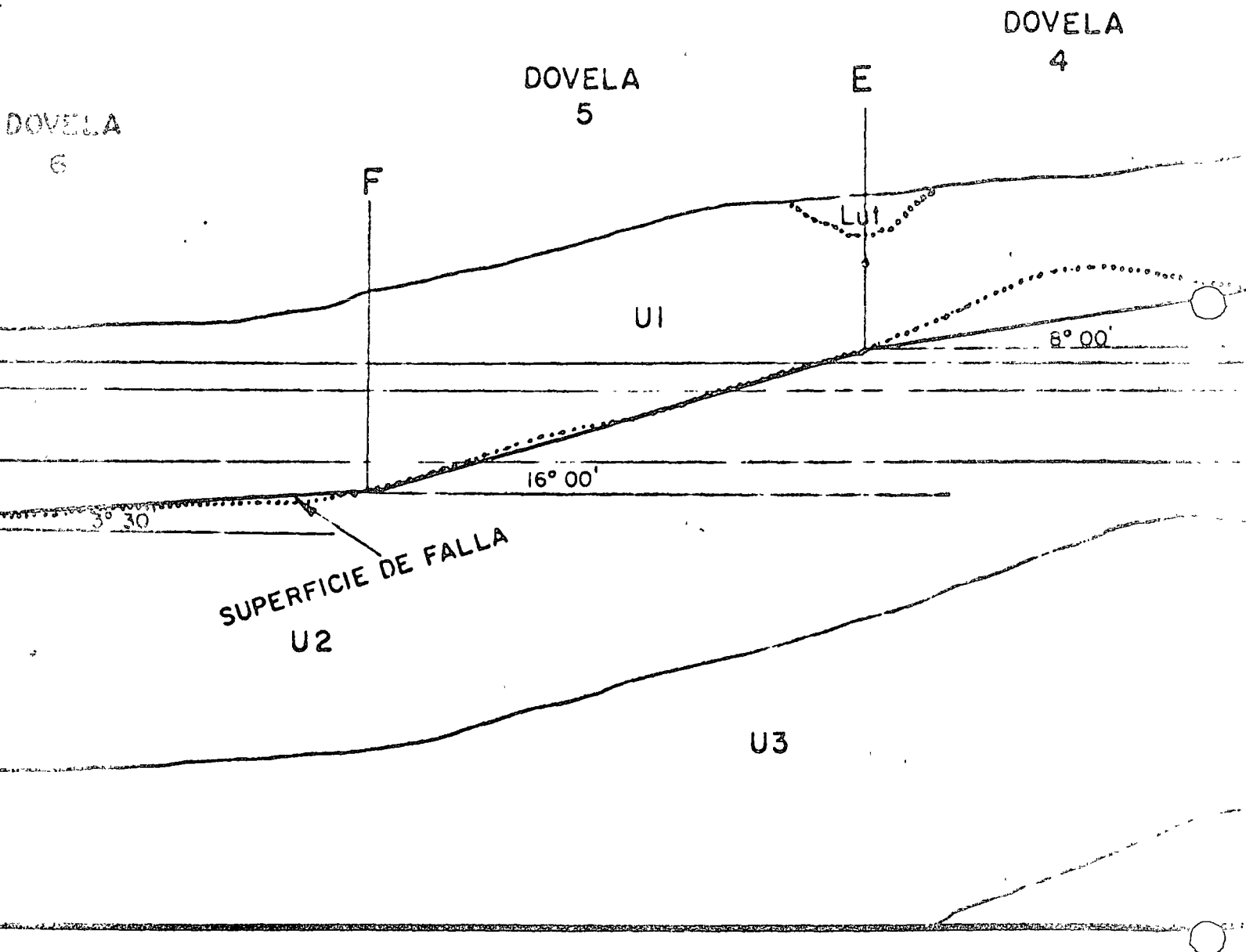


2.6.3. Factores que no se tomaron en cuenta en el análisis

- Cohesión nula ($c = 0$)
- Falla progresiva (ocasionada por concentración de esfuerzos)
- Resistencia de las irregularidades de la superficie de falla
- Empuje horizontal producido por la energía de deformación recuperable por saturación de las capas de arcilla (expansión)
- Aparición simultánea de resistencia friccionante y constante en el plano de falla
- La dificultad fundamental en la determinación del equilibrio total, basado sobre la observación de equilibrio individual por medio del análisis bidimensional de secciones transversales.
- La imposibilidad de introducir en el análisis numérico el efecto de retención de zonas adyacentes.



SECCION 8 - 8'



SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 5 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.09	30297	0.05	45261
6	0.13	27826	0.09	46473
7	0.02	30985	0.01	51016

AGUA EN LA ELEVACION 380

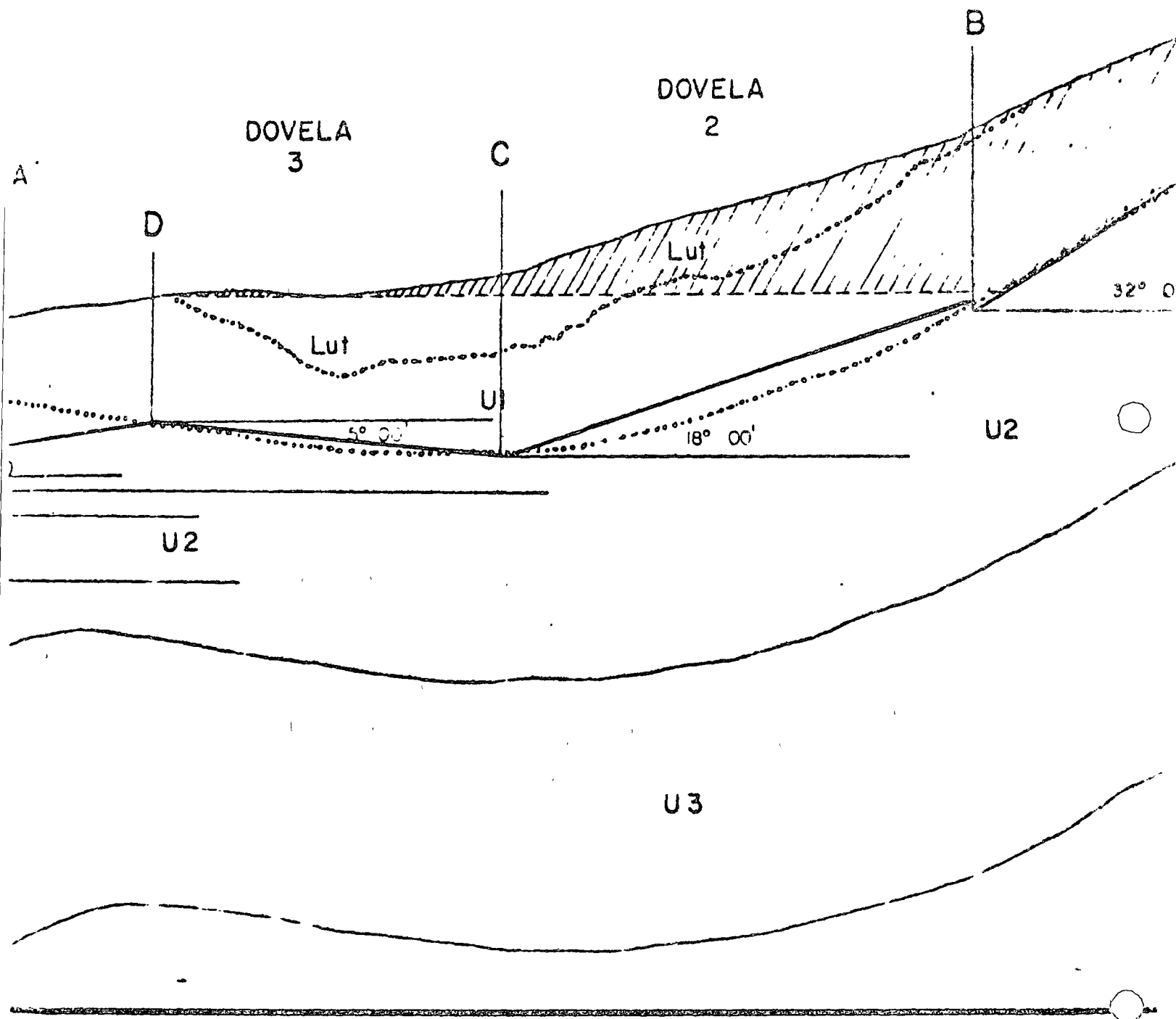
DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.08	29723	0.05	44687
6	0.11	27605	0.06	46252
7	0.01	29305	0.00	49335

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.08	29340	0.05	44304
6	0.10	27317	0.06	45964
7	0.01	29019	0.00	49049

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.06	29903	0.05	44867
6	0.10	28033	0.06	46580
7	0.00	29961	0.01	49991



SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 10 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.26	16086	0.15	31391
6	0.46	9936	0.24	28638
7	0.16	12063	0.04	32576

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.26	15768	0.13	31072
6	0.36	11074	0.19	29776
7	0.08	12350	0.01	32863

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.25	15555	0.13	30860
6	0.33	11220	0.16	29922
7	0.08	12498	0.01	33011

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.24	16131	0.13	31436
6	0.32	11930	0.16	30632
7	0.04	13683	0.01	34196

SECCION 8-8' ANGUILO DE FRICCION = 15 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.87	1433	0.33	17062
6	2.92	- 7939	0.53	10782
7	0.88	582	0.20	13339

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.86	1379	0.31	17008
6	2.63	- 5400	0.42	13311
7	0.88	329	0.08	15704

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.86	1343	0.30	16972
6	2.55	- 4824	0.38	13897
7	0.88	329	0.08	16310

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.80	1931	0.30	17560
6	2.07	- 4120	0.37	14600
7	0.60	1036	0.03	17745

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 20 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2734	0.86	2045
6	5.94	-13558	1.80	- 7328
7	1.19	898	0.88	745

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2511	0.83	2268
6	5.94	- 9779	1.39	- 3350
7	1.19	- 508	0.73	1135

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2363	0.82	2417
6	5.94	- 8872	1.26	- 2310
7	1.19	- 508	0.73	1135

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.19	- 1761	0.78	3018
6	5.40	- 8716	1.18	- 1614
7	0.83	453	0.49	2096

SECCION B-8' ANGUJO DE FRICCION = 28 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11010
2	1.92 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	6353	1.18 -	2503
6	7.61 -	18137	2.04 -	13717
7	1.52 -	2473	1.13 -	784

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	5835	1.16 -	1985
6	7.61 -	13082	2.38 -	8662
7	1.52 -	1398	0.92	291

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	5490	1.13 -	1640
6	7.61 -	11869	2.21 -	7449
7	1.52 -	1398	0.92	291

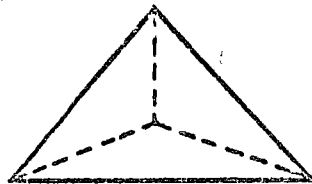
ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.51 -	4875	1.07 -	1025
6	6.93 -	11721	2.15 -	7301
7	1.05 -	167	0.62	1522



3. CASO DE TETRAEDROS

El análisis de estabilidad de taludes en roca por medio de tetraedros se aplica a masas de roca afectadas por tres familias de fracturas, de una manera que se tienen bloques en el espacio delimitados por tres planos que vienen a ser los planos de deslizamiento.



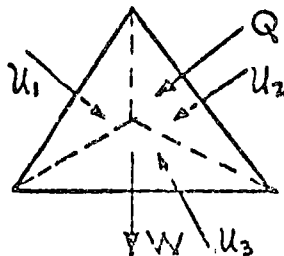
Se tienen 6 casos posibles de deslizamiento, uno de ellos p.ej. sería que deslice sobre el plano de contacto inferior siguiendo una dirección bisectriz a los otros dos planos de contacto.

