

1

**IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA
GEOLOGICA APLICADA A OBRAS
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

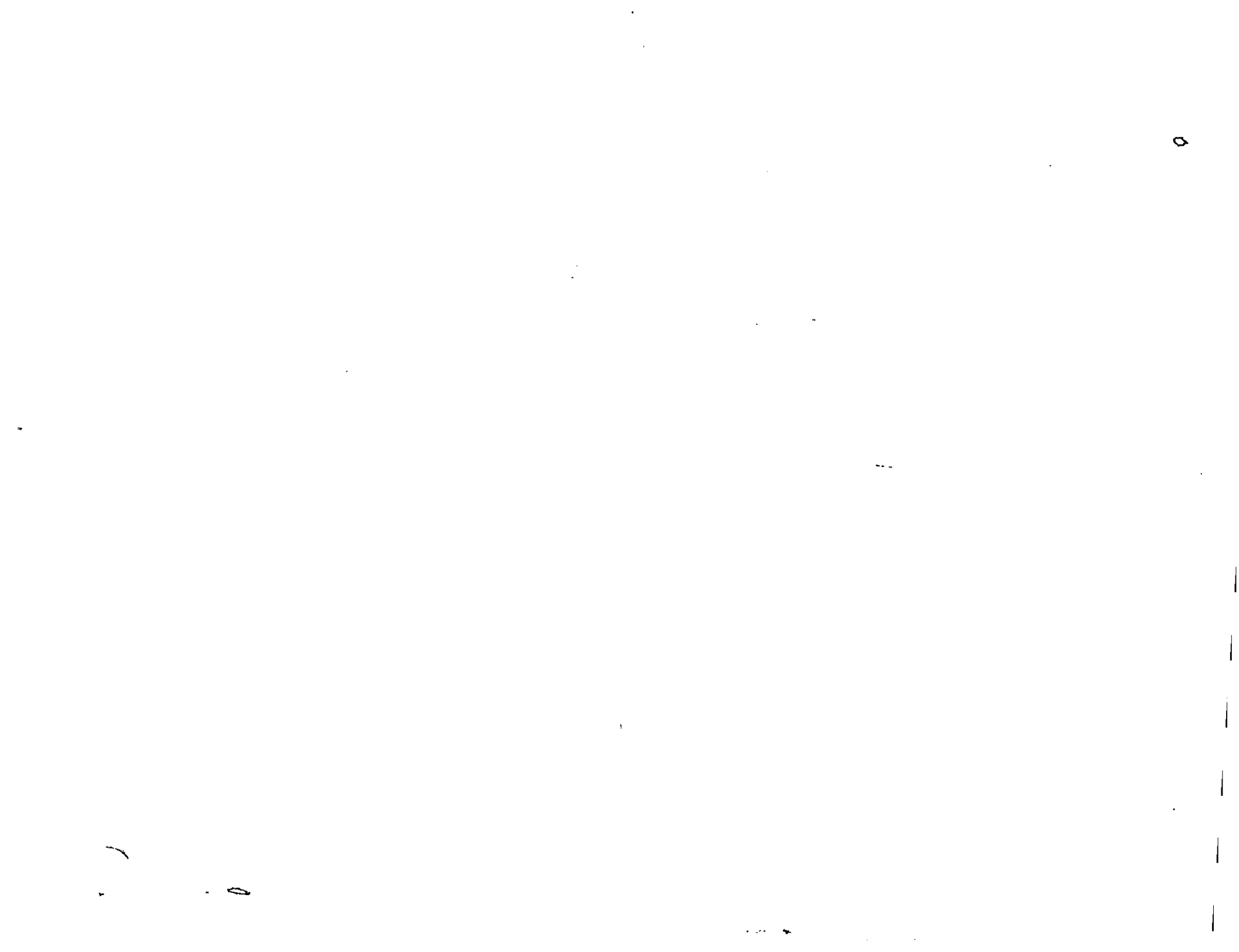
PROGRAMA

DIA	EXPOSITOR		TEMA	HORARIO
LUN 1	M.C. TOMAS LUGO-IBARRA	CNA	INTRODUCCION	9 - 10
LUN 1	ING. JOSE LUIS GARRIDO	CFE	EXPLORACION, MAPEO Y GEOMECANICA	10 - 14 16 - 19
MAR 2	M.C. TOMAS LUGO-IBARRA	CNA	GEOLOGIA ESTRUCTURAL	9 - 14 16 - 19
MIE 3	M.C. SERGIO HERRERA C.	CFE	INGENIERIA GEOLOGICA	9 - 14
MIE 3	ING. JAIME RUIZ REYES	ITESA	EXPLORACION GEOFISICA	16 - 19