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

Fuerzas exteriores:

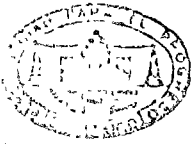
- Peso del bloque
- Presiones de agua en las tres caras (U)
- Empuje exterior sobre el bloque Q (sismo o subpresión)



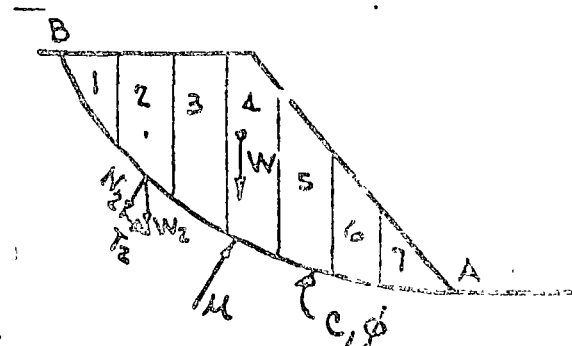
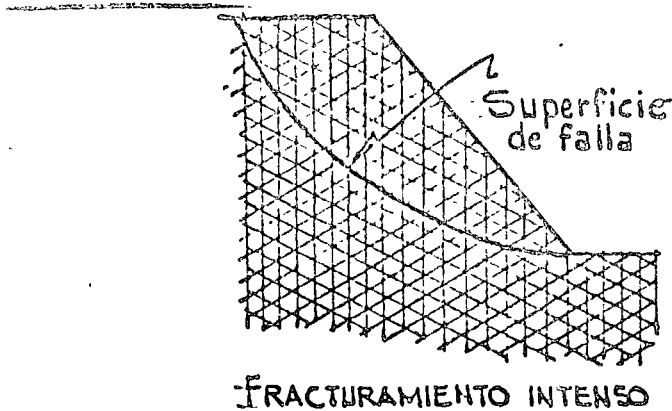
En vista de que el desarrollo matemático es muy extenso, se anexa el método de cálculo tridimensional por Pierre Londe. (Anexo No. 3)

4. CASO DE SUPERFICIE CILINDRICA

El caso de falla de una masa de roca según una superficie cilíndrica se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento cuyo compor-



tamiento es similar al de un enrocamiento, entonces se analiza por cualquiera de los métodos de la mecánica de suelos, Fellenius, Bishop, método sueco, etc.



$$F.S. = \frac{-C \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan \phi}{\sum F.A.} = \frac{\sum \text{Fzas. Res.}}{\sum \text{Fzas. Act.}}$$

5. ANCLAJE EN BOVEDAS

Vamos a ver el cálculo de anclas en bóvedas de galerías subterráneas para el caso de una masa de roca con estratificación horizontal que es el caso más desfavorable de comportamiento de la roca. Este caso es extrapolable para roca masiva.

Referencia: Le Boulonnage des Roches en souterrain.
 por A. Hugon Et A. Costes

Metodo de análisis

El método consiste en determinar cuál es el espesor de losa que se autosoporta, para lo cual es necesario conocer el peso volumétrico de la roca y su resistencia en tensión bajo flexión (módulo de ruptura).

Este parámetro de resistencia en tensión bajo flexión tiene un valor aproximado de 2 a 3 veces la resistencia en tensión brasileña de la roca que es relativamente fácil su obtención si no se cuenta en el laboratorio con equipo para su determinación directa.

Se considera que los apoyos de la losa en ambos extremos corresponden a un semiempotramiento, que permita un giro tal que los momentos en los apoyos sean iguales a los momentos en el centro del claro.

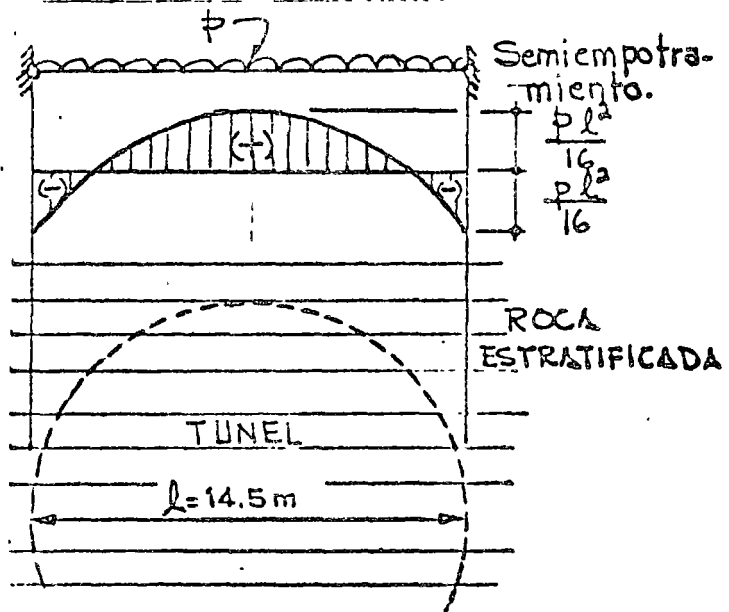
En la práctica se ha visto que al no proyectar anclajes con los mismos



da presión para que la roca no se deforme resulta un anclaje con espaciamiento entre anclas muy cerrado que resulta antieconómico, de manera que este método permite que la roca se deforme y soporte su propio peso, entonces las anclas se calculan para sostener la losa que teóricamente se autosoporta. Estas anclas son necesarias en vista de que en los macizos de roca existen siempre discontinuidades (fracturas vorticales) que hacen que la losa de roca no trabaje en forma monolítica.

La longitud de las anclas debe ser tal que deben quedar sujetas fuera de la zona de decompresión de la bóveda. En las Figs. 16, 17 y 18 se indican los criterios utilizados en diferentes obras para determinar tanto la longitud de las anclas en función del claro del arco como las presiones aplicadas al techo por las anclas. Como criterio general el ancla debe tener una longitud mayor que la faja de decompresión estimada o calculada sobre la bóveda, de manera que el ancla quede fija en la zona de compresión.

5.1 Ejemplo de cálculo de anclas para un túnel de 14.5 m de diámetro



Datos:

- l = claro de la losa
- p = carga uniforme repartida
- h = peralte de la losa
- b = ancho unitario de la viga
- R' = esfuerzo de tensión bajo flexión (módulo de ruptura)

De la fórmula de la escuadría: $R' = \frac{M}{I} y$

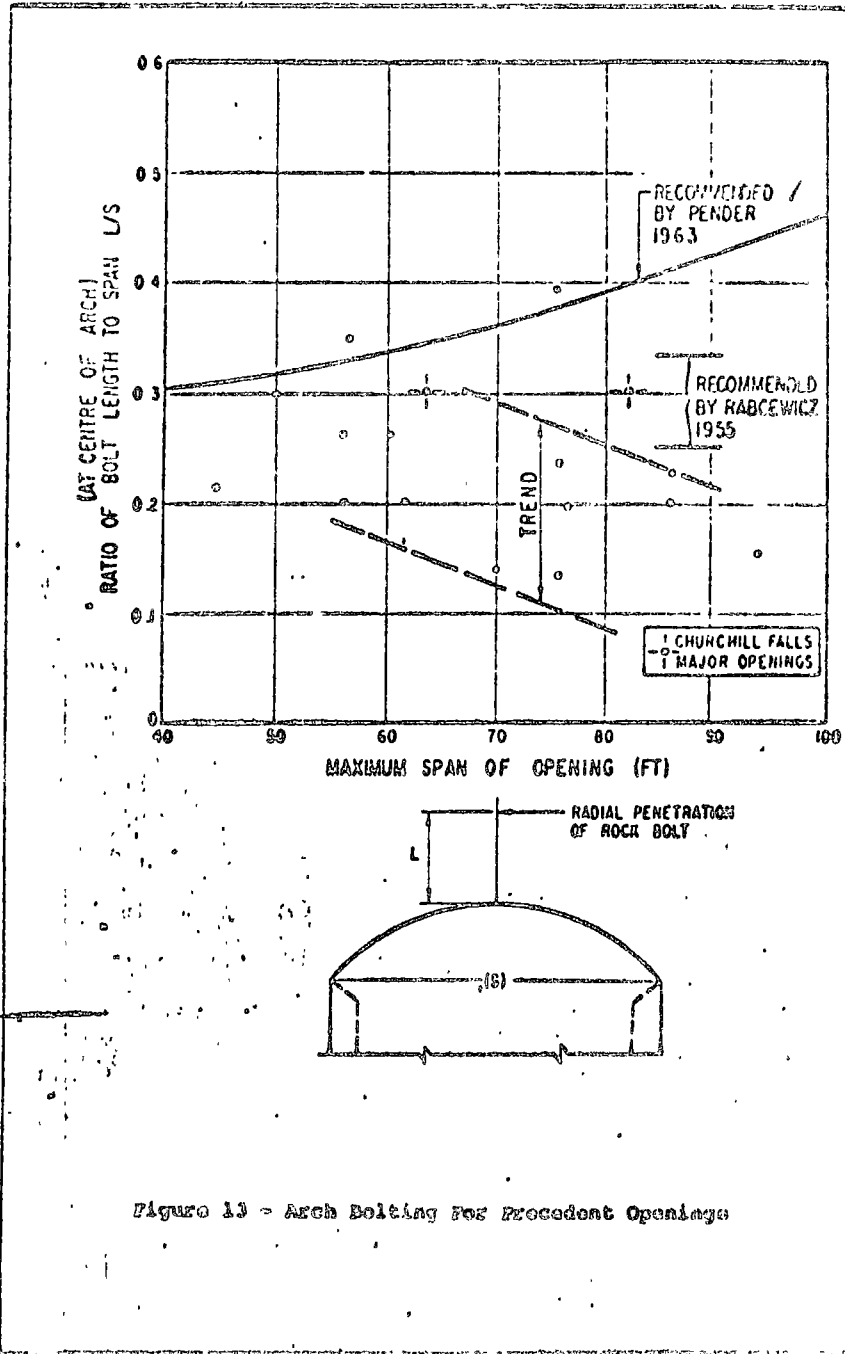


Figure 13 - Arch Bolting For Precedent Openings

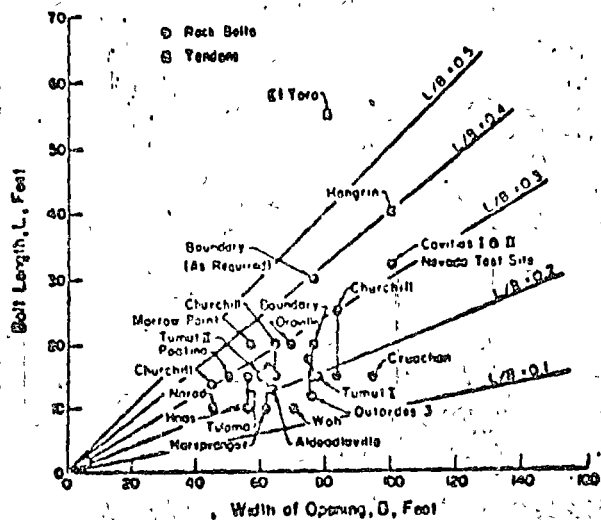


FIG. 11 BOLT LENGTHS USED IN CROWN OF CAVERNS

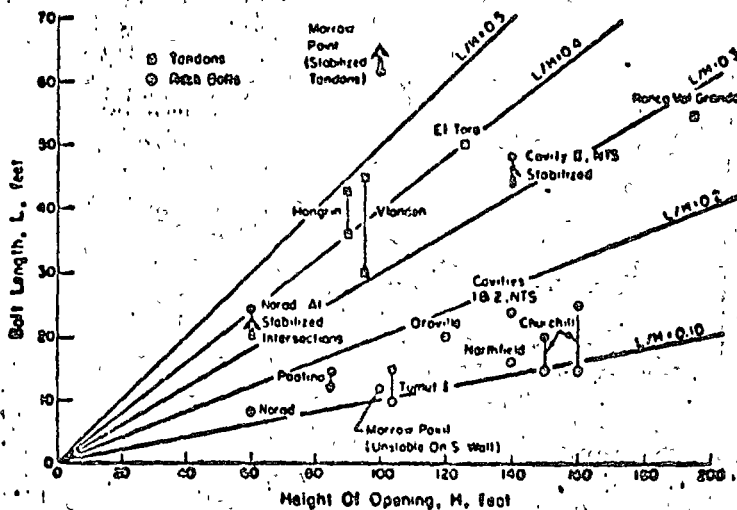


FIG. 12 BOLT LENGTHS USED ON CAVERN WALLS

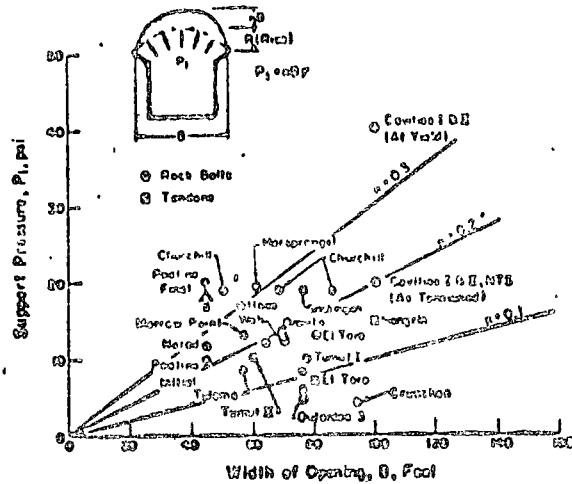


FIG. 9 SUPPORT PRESSURES USED IN CROWN OF CAVERNS

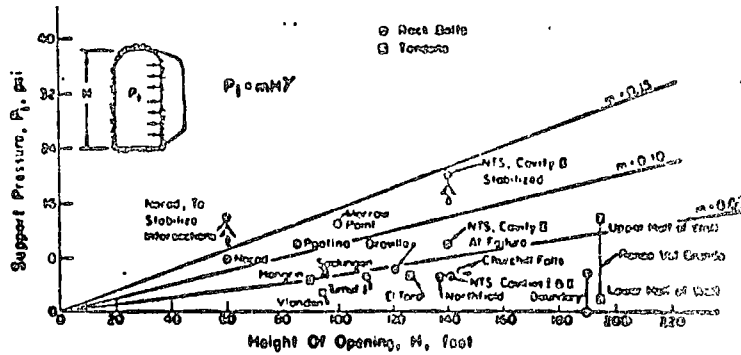


FIG. 10 SUPPORT PRESSURES USED ON CAVERN WALLS

Crown Support Pressures

In small openings (less than 40 feet in width) rock bolts are commonly specified on the basis of the spacing required to support and hold all the rock slabs. Closer spacings are specified in poor quality rock while wide patterns or occasional bolts only are specified in excellent quality rock. Under such



$$\therefore R' = \frac{\frac{p l^2}{16}}{\frac{b h^3}{12}} \cdot \frac{h}{2} \quad ; \quad R' = \frac{p l^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2}$$

sustituyendo: $p = \gamma h$; donde γ = peso volumétrico de la roca

se tiene: $R' = \frac{\gamma h l^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2} \quad ; \quad h = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{R'}$

Si tenemos como datos que $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$ y que la resistencia en compresión simple de la roca es de 400 Kg/cm^2 , tenemos que estimar el valor del módulo de ruptura como sigue:

Aproximadamente la resistencia en tensión brasileña es igual a la décima parte de la resistencia en compresión simple, entonces se tiene lo siguiente:

Resistencia en compresión simple = 400 kg/cm^2

Resistencia en tensión brasileña = $0.1 \times 400 = 40 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia en tensión bajo flexión

(módulo de ruptura)

$$R' = 2 \times 40 = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la expresión (1) resulta:

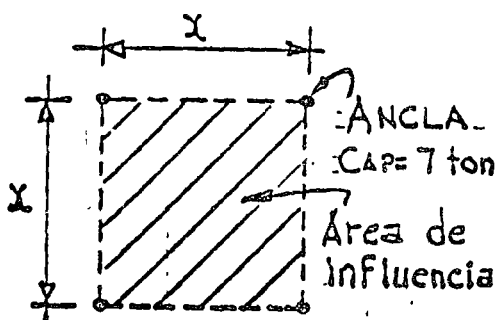
$$h = \frac{3 \times 2.5 \times 14.5^2}{8 \times 800} = 0.25 \text{ m}$$

De donde resulta que el peralte de losa de roca que se autosoporta es de 25 cm.

El número de anclas se calcula como sigue:

Se supone una capacidad de trabajo del ancla por ejemplo de 7 ton para barras redondas lisas $\phi 1"$ de acero grado estructural.

La separación de las anclas se calcula tomando su área de influencia como sigue:



Area por peso de roca = Cap. de ancla

$$x^2 \times 0.25 \times 2.5 = 7$$

$$x = \frac{7}{0.625} \quad ; \quad x = 3.4 \text{ m}$$



AGENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION

DIRECCION DE PLANTAS MICROELECTRICAS
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AVIATION ROAD 245, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 632-37-00

EXP. No.

EXP. No.

FECHA:

ASUNTO:

20.

Si se observa que este espaciamiento es mayor que la separación entre fracturas verticales entonces se cierra el espaciamiento a criterio del proyectista.

En la práctica la longitud de las anclas varía generalmente entre 0.3 a 0.4 la longitud del claro del arco.

5.2 Torque que hay que aplicar para tensar anclas de tornillo con concha expansora

Existen dos fórmulas:

a) $M = 300 d P$, en donde

d = diámetro del tornillo en metros

P = carga que se desea aplicar en toneladas

M = momento torsionante en Kg-m

Datos: $d = 0.025$ m

$P = 7$ ton

$M = 300 \times 0.025 \times 7 = 53$ Kg-m

b) $M = 1$ lb-pie por cada 40 lb de carga

Datos: 7 ton = 15700 lb

$M = \frac{15700}{40} = 392$ lb-pie = 54 Kg-m

C. USO DE EXPLOSIVOS

Vamos a hacer una breve descripción del uso de explosivos para la explotación de roca en forma de bancos.

Existen tres patrones de distribución de barrenos para voladuras de bancos, los tres son utilizables dependiendo del tipo de fragmentación deseada.

En general en cortes de roca para caminos no se acostumbra utilizar voladuras de precorte perimetral en los taludes porque el costo de excavación se incrementa ya que requiere mayor barrenación y uso de cordón detonante. No hay duda que mediante el uso de voladura de precorte en los taludes elimina la sobreexcavación y el daño causado a la roca (fracturamiento) es mucho menor que si no se utiliza el precorte, esto es de gran ayuda para que el talud de roca sea más estable.

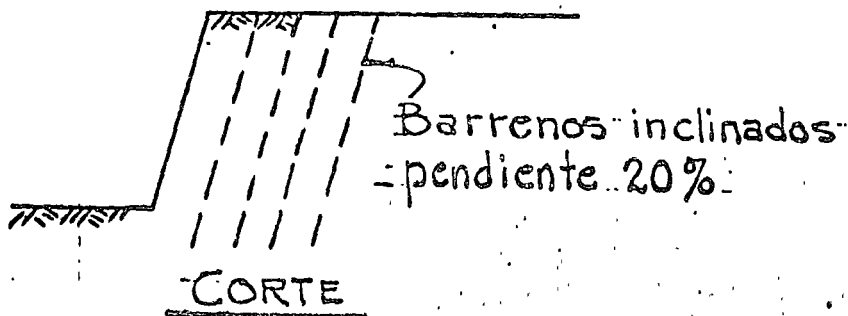
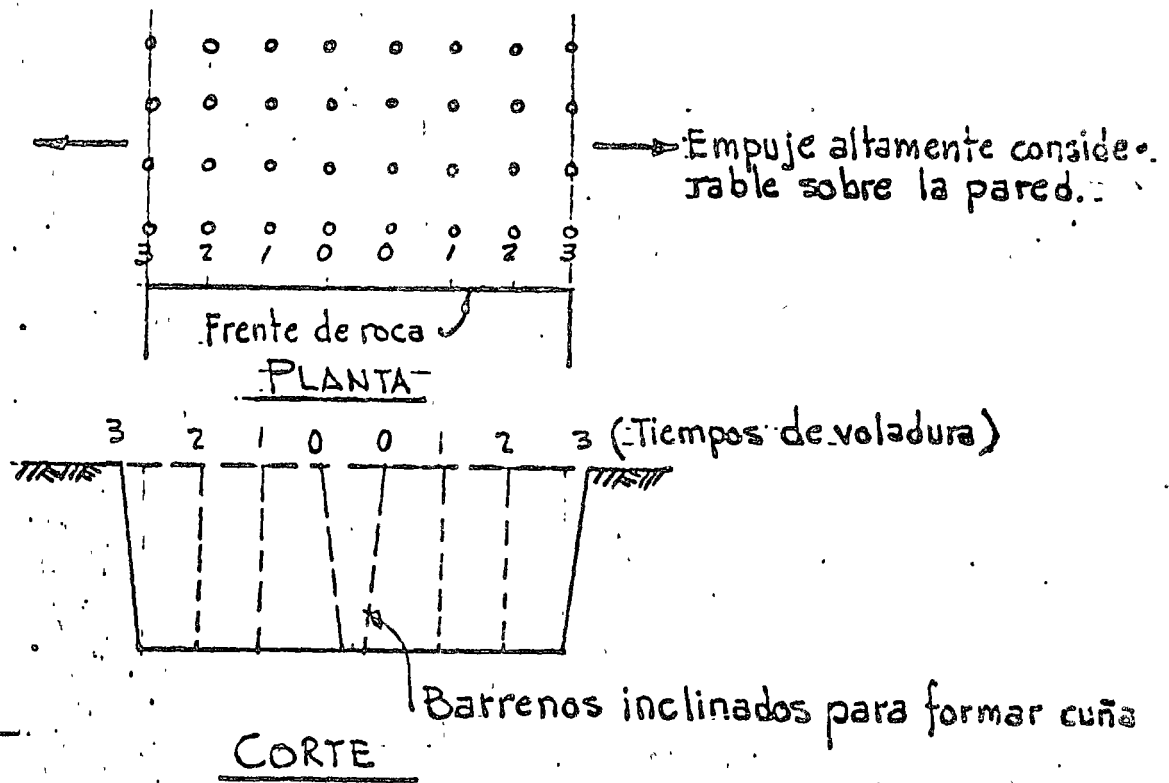
a continuación indicaremos valores de taludes usuales en rocas:

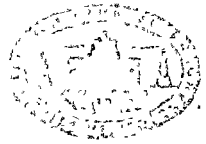


- Granitos, basaltos, lava: 1/4:1 a 1/2:1
- Areniscas masivas y calizas: 1/4:1 a 1/2:1
- Areniscas estratificadas, lutitas, calizas no masivas: 1/2:1 a 3/4:1
- Gneiss, esquistos, mármol: 1/4:1 a 1/2:1
- Pizarras: 1/2:1 a 3/4:1

6.1 Patrones de barrenación de banqueo

6.1.1 Voladura en cuña central





SUGERENCIA DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AV. BUENOS AIRES 265, MEXICO 10, D. F.
TELEFONO: 663-27-00

FECHA:

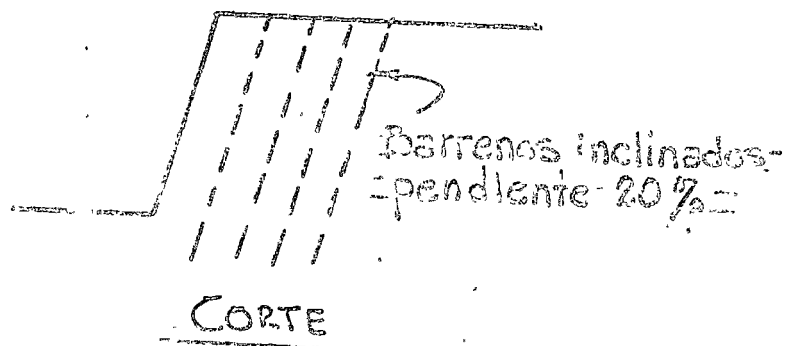
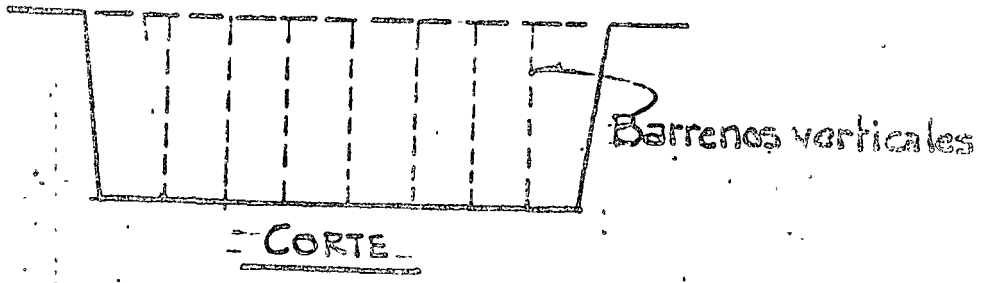
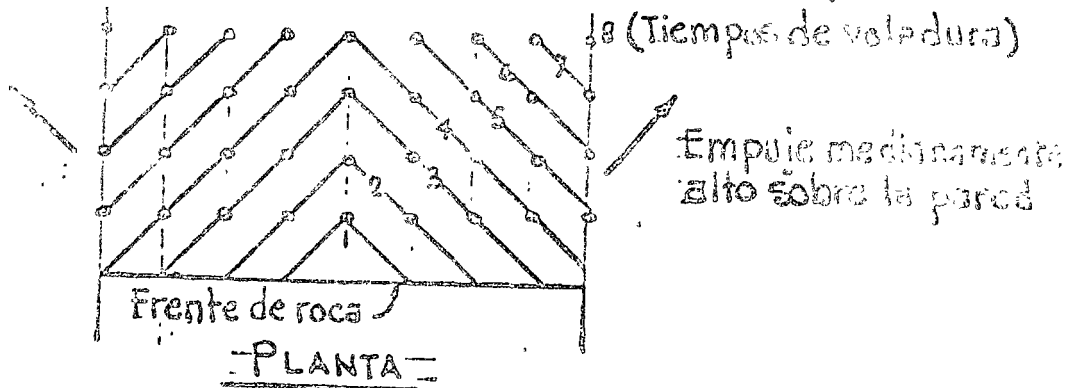
ASUNTO:

Características:

Se obtiene alta fragmentación.

Se dañan notablemente los taludes de la excavación ya que la liberación de la energía de los explosivos tiene dirección perpendicular con los taludes.

6.1.2 Voladura en forma de V



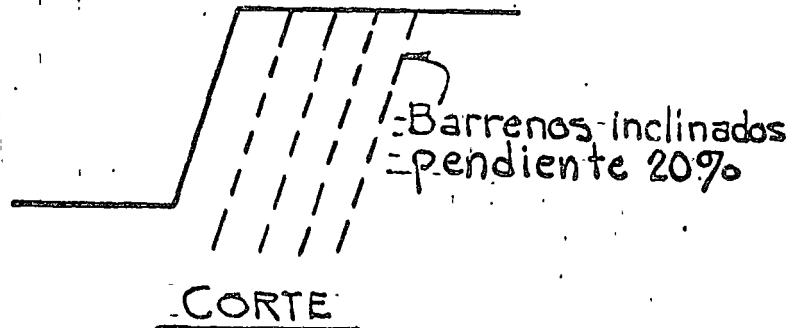
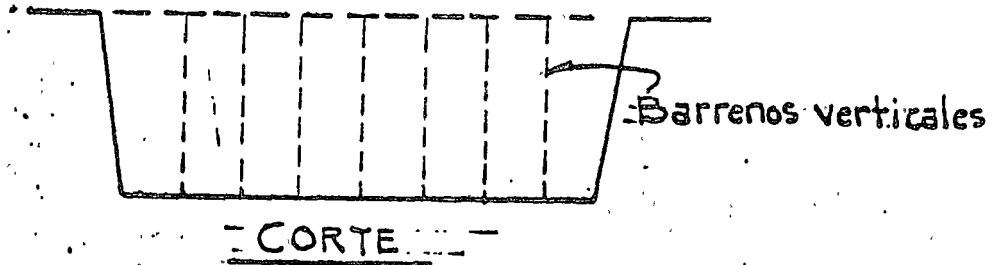
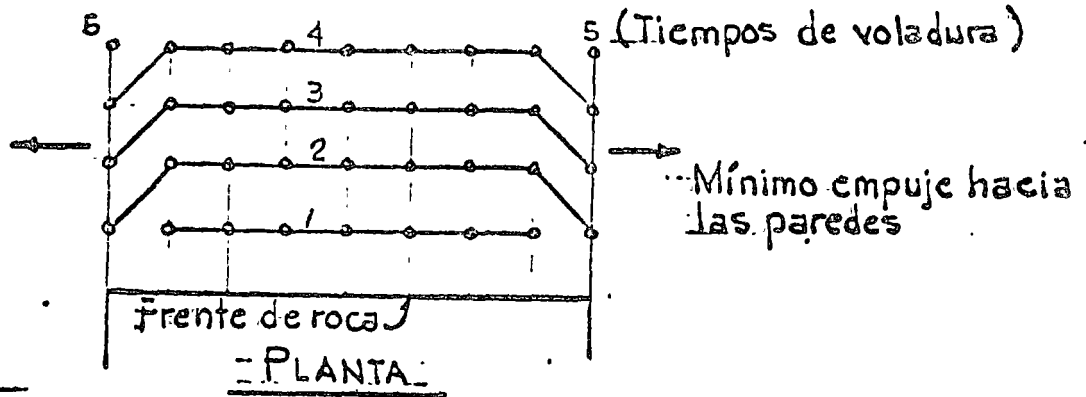
Características:

Se obtiene fragmentación máxima ya que se presenta fragmentación adicional mecánica por choque entre fragmentos de roca lanzados en sentidos opuestos.

Se sabe ocasionado en la zona de los taludes de la excavación un...



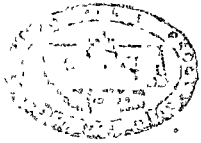
6.1.3 Voladura en hileras múltiples



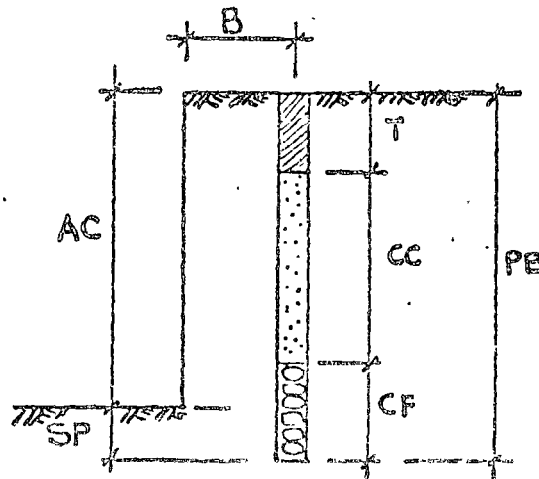
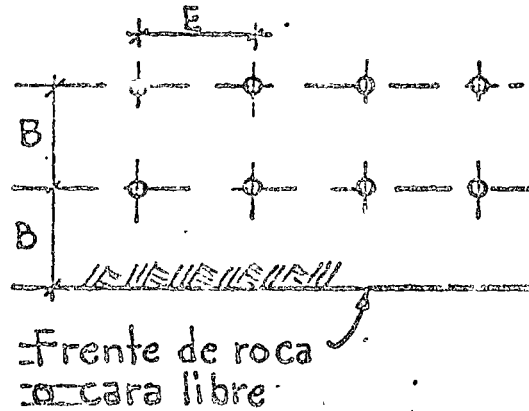
Características:

Se obtiene mínima fragmentación, es el método más usual para obtener bloques grandes de roca.

El daño ocasionado en la roca de los taludes de la excavación es mínimo.



A continuación se muestran unos esquemas con la nomenclatura usual de barrenación de banqueo:



B = Dependiente del diámetro de la perforación

= 33ϕ para ($6'' \phi 9''$) y a 40ϕ para ($2 \frac{1}{2}'' \phi 6''$)

= Bordo = a la distancia entre el barreno y la cara libre y entre línea y línea de barrenos

T = Taco = Retagua = Tapón de arcilla = B

E = Espaciamento = $1.2 B$

SP = Subperforación (perforación bajo el piso) = $0.3 B$

AC = Altura de la cara

PB = Profundidad del barreno

CF = Carga del fondo = $1.3 B$

CC = Carga de columna = $PB = 2.3B$



7. BIBLIOGRAFIA

1. H. Bolton Seed. Earth Slope Stability During Earthquakes. Earthquake Engineering, Robert L. Wiegel, Prentice Hall, 1970
2. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. Proceedings of the Eight Symposium on Rock Mechanics, Minnesota 1966
3. Laurits Bjerrum. The Third Terzaghi Lecture, Miami Florida, Feb. 1966. Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clays and Clay Shales.
4. Une méthode d'analyse a trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Pierre Londe
5. Apuntes de la clase de Mecánica de Rocas, División de Estudios Superiores. Jesús Alberro Aramburu
6. Informe No. 2 sobre el análisis de estabilidad de la ladera izquierda del P.H. Chicoasén, Chis. Comisión Federal de Electricidad por A. Núñez, J. Fujigaki y R. Cuéllar
7. Técnica moderna de voladura de Rocas. N. Langefors y B. Kihlstrom
8. Como elegir el explosivo adecuado. José Guerrero Arcocha. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil
9. Underground Rock Chambers. ASCE, enero 1971



On Wave and Fracture Propagation in Rock Media

Transient deformations and wave and fracture propagation were studied in marble and granite plates loaded explosively, by means of photoelastic coating methods, and moiré and high-speed photographic techniques

by I. M. Daniel and R. E. Rowlands

ABSTRACT—Experimental-stress-analysis techniques were used to study wave and fracture propagation in rock media. Marble and granite plates were loaded explosively. Wave propagation was observed through isochromatic-fringe patterns on bonded photoelastic coatings and moiré-fringe patterns. These patterns were recorded with a Beckman and Whitley camera operating at rates from 250,000 to 1,000,000 frames per second. Dilatational, shear and Rayleigh wave velocities were determined. The leading part of the pulse is compressive and shows appreciable attenuation. The trailing part goes into tension, causing widespread tensile fracture. The velocity of propagation of this fracture zone in marble was nearly equal to the theoretical terminal velocity. In the case of induced cracks in marble and granite, the velocities of crack propagation were appreciably lower than the theoretical terminal values. Experimental results obtained were discussed and interpreted for their relevance to the rapid-excavation process in rock.

Introduction

The increasing needs for urban and resource development demand faster, safer and more efficient procedures for underground excavation in rock.¹ Most methods of rapid excavation in hard rock use some form of dynamic loading, such as explosive or water jet. This type of loading produces stress waves which induce and propagate fracture. The whole process of rock breakage then is a complicated interaction of stress wave and crack propagation. The problem of wave propagation in elastic materials is well understood but it has not been adequately studied in the case of rock, with its intrinsic properties of inhomogeneity, anisotropy and the presence of discontinuities. The problem of fracture propagation in rock is even more complex than that of stress-wave propagation.

I. M. Daniel is Science Advisor, Mechanics of Materials Division, IIT Research Institute, Chicago, IL 60616. R. E. Rowlands was Senior Research Engineer, Stress Analysis Section, IIT Research Institute; is now Assistant Professor, Engineering Mechanics Department, University of Wisconsin, Madison, WI 53706. Paper was presented at 1974 SESA Spring Meeting held in Detroit, MI on May 14-17.

To better understand the fracture processes in rock, it is necessary to study its response to dynamic loading. Stress-wave propagation and fracture initiation and propagation must be studied and correlated. This requires the measurement and correlation of stress-wave velocities, i.e., dilatational, shear and Rayleigh, and the terminal crack-propagation velocity.