JUE 4	ING. JUAN SANCHEZ PEREZ	CFE	GEOLOGIA AMBIENTAL Y ASPECTOS INGENIERILES	9 - 14
JUE 4	DR. JAIME RUEDA GAXIOLA	IPN	RIESGOS GEOLOGICOS	16 - 19
VIF 5	ING. CARLOS SANTANA P.	CNA	CONTAMINACION DE ACUIFEROS	9 - 11
VIE 5	ING. RAUL CARRANZA E.	CNA	GEOTECNIA Y MEDIO AMBIENTE	11 - 14
VIE 5	ING. RAUL CUELLAR M.	CNA	CORROSION Y AGRESIVIDAD EN SUELOS	16 - 18
VIE 5	EXPOSITORES		CONCLUSIONES	18 - 19

COORDINADOR: M.C. TOMAS LUGO-IBARRA

FECHA: 1-5 DE JUNIO DE 1992

LUGAR: DEC, UNAM, PALACIO DE MINERIA, MEXICO, D.F.



EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

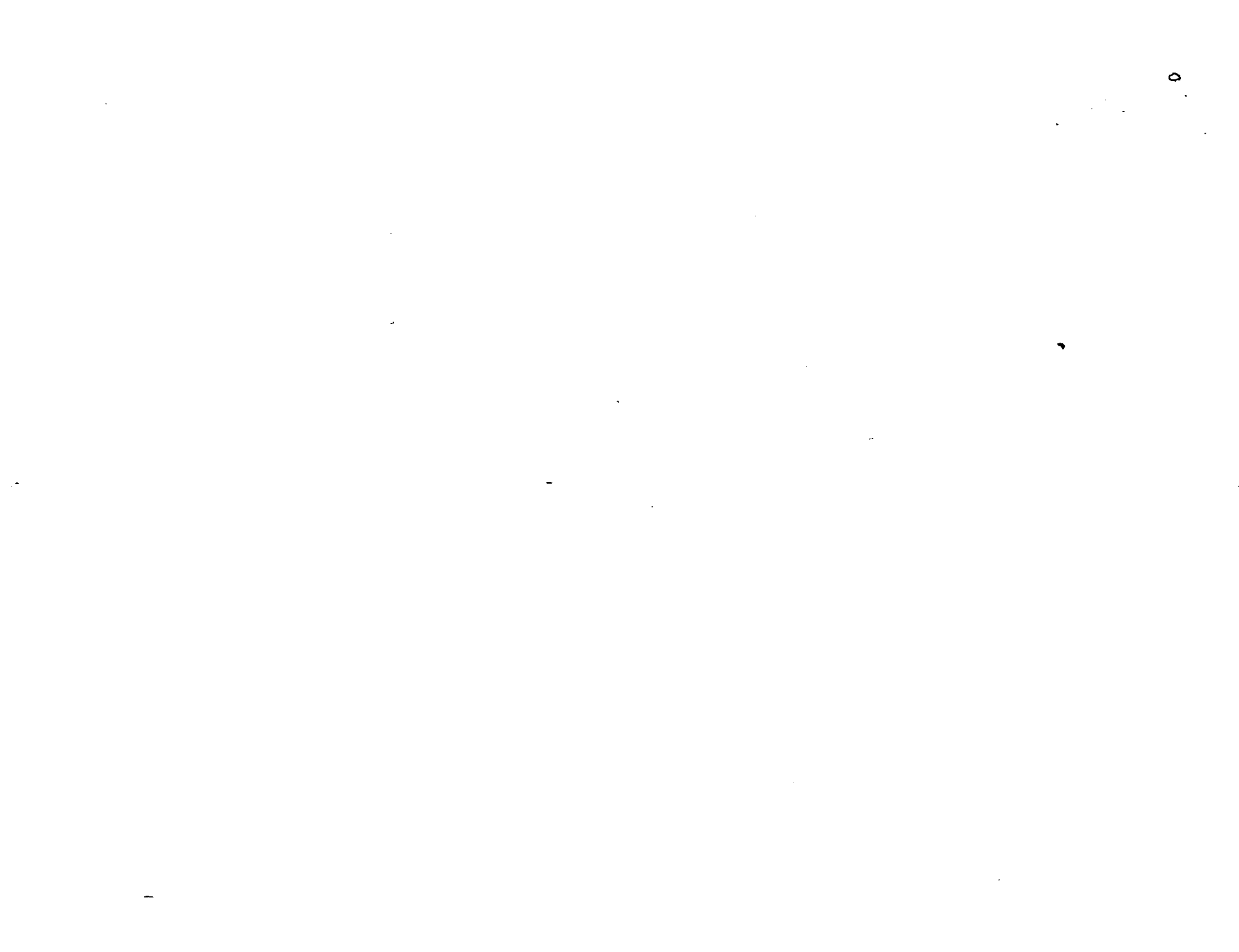
CURSO:

IV CURSO INTERNACIONAL DE
INGENIERIA GEOLOGICA APLI-
CADA A OBRAS SUPERFICIA-
LES Y SUBTERRANEAS.
MODULO 1: GEOLOGIA APLICA-
DA A OBRAS SUPERFICIALES
Y SUBTERRANEAS.

FECHA:

Del 1º. al 5 de junio de 1992.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA					
M. EN C. TOMAS LUGO IBARRA					
ING. JOSE LUIS GARRIDO					
M. EN C. SERGIO HERRERA C.					
ING. JAIME RUIZ REYES					
ING. JUAN SANCHEZ PEREZ					
DR. JAIME RUEDA GAXIOLA					
ING. CARLOS SANTANA P.					
ING. RAUL CARRANZA E.					
ING. RAUL CUELLAR M.					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					



EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
<i>Introducción</i>				
<i>Exploración, Mapeo y Geomecánica.</i>				
<i>Geología Estructural</i>				
<i>Ingeniería Geológica</i>				
<i>Exploración Geofísica</i>				
<i>Geología Ambiental y Aspectos Ingenieriles Riesgos Geológicos</i>				
<i>Contaminación de Acuíferos</i>				
<i>Geotecnia y Medio Ambiente</i>				
<i>Corrosión y Agresividad en suelos.</i>				
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10				

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.-	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.-	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.-	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.-	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO.	
5.-	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.-	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.-	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O -		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL,
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL
PARTICULAR

METRO

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas? SI NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

6.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

8.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES
DE 9 a 13 H. Y
DE 14 A 18 H.
(CON COMIDAD)

LUNES A
VIERNES DE
17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES
Y VIERNES DE
18 A 21 H.

MARTES Y JUEVES
DE 18. A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 A 14 H.

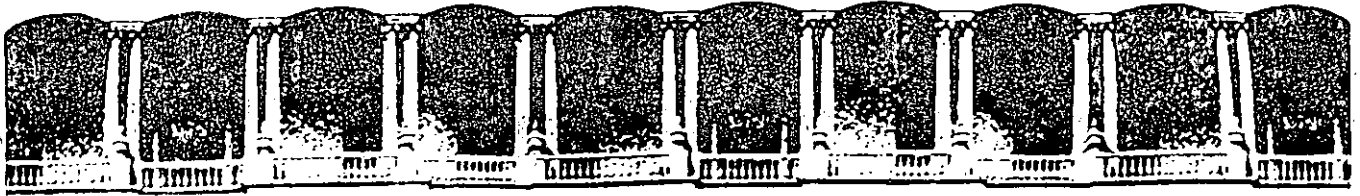
VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 A 13 H.
DE 14 A 18 H.

OTRO

9.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10.- Otras sugerencias:





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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

EXPLORACION, MAPEO Y GEOMECANICA

ING. JOSE LUIS GARRIDO URIBE

JUNIO - 1992

EXPLORACION, MAPEO Y GEOMECANICA

- Planeación de la Exploración
- Etapas de Estudio
- Métodos de Exploración
- Cartografía Geológica
- Discontinuidades, ISRM
- Geomecánica, NGI, CSIR

Lunes 1, 10-14 Hrs. y 16-19 Hrs.