Analytical approaches are often limited, as they cannot fully account for material inhomogeneity, anisotropy, inelasticity and defects. The most promising approach, then, is the experimental one. Techniques such as photoelastic coatings, moiré and strain gages are very useful and suitable for testing rock specimens. The present paper describes a recently conducted experimental study of wave and fracture propagation in rock by means of photoelastic-coating, moiré and high-speed photographic techniques.²

Dynamics and Fracture of Rock

Wave propagation in a medium is defined by the loading characteristics (time and space variation of loading), geometry of the body and material properties. Wave propagation in rock media is a more complex phenomenon due to the intrinsic properties of rock, such as anisotropy, inhomogeneity and presence of discontinuities and flaws. Thus, propagation velocities may be different in different directions. Wave propagation may also be frequency dependent, due to both material inelasticity and inhomogeneity. The latter becomes significant for steep loading pulses when wavelengths become of the same order of magnitude as the grains and discontinuities.

A great deal of experimental work has been performed on wave propagation in rock in the last two decades at laboratories such as Los Alamos Scientific Laboratory, Lawrence Livermore Laboratory, Stanford Research Institute, General Motors Materials and Structures Laboratory, Systems Science and Software, California Institute of Technology, TRW and others.

Bieniawski³ has measured dilatational, distortional and Rayleigh-wave velocities in norite, where it appears that these velocities do not have the same relative magnitudes that would be predicted theoretically. This points to the need for knowing the dynamic properties of the material. Ricketts and Goldsmith⁴ have measured dynamic properties in rock using a Hopkinson-bar system.

The problem of fracture and crack propagation in rock is even more complex than that of wave propagation. Griffith's theory of brittle fracture states that crack propagation occurs when very high tensile stresses are induced at the tips of preexisting cracks or flaws in the material.⁵ This theory was further modified by McClintock and Walsh⁶ to account for the closing of cracks in a compressive stress field, and corroborated experimentally by Hoek⁷ who used it to explain failure around openings in rock.

A criterion for fracture initiation given by Irwin⁸ and applied by Bieniawski³ to rock is

$$\sigma = \sqrt{GE/\pi c} \quad (1)$$

where G is the energy released per unit crack-surface area, E the Young's modulus and c the half length of the crack.

Fracture propagation is stable as long as there is a definite relationship between σ and c . When this relationship ceases to exist and crack growth Δc is not controlled by the stress increment $\Delta\sigma$, crack growth becomes unstable. This happens when the energy release rate reaches a critical value G_c . Then,

$$\sigma = \sigma_u = \sqrt{G_c E / \pi c_u} \quad (2)$$

where σ_u = value of stress when fracture propagation becomes unstable

c_u = corresponding crack half length

The critical value G_c is a characteristic property of the material.

When crack growth becomes unstable, crack-propagation velocity becomes important. Crack propagation is a dynamic phenomenon and has been treated as such by Yoffe,⁹ Roberts and Wells¹⁰ and Baker.¹¹ In these analyses, the problem is treated either as one of dynamic elasticity or, in the case of the energy approach, account is taken of the kinetic energy of the material particles around the propagating crack. One

TABLE 1—PROPERTIES OF ROCK MEDIA

Property	Vermont Marble	Cold Spring Granite
Density, kg/m ³ (lb/in. ³)	2,690 (0.097)	2,650 (0.096)
Static tensile strength		
MPa (psi)	6.9 (1000)	9.2 (1340)
Static compressive strength,		
MPa (psi)	72.6 (10,500)	129.0 (18,700)
Poisson's ratio	0.23	0.27
Dynamic modulus,		
GPa (10 ⁶ psi)	41.3 (6.0)	74.5 (10.8)
Dynamic tensile strength,		
MPa (psi)	15.1 (2,200)	37.8 (5,500)

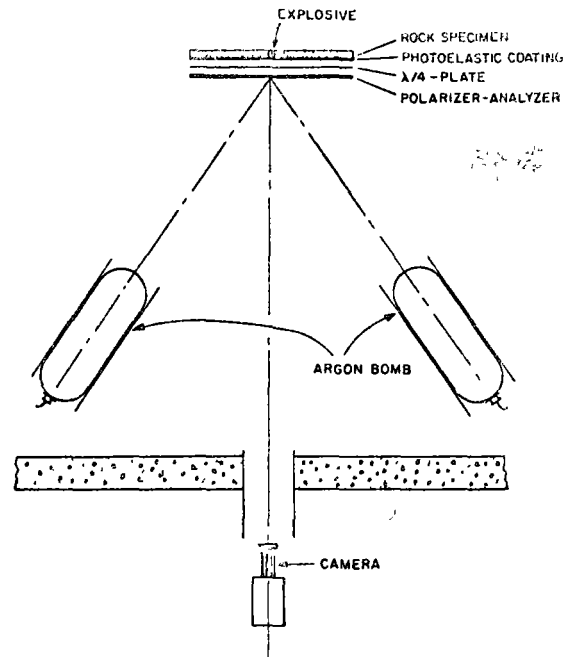


Fig. 1—Experimental setup for recording isochromatic-fringe patterns in photoelastic coating on rock specimens loaded explosively

result of these analyses, subsequently verified by Wells and Post,¹² is that dynamic-stress distributions are not appreciably different from static ones for specimens subjected to fixed displacements at the ends. Another significant conclusion is that the crack velocity reaches a terminal value

$$v_t = \sqrt{2\pi/k} \sqrt{E/\rho} \quad (3)$$

or, for $\nu = 0.25$,

$$v_t = 0.38 \sqrt{E/\rho} \quad (4)$$

or

$$v_t = 0.5 \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (5)$$

where ρ is the density, and μ the shear modulus.

Once the terminal fracture velocity is reached, crack branching or bifurcation occurs, so that increasing energy is released through additional crack surfaces. The attainment of this terminal velocity coincides with ultimate failure of the material.

Experimental investigations on crack propagation in glass have been pioneered by Schardin¹³ who introduced the multiple-spark camera (Schardin camera). Wells and Post¹² used dynamic photoelasticity with transparent-plastic models. Fracture propagation in rock has been studied by Hoek and Bieniawski^{3,14-16} using high-speed photography. In addition to fundamental fracture mechanics of rock, the whole phenomenon of rock blasting has been studied in the laboratory by Persson¹⁷ and Field and Ladegaard-Pedersen.¹⁸ They used Plexiglas and glass models because of their rocklike fracture behavior.

Experimental Procedure

The materials investigated were marble (Vermont

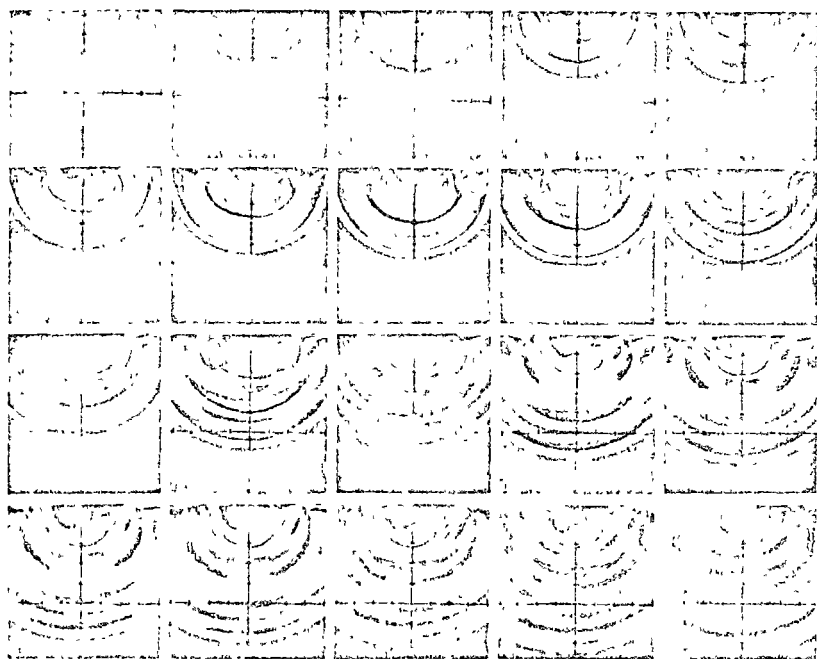


Fig. 2—Isochromatic-fringe patterns in photoelastic coating on marble specimen loaded explosively on the edge. (Camera speed, 500,000 frames/s; time range, 18-56 μ s after loading; specimen no. 13173-1)

marble) and granite (Cold Spring, MN). Physical and mechanical properties for these rocks are listed in Table 1. The dynamic properties were obtained by explosively loading bar specimens of dimensions 1.27 cm \times 1.27 cm \times 30.5 cm (0.5 in. \times 0.5 in. \times 12 in.) and using the so-called stress-wave technique.²

Vermont marble is a white marble consisting of 98-percent calcite grains 0.05 to 0.5 mm long, one-percent quartz grains ranging from 0.04 to 0.3 mm in size, and one-percent opaque minerals of 0.05-mm average size. Cold Spring granite is a gray medium-grained (1-3 mm) granite consisting of 50-percent plagioclase, 15-percent alkali feldspar, 15-percent biotite, 10-percent quartz, 7-percent hornblende and 3-percent magnetite with small inclusions of apatite and Zircon.

Plate specimens of dimensions 25 cm \times 30 cm \times 1.3 cm (10 in. \times 12 in. \times 1/2 in.) were used. Photoelastic coatings, moiré rulings and strain gages were used with the plate specimens. The photoelastic coatings bonded to the plates were 2 mm (0.080 in.) thick. The moiré rulings, 40 lines per millimeter (1000 lines per inch), were reproduced on 0.1 mm (0.004-in.)-thick Kodaline reproduction film with Estar base, and the film, emulsion side outwards, was bonded to the specimen using an aluminum-filled cement. The rulings were oriented parallel to the loaded edge of the specimen to yield full-field representation of the displacements normal to this edge. A film master with the same rulings was placed in contact and aligned with the specimen ruling by means of an oil film.

The plate specimens with photoelastic coatings were loaded on the edge with explosive charges between 100 mg and 400 mg (R Stresau Laboratory; BM-9 and BM-2 detonators). In the case of the specimens with moiré rulings, a higher explosive loading was used to obtain an adequate analyzable response (approximately one fringe per 25 cm). This consisted of an RP-1 detonator (Reynolds Industries, Inc., 250-mg PETN initiating explosive, 385-mg tetryl high-density explosive and 4.1-gm RDX booster explosive),

and two 1-9-cm (3/4-in.)-diam tetryl pellets placed under the first detonator. A small 0.3 cm (3/16 in.)-thick steel plate was placed between the pellets and the specimen. Photoelastic and moiré-fringe patterns were photographed with a Beckman and Whitley camera, Model 189, operating at rates between 250,000 and 1,000,000 frames/s. The operation of this camera has been described previously by the authors.^{2,19}

Illumination was provided with two argon bombs. These are latex balloons inflated with argon gas to approximately 30-cm (12-in.) diameter and 76-cm (30-in.) length. The gas was ignited with an RP-1 detonator and a 5 cm \times 5 cm \times 0.6 cm (2 in. \times 2 in. \times 1/4 in.) piece of Detasheet (E. I. DuPont and Company) detonated with a 5-kv pulse from the Beckman and Whitley camera. The light of the argon bomb has a rise time of approximately 12 μ s and a duration of approximately 40 μ s. A Kodak gelatin filter No. 55 was used in the photoelastic-coating experiments to isolate a band of light around the 520-nm wavelength. Double-X film developed in Dektol or D-76 was used, as recommended by Flynn.²⁰

Figure 1 shows one experimental setup used employing two argon bombs located off center line at a distance of 99 cm (39 in.) from the specimen.

Wave Propagation

Wave Propagation in Marble

Figure 2 shows isochromatic-fringe patterns in the photoelastic coating on a marble specimen loaded on the edge with a BM-9 detonator (100-mg PETN main charge and 110-mg lead azide priming charge). To span a longer, up to 100 μ s framing time and observe a later stage of the wave-propagation phenomenon, a similar plate was loaded with a BM-2 detonator (331-mg PETN main charge and 110-mg lead azide priming charge). Fringe patterns for this specimen, obtained by operating the camera at 250,000 frames/s, are

shown in Fig. 3. This figure shows only frames 16 through 23 of the entire 25-frame record.

The photoelastic records obtained were analyzed to determine wave-propagation and attenuation characteristics. The propagation velocities of various fringe orders were measured and plotted vs. fringe order and, by extrapolation to the zero-order fringe, the wavefront velocity was obtained. Considerable scatter was observed in the results from many specimens. Values for the measured dilatational velocity ranged between $3,750 \text{ ms}^{-1}$ (148,000 in./s) and $4,370 \text{ ms}^{-1}$ (172,000 in./s). Results from similar tests using strain gages gave an average dilatational velocity of $4,060 \text{ ms}^{-1}$ (160,000 in./s).

The dilatational velocity in a plate under plane-stress conditions is given by

$$c_L = \sqrt{\frac{E}{\rho(1-\nu^2)}} = c_o \sqrt{\frac{1}{1-\nu^2}} \quad (6)$$

where ν is Poisson's ratio and c_o the uniaxial-wave-propagation velocity. Using the velocity of $3,960 \text{ ms}^{-1}$ (155,000 in./s) measured independently in marble bars and a value for $\nu = 0.25$, the plate velocity is computed as $c_L = 4,100 \text{ ms}^{-1}$ (161,000 in./s).

The shear-wave-propagation velocity was measured from the fringe patterns of Fig. 3. Because of the

finite width of the plate, the incident pulse is reflected from the free sides of the specimen. The most dominant reflected wave is the shear wave and is manifested in the form of nearly straight parallel fringes coming in from the sides of the specimen. The velocity of these fringes in the direction normal to them was measured and was found to remain nearly constant with fringe order. The measured shear-wave-propagation velocity was

$$c_s = 2,540 \text{ ms}^{-1} \text{ (100,000 in./s).}$$

The shear-wave velocity was also computed from the measured dilatational velocity and Poisson's ratio using the relation

$$\begin{aligned} c_s &= c_L \sqrt{\frac{1-\nu}{2}} \\ &= 4,060 \sqrt{\frac{1-0.25}{2}} = 2,490 \text{ ms}^{-1} \text{ (98,000 in./s)} \end{aligned} \quad (7)$$

An attempt was made to identify a Rayleigh surface wave along the top edge of the specimen. An area of birefringence concentration on the edge could not be discerned in the fringe patterns of Fig. 2. The prop-

Fig. 3—Isochromatic-fringe patterns in photoelastic coating on marble specimen loaded explosively on the edge. (Camera speed: 250,000 frames/s; time range: 70-98 μ s; specimen no. 13173-3)

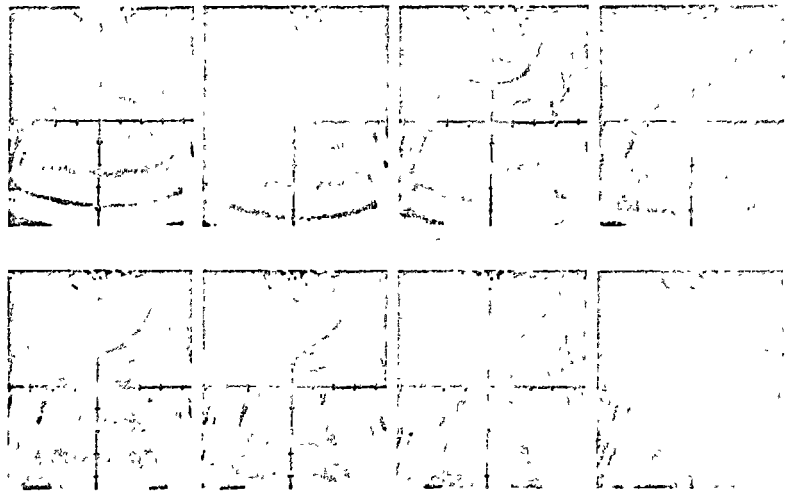
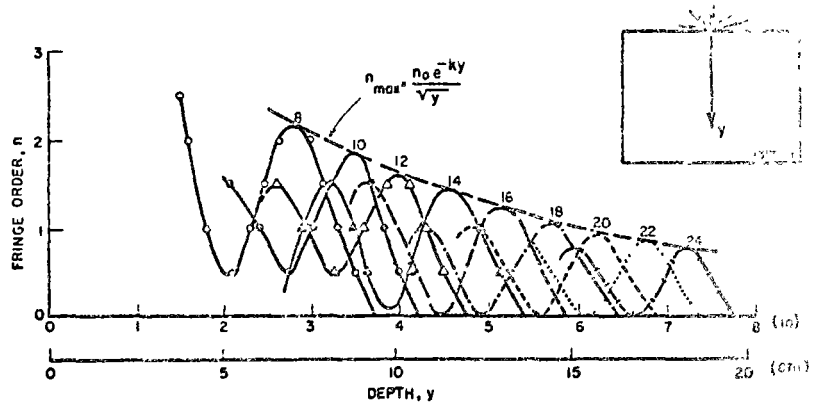


Fig. 4—Fringe order as a function of location along vertical axis with time as a parameter (Specimen no. 013173-1; frame numbers marked)



agation velocity of this pattern was measured to be $1,650 \text{ ms}^{-1}$ (65,000 in./s).

The fringe patterns of Fig. 2 were further analyzed to determine propagation and attenuation characteristics. Figure 4 shows the variation with time and distance of pulse shape and amplitude in terms of fringe order. No data could be obtained at depths less than 3.75 cm (1.5 in) because of the high fringe density and damage in the photoelastic coating. The pulse has an undulating shape and the primary leading compressive pulse shows appreciable attenuation but without much noticeable dispersion. To separate the effects of geometric and material attenuation, an expression of the form

$$n_{\max} = \frac{n_0 e^{-ky}}{\sqrt{y}} \quad (8)$$

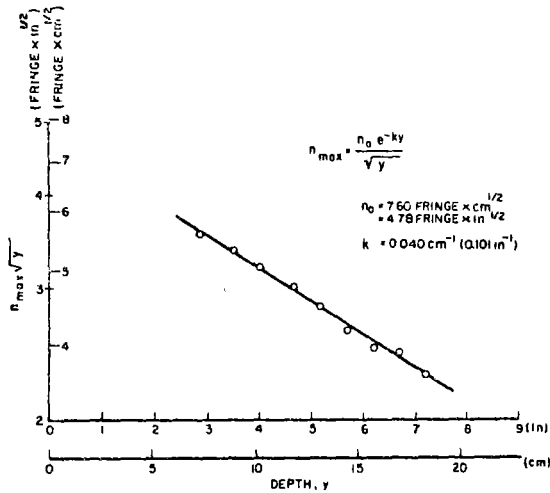


Fig. 5—Semilogarithmic plot for separating material and geometric attenuation

for the maximum fringe order was sought, where y is the distance from the loading source and k , the coefficient of attenuation. The term $y^{-1/2}$ accounts for geometric attenuation in a two-dimensional space (plate). The attenuation coefficient and the constant n_0 were obtained by plotting $n_{\max} y^{1/2}$ vs. y on a semi-log scale (Fig. 5). Thus, for the dilatational wave in Vermont marble, we obtain for the two constants in eq (8)

$$n_0 = 7.60 \text{ fringe} \times \text{cm}^{1/2} \quad (4.78 \text{ fringe} \times \text{in.}^{1/2})$$

$$k = 0.040 \text{ cm}^{-1} \quad (0.101 \text{ in.}^{-1})$$

The loss tangent of the material for a sinusoidal pulse of wavelength λ is related to the attenuation coefficient by

$$\tan \delta = \frac{k\lambda}{\pi} \quad (9)$$

For the dilatational wave in marble a value of 0.096 was computed for the loss tangent.

Figures 6 and 7 show moiré-fringe patterns in similar marble specimens loaded with an RP-1 detonator and two tetryl pellets through a 0.5-cm (3/16-in.) steel plate. The camera was operated at rates of 1,004,500 and 508,000 frames/s.

The moiré fringes obtained were interpreted and analyzed as loci of points having the same component of displacement normal to the ruling lines of the undistorted reference (master) array. The master array remains essentially undistorted during passage of the stress wave in the rock specimen, because the oil film separating it from the specimen transmits but negligible stresses. Displacement profiles as a function of distance from the source for the above two specimens with time (or frame number) as a parameter are shown in Fig. 8. No data were obtained at depths less than 2.5 cm (1 in.) because the fringes were obscured by the explosion. The attenuation and dispersion of the displacement pulse are evident. The pulse even shows sign reversal at later times (frames 20-24).

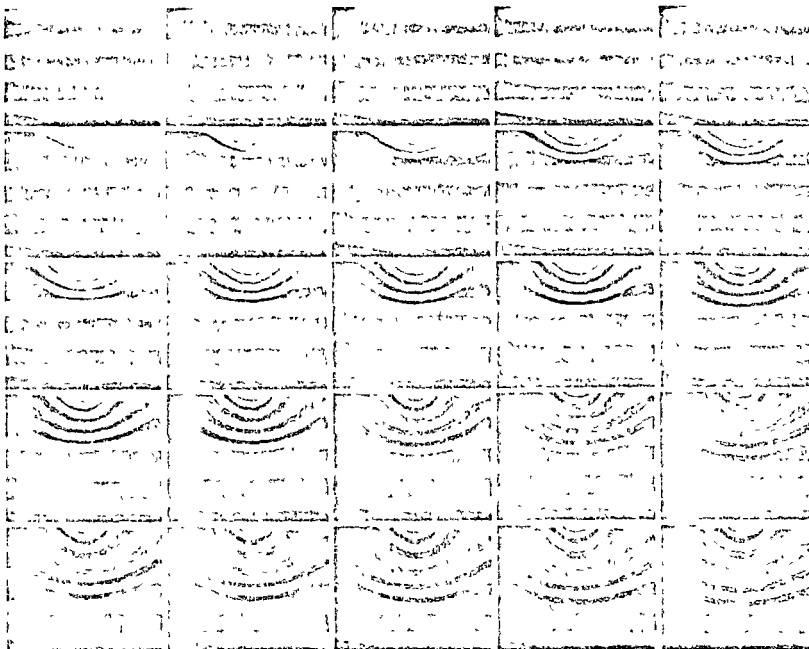
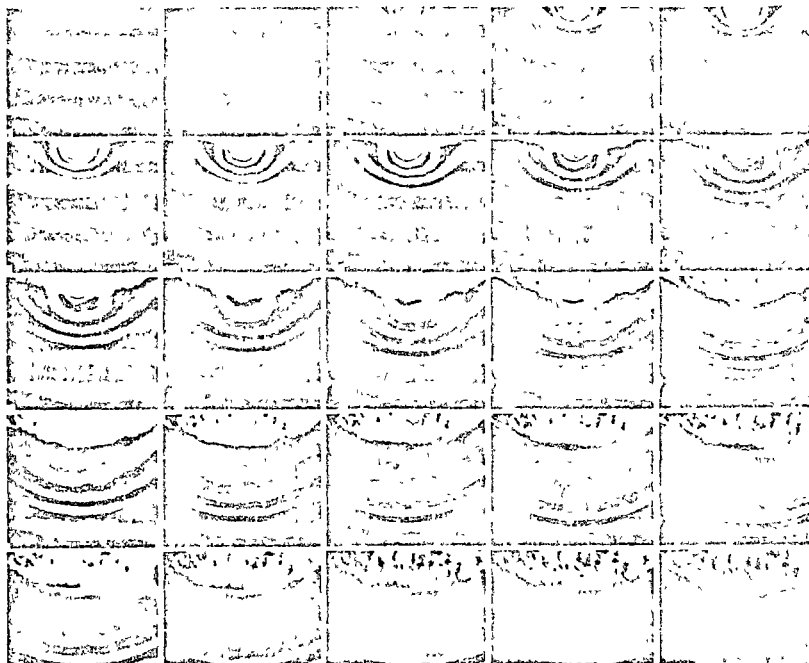