Ing. José Luis Garrido Uribe

ENFOQUE DE LAS EXPLORACIONES GEOLOGICAS EN PRESAS

JOSE LUIS GARRIDO URIBE
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA, C.F.E.

RESUMEN

La exploración geológica es información básica en los estudios de diseño de presas. La experiencia demuestra que las cimentaciones de presas en roca presentan varias dificultades en las etapas de diseño y construcción, muchas de ellas relacionadas a las rocas del sitio; por lo tanto es responsabilidad del ingeniero geólogo caracterizar el modelo geológico del sitio y de determinar que rasgos geológicos pueden considerarse adversos al tipo de obra que se proyecte. La exploración geológica de un proyecto de presa como la de cualquier obra de ingeniería civil se programa en varios niveles de estudio, en los que se utilizan diversos métodos de exploración. La integración de los resultados geológicos y los de otras disciplinas que intervienen en el diseño de la presa permiten optimizar el arreglo de las obras civiles y prever los requerimientos de tratamiento del macizo rocoso.

1. INTRODUCCION

Es del conocimiento general que los estudios de exploración geológica se relacionan primeramente a la prospección minera y a la exploración del petróleo, posteriormente la geología fue requerida debido a la necesidad de construir grandes obras de ingeniería cimentadas en roca, como son las presas y los túneles. Durante la última década se han tenido avances significativos de la geología aplicada en la planeación regional y urbana, así como también en la localización de sitios para depósitos subterráneos de desechos radiactivos y de basura y en los países más desarrollados en la localización de sitios para depósitos de petróleo y refugio subterráneo.

En este trabajo se comenta la participación de la geología y el enfoque de las exploraciones geológicas en las grandes presas, la relación de la geología con las diferentes disciplinas que intervienen en el diseño de la presa, la planeación y la economía de la exploración, los métodos de exploración, los niveles de estudio, la relación de los resultados geológicos con las propiedades ingenieriles de las rocas y por último se hace referencia a la presentación de la información geológica.

2. LA INGENIERIA GEOLOGICA EN LAS PRESAS

En términos generales, los principales objetivos de las presas construidas en México son el almacenamiento de agua para fines de irrigación, consumo y generación hidroeléctrica. Los dos organismos federales responsables de la construcción de presas en México son la Comisión Nacional del Agua (antes SARH) y la Comisión Federal de Electricidad.

Los trabajos de exploración geológica aplicados a las obras de ingeniería civil no son nuevos, se remontan al año de 1804 en Inglaterra, en la Geología de presas al año de 1930 en los E.U.A. (Gartner, 1988) y en México, se estima que los primeros reportes de geología en la construcción de presas se desarrollaron en los años de 1957, en la construcción de las presas Colorines, Valle de Bravo, Ixtapantongo y otras del Sistema Hidroeléctrico Adolfo López Mateos, así como también en la presa de Santa Rosa en el río Grande de Santiago, Jal. (SRH, CFE, UNAM, 1976).

Desde entonces en la literatura se ha escrito sobre la difícil relación de comunicación entre las diferentes disciplinas que intervienen en el diseño de una presa, el ingeniero geólogo, el ingeniero constructor, el ingeniero de diseño y el geotecnista, relación que se ha dado en llamar crisis de identidad de las disciplinas (Gartner, op. cit.).

La información geológica se genera para ser transmitida al ingeniero civil y cuando éste la recibe siempre se cuestionará si es completa y cubre todos los puntos que requiere para efectuar su trabajo, si no es así, este hecho lo resalta y el geotecnista se protegerá en el diseño de la obra, utilizando invariablemente factores de seguridad mayores a los necesarios, lo cual implica incrementos en la economía de las obras (Herrera, C. S., 1987).

Estos problemas se complican si el ingeniero civil no tiene buenas bases de geología, por lo tanto, el como

un ingeniero geólogo recaba la información, la analiza y la transmite al ingeniero civil, es una parte fundamental del problema de interacción de las disciplinas.

Debe mencionarse que la ingeniería geológica más que la geología clásica debe llevar la pauta para lograr una mejor comunicación de las disciplinas en las obras de ingeniería civil.

3. OBJETIVO Y ECONOMIA DE LAS EXPLORACIONES.

El objetivo de las exploraciones geológicas es la caracterización geológica del sitio de emplazamiento de la obra de ingeniería civil, para lo cual el geólogo debe cartografiar detalladamente todas las estructuras geológicas presentes, predecir el probable comportamiento de los rasgos geológicos con la obra civil y conformar el modelo geológico del sitio.

Como se mencionó anteriormente, las exploraciones deben enfocarse a proveer de información al ingeniero civil para que realice un diseño adecuado y económico.

(Attwell and Farmer, 1976).

La planeación de los estudios, en la medida en que se logren optimizar los recursos asignados a la exploración, repercutirá en la seguridad de las obras y en las dificultades que se evitarán durante la construcción, como el defasamiento del programa de obra y cambios subsecuentes en el diseño.

La estadística de diversos estudios de exploración en varias partes del mundo muestran claramente que el costo de los estudios preliminares es sumamente pequeño en relación al costo total del proyecto de ingeniería civil, los porcentajes de los estudios en presas son del orden de 0.3 a 1.8 % del costo total (Legget and Karrow, 1983).

4. NIVELES DE ESTUDIO Y METODOS DE EXPLORACION

Los programas de estudios geológicos de un proyecto de presa, como los de cualquier obra de ingeniería civil, se dividen en una serie de niveles o etapas de estudio, con objeto de obtener los elementos técnicos de discusión para la toma de decisiones, cada una de las etapas se caracteriza por el objetivo del estudio y por los métodos de exploración que se utilicen. La práctica de aplicación varía de un país a otro pero una secuencia general comprende las etapas de evaluación, prefactibilidad, factibilidad, preconstrucción y operación. En la tabla anexa se muestran las actividades y objetivos de cada etapa que se llevan a cabo en el departamento de geología de CFE.

Los métodos de exploración se llevan a cabo de acuerdo a los fines que persigue el estudio, ya sea propiamente geológico o aplicado a cualquier obra de ingeniería civil.

El desarrollo de las exploraciones geológicas implica mapeos geológicos a diferentes escalas que son determinadas por la etapa de estudio del proyecto; estudios del subsuelo por medio de barrenos y socavones, geología superficial de detalle, pozos, trincheras y cortes; así como todas aquellas exploraciones que puedan requerirse en casos especiales, posteriormente se realizan pruebas de laboratorio y campo para determinar las propiedades ingenieriles de las rocas y suelos.

En la fase inicial, el estudio debe incluir un reconocimiento general del entorno geológico del sitio, a medida que se conforma el arreglo y diseño de la obra la geología debe tener un enfoque propiamente ingenieril.

Cuando se concluyen las etapas de estudio del sitio, la integración de los resultados permiten realizar la clasificación geomecánica del macizo rocoso.

La implantación de normas para llevar a cabo técnicas de exploración de un sitio deben depender siempre de

las condiciones geológicas y de la obra proyectada, por lo que no es apropiado la estandarización del uso de técnicas de un sitio a otro.

Debido a que, como se ha mencionado, el destino de la información de las exploraciones geológicas es presentarla a los ingenieros del proyecto, ésta debe incluir los datos requeridos para planeación, diseño y construcción. El interés del ingeniero de diseño en la información geológica, se centra en la influencia que puedan tener los factores geológicos sobre la seguridad, economía y diseño de la construcción. Por esta razón el reporte geológico debe enfocarse a estos aspectos (Beavis, 1985).

El reporte generalmente debe comenzar con una descripción del tipo de rocas, su distribución, edades y relaciones estratigráficas y un establecimiento conciso sobre las estructuras e intemperismo. Esta parte del informe debe ilustrarse por medio de mapas, secciones y diagramas estructurales. La segunda sección del reporte debe considerar los rasgos geológicos de relevancia para la obra y debe incluir detalles del comportamiento estructural del macizo rocoso, condiciones de intemperismo y características físicas de las discontinuidades geológicas, acompañado de comentarios de geología aplicada a las obras y mapas geotécnicos, los cuales obviamente se realizarán de acuerdo a la naturaleza del proyecto. La tercera sección debe presentar los resultados e interpretación de campo y pruebas de laboratorio, es decir, la integración de los resultados del estudio. La fuente