Fig. 6—Moiré-fringe patterns corresponding to vertical displacements in marble specimen loaded explosively on the edge. (Camera speed: 1,004,500 frames/s; ruling: 400 lines/cm, 1,000 lines/in.; specimen no. 41673-3)

Fig. 7—Moiré-fringe patterns corresponding to vertical displacements in marble specimen loaded explosively on the edge. (Camera speed: 508,000 frames/s; ruling: 400 lines/cm, 1,000 lines/in.; specimen no. 41673-3)



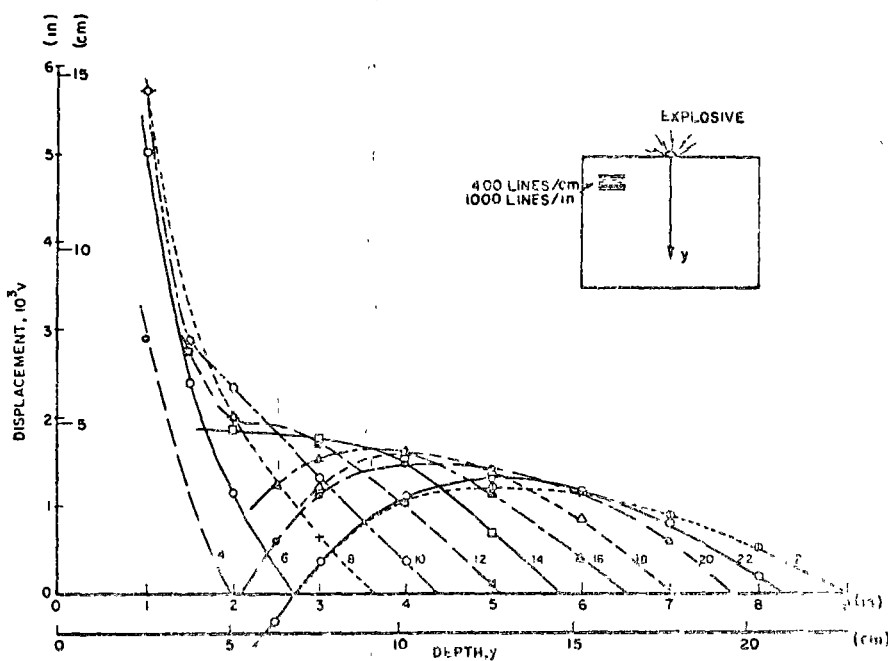
The vertical displacements above are sufficient for the complete determination of stresses along the vertical centerline for the case of a dilatational wave. The strains along the y axis are related to the displacements as follows:

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} \\ \epsilon_x &= \frac{v}{y} \end{aligned} \quad (10)$$

from which the stresses σ_x and σ_y can be determined.

The vertical strains determined from the displacements of Fig. 8 are plotted in Fig. 9 as a function of distance from the source with time as a parameter. It is seen that the strains at depths greater than 5.1 cm (2 in.) are low and correspond to an elastic precursor pulse. The maximum elastic compressive stress computed at the 5.1-cm (2-in.) depth is 75.6 MPa (10,960 psi) which is very close to the measured compressive strength of the material. Above this depth both strains increase sharply as they correspond to crushing of the material. The peak pressure could not be computed in this region, nor is it known

Fig. 8—Vertical displacement along y axis as a function of depth with time as a parameter (frame numbers marked; camera speed: 508,000 frames/s; marble specimen no. 41673-3)



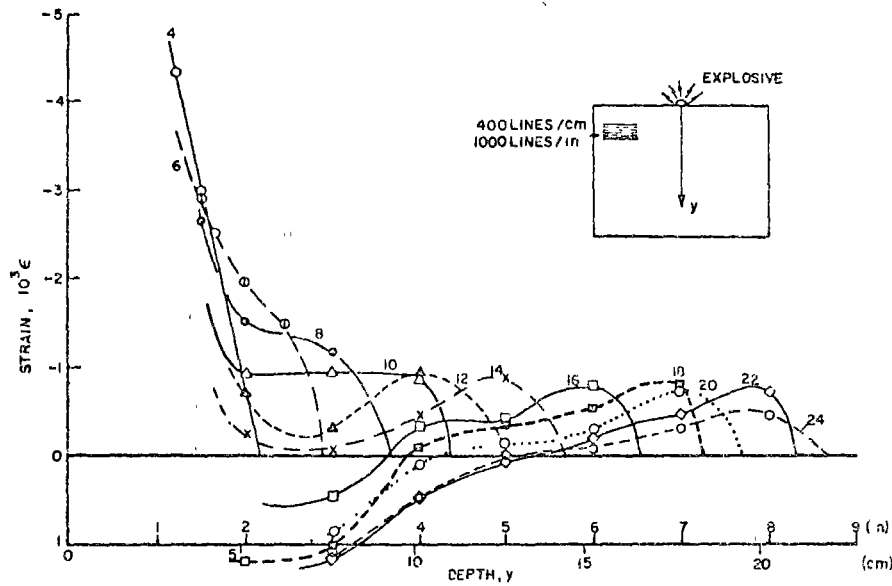


Fig. 9—Vertical strain as a function of depth with time as a parameter (frame numbers marked; camera speed 508,000 frames/s; marble specimen no. 41673-3)

whether the material undergoes a phase change. It is seen that the vertical strain becomes tensile at the trailing end of the pulse between frames 14 and 16. Since, for the most part of the phenomenon, the transverse strains are positive, it follows that tensile stresses are generated at the trailing end of the pulse. Given the low-tensile strength of rock, these tensile stresses are very likely to produce fracture.

Wave Propagation in Granite

Figure 10 shows isochromatic-fringe patterns in the photoelastic coating on a granite specimen loaded on the edge with a BM-2 detonator. The fringe patterns

are not as well defined as in the case of marble because of the pronounced inhomogeneity of granite. The material seems to consist of large grains of varying mechanical and thermal properties. Temperature changes from the temperature at which the coating was bonded induce nonuniform fringe patterns which are superimposed on the patterns induced by loading. The wave propagation of various fringe orders was measured and plotted vs. fringe order. The dilatational-wave-propagation velocity obtained by extrapolation to the zero-order fringe was $4,880 \text{ ms}^{-1}$ (192,000 in./s). As in the case of marble, appreciable attenuation is evident.

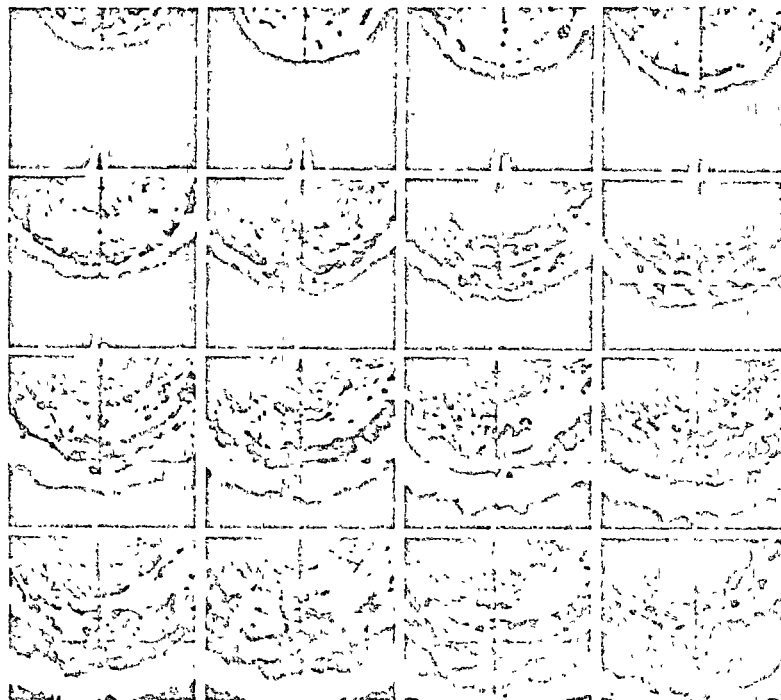
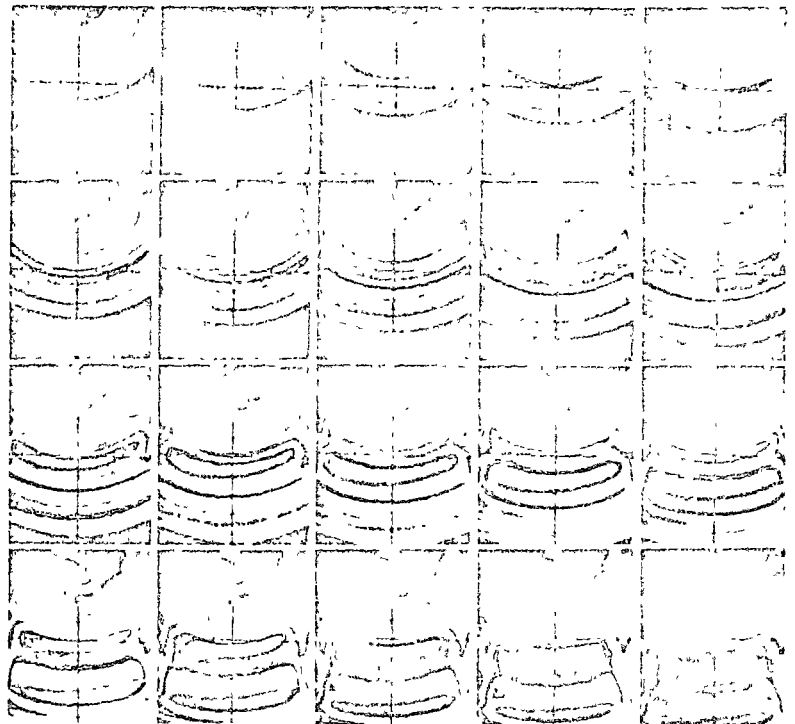


Fig 10—Isochromatic-fringe patterns in photoelastic coating on granite specimen loaded explosively on the edge. (Camera speed 500,000 frames/s; time range: 22-52 μs ; specimen no. 030173-2)

Fig. 11—Isochromatic-fringe patterns in photoelastic coating on marble specimen loaded explosively through a notch. (Camera speed: 500,000 frames/s; time range: 32-70 μ s; specimen no. 20173-3)



Fracture Propagation

As shown above, the initially compressive pulse changes sign and tensile stresses develop at the trailing end at later times. If the initial pulse is sufficiently intense, the geometric and material attenuation will not reduce these tensile stresses to a level below the tensile strength of the material. This phenomenon results in a fracture zone around the loading point clearly evident as the nearly semicircular region of dense fringes in Fig. 2. The propagation velocity of the boundary of this zone was measured for this marble specimen as 760 ms^{-1} (30,000 in./s), appreciably lower than the limiting crack-propagation velocity.

A similar marble specimen was loaded through a notch on the edge with a higher explosive load consisting of an RP-1 detonator and 2.23 gm of Detasheet. Figure 11 shows isochromatic-fringe patterns obtained for this specimen. The propagation of the fracture zone identified as the area of dense fringes was measured (Fig. 12). The propagation velocity of the boundary of this zone is not uniform, but a value of

$$v_{\text{fracture}} = 1,270 \text{ ms}^{-1} (50,000 \text{ in./s})$$

was measured near the central part of the curve. This velocity is equal to half the measured shear-wave velocity and, therefore, nearly equal to the terminal crack-propagation velocity.

Similar fracture zones were developed and observed in granite specimens. Additional marble and granite plates were loaded explosively through a steel wedge inserted in a notch on one edge to induce crack propagation. Figure 13 shows isochromatic-fringe patterns around a propagating crack in a marble specimen. The crack-propagation velocity measured was 965 ms^{-1} (38,000 in./s). A similar test with a granite specimen yielded the value of 915 ms^{-1} (36,000 in./s).

Both of these values are lower than the terminal crack-propagation velocities for the two materials.

Summary and Discussion

Photoelastic-coating, moiré and strain-gage techniques were used to study wave and fracture propagation in rock media, namely, Vermont marble and Cold Spring granite. Plate specimens were loaded explosively on one edge and isochromatic-fringe patterns on bonded photoelastic coatings and moiré-fringe patterns were recorded with a Beckman and Whitley camera operating at rates from 250,000 to 1,000,000 frames/s.

Wave-propagation velocities were measured. The measured shear-wave velocity was almost identical to the one computed from the measured dilatational wave velocity and Poisson's ratio of the material. The characteristics of the propagating pulse were studied. The primary leading part of the pulse is compressive and shows appreciable attenuation but not much noticeable dispersion. The attenuation observed was separated into its geometric and material components. The coefficient of material attenuation in marble was found to be $k = 0.040 \text{ cm}^{-1}$ (0.101 in.^{-1}) which corresponds to a loss tangent of $\tan \delta = 0.096$. Granite also exhibited appreciable attenuation.

Transient displacement and strain distributions were determined from the moiré-fringe patterns. It was shown that the trailing end of the propagating pulse becomes tensile, thus likely to induce widespread tensile fracture.

To study fracture propagation, marble and granite plates were loaded explosively through a notch on one edge. The crack-propagation velocities measured were relatively low, below the limiting theoretical values. In the case of one marble specimen loaded

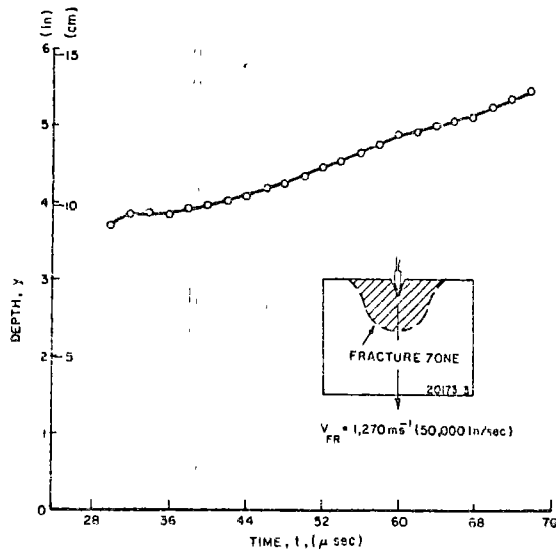


Fig. 12—Propagation of fracture-zone boundary in marble plate loaded explosively through a notch

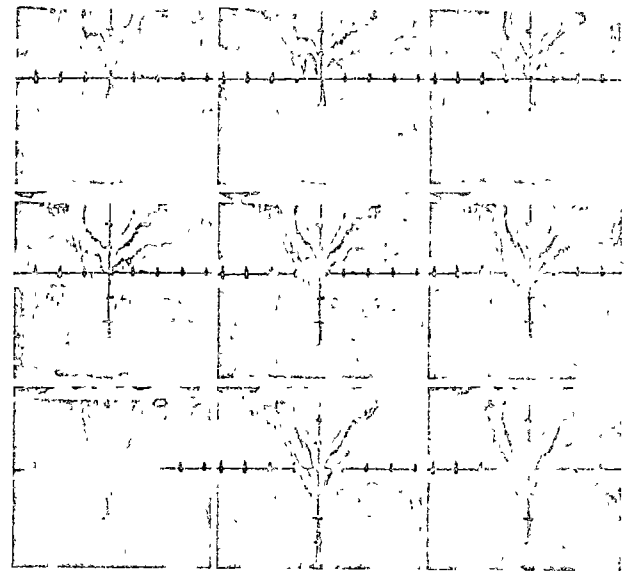


Fig. 13—Crack propagation in marble plate loaded explosively through metal wedge in notch. (Flames shown are at 4-μs intervals; specimen No. 31573-3)

with a heavy explosive inside the notch, the propagation velocity of the fracture zone was measured to be $1,270 \text{ ms}^{-1}$ ($50,000 \text{ in./s}$). It seems that terminal fracture velocities in rock can be achieved if the pulse is sufficiently intense. The high material and geometric attenuation tends to weaken the propagating pulse and reduce the fracture propagation.

In explosive excavation of rock, the primary input of the explosive is a compressive pulse traveling with the dilatational wave velocity. The rapid attenuation of this pulse, coupled with the high compressive strength of the rock, tends to limit compressive fracturing to the immediate vicinity of the explosive source. High-speed explosives tend to produce short compressive pulses followed by tensile trailing pulses, as described previously and result in tensile fracture.

Tensile rock fracture also results when the primary compressive pulse interacts with preexisting cavities or flaws in the rock mass and when it is reflected as a tensile pulse from a free surface. It is conceivable that the efficiency of explosive excavation could be enhanced by preinducing such cavities or flaws with prior smaller explosives properly spaced and timed.

Multiple explosives suitably timed and spaced can also be used to produce pulses interfering constructively in specified regions of the rock mass, thus producing the maximum fracture for a given total amount of explosive.

Acknowledgments

The work described in this paper was supported by the Advanced Research Projects Agency through the U.S. Bureau of Mines. The authors wish to thank Joseph L. Condon of the Twin Cities Mining Research Center for his encouragement and cooperation, and J. E. Daley, R. R. King, R. LaBedz and T. Niuro of IITRI for their assistance.

References

1. Rapid Excavation, National Academy of Sciences, Washing-

ton, D C, Publication 1690 (1968).

2. Daniel, I. M. and Rowland, R. E., "Studies of Wave and Fracture Propagation in Rock Media," III Research Institute Report No. D6069, Bureau of Mines-ARPA Contract No. H0220024 (June 1973).

3. Bieniawski, Z. T., "Fracture Dynamics of Rock," *Int. J. of Fract. Mech.*, 4 (4), 415-430 (December 1968).

4. Ricketts, T. E. and Goldsmith, W., "Dynamic Properties of Rocks and Composite Structural Materials," *Int. J. Rock Mech. Min. Science*, 7 (3), 315-335 (1970).

5. Griffith, A. A., "The Phenomena of Rupture and Flow in Solids," *Phil. Trans. of the Royal Society of London, Series A*, 221, 163-197 (1921).

6. McClintock, F. A. and Walsh, J. B., "Friction on Griffith Cracks in Rock Under Pressure," *Int. Cong. on Appl. Mech.*, Berkeley, CA (1962).

7. Hoek, E., "Rock Fracture Around Mine Excavations," *Proc. 4th Int. Conf. on Strata Control and Rock Mech.*, Henry Crown School of Mines, Columbia Univ., New York, NY (May 4-8, 1964).

8. Irwin, G. R., "Fracture," *Structure Mechanics*, ed. by Goodier and Hoff, Pergamon Press, 557-592 (1960).

9. Yoffe, E. H., "The Moving Griffith Crack," *Phil. Mag.*, 42, 739 (1951).

10. Roberts, D. K. and Wells, A. A., "The Velocity of Brittle Fracture," *Engineering*, 178, 820 (1954).

11. Baker, B. R., "Dynamic Stresses Created by a Moving Crack," *J. Appl. Mech.*, 29, 449 (1962).

12. Wells, A. A. and Post, D., "The Dynamic Stress Distribution Surrounding a Running Crack—A Photoelastic Analysis," *Proc. SESA*, 16, 69 (1958).

13. Schardin, H., *Fracture*, ed. by Averbach, et al., Wiley, New York, 297-330 (1959).

14. Hoek, E. and Bieniawski, Z. T., "Brittle Fracture Propagation in Rock Under Compression," *Int. J. Fract. Mech.*, 1 (3), 137-155 (Sept. 1965).

15. Bieniawski, Z. T., "The Phenomenon of Terminal Velocity in Rock," *Rock Mech. and Eng. Geol.* (1968).

16. Bieniawski, Z. T., "An Application of High-Speed Photography to the Determination of Fracture Velocity in Rock," *Proc. 5th Int. Cong. High-Speed Photography*, 410-443 (1966).

17. Prisson, A., "High-Speed Photography of Full-Model Rock Blasting," *Proc. 9th Int. Cong. on High-Speed Photography*, Denver (1970).

18. Field, J. and Ladgaard Pedersen, A., "The Importance of the Reflected Shock Wave in Rock Blasting," *Swedish Deton. Res. Foundation Report DL 1969 7*.

19. Rowlands, R. E., Daniel, I. M. and Pralharan, R., "Wave Motion in Anisotropic Media by Dynamic Photomechanics," *EXPERIMENTAL MECHANICS*, 14 (11), 433-439 (Nov. 1974).

20. Flynn, P. D., "Photoelastic Studies of Dynamic Stresses in High Modulus Materials," *Sec. of Motion Picture and Television Eng. Inc.*, Reprint No. 99-21, presented at 99th Tech. Conf. (May 1-6, 1966).



DIRECTORIO DE PROFESORES DEL
CURSO "MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA"
ENERO DE 1976

1. ING. RICHARD WAYNE ADKINS
Director de Ingeniería de
Gardner Denver Drilling,
Machinery Division.
576-48-19 y 587-44-99
2. ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU
Investigador en el
Instituto de Ingeniería
Ciudad Universitaria
548-65-00 ext. 449
3. ING. ARTURO BELLO MALDONADO
Gerente de
Geosistemas, S. A.
Ant. Taxqueña # 174
534-55-29
4. ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA
Jefe de Ingeniería de Ventas de
Compacto, División Maquinaria -
de Industria del Hierro, S. A.
Minería 145, Edificio "A", 3°P.
México 18, D. F.
515-82-67
5. ING. JUAN CARRION CHAGOYAN
Director de
Longyear de México, S. A. de C.V.
Guillermo Barroso # 18-F
Fracc. Industrial Las Armas
Tlalnepantla, Edo. de México
572-01-22
6. ING. RAUL CUELLAR BORJA
Jefe de la Ofna. de Mécanica de Rocas
Comisión Federal de Electricidad
Augusto Rodón # 265,
México 19, D. F.
563-37-00
7. ING. WALTER R. EASTMAN
Gerente Admtvo. de Mercadotecnia
Longyear Company
925 Delaware Street, S.E.
Minneapolis, Minnesota 55414
912-331-1331

8. DR. MARIANO FERNANDEZ BOLLO
Asesor Técnico en la
Cía. Geosimex, S. A.
Ant. Taxqueña 174
544-66-02
9. PROF. DONALD W. GENTRY
Associate Professor of
Mining Engineering
Colorado School of Mines
Golden, Colorado 80401
303-279-0300
10. ING. LOK HOME
Manager of Mining Equipment
for the Robbins Company
650 S. Orcas St. Seattle, Wash
767-71-50
11. ING. CARLOS MARTINEZ GARCIA
Gerente de Operaciones Mineras
Industrial Minera México, S.A.
Ave. Baja California # 200
Col. Roma, México 7, D.F.
564-70-66
12. ING. ALFREDO OLIVARES PONCE
Investigador T. C. en el
Instituto de Ingeniería y
Director Técnico en
Metronic, S. A.
Viaducto Miguel Alemán # 22
548-65-00 ext. 453
536-14-00 ext. 024
13. JUAN MANUEL OROZCO Y OROZCO
Jefe de la Ofna. Mécanica de Rocas
Secretaría de Obras Públicas
Xola y Av. Universidad
544-29-93
14. ING. DARRELL D. PORTER,
Technical Representative
Explosives Products Div.
E. I. du Pont de Nemours & Co.
Wilmington, Delaware
15. ING. LUIS VIEITEZ UTESA
Gerente Técnico de
Solum, S. A.
Minería 145,
Col. Escandón

16. ING. JOSE MANUEL ZAVALA MORENO
Geólogo de Excavaciones Subterráneas
Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén.
Comisión Federal de Electricidad
Chicoasén, Chis.
2-13-36

1

2

3

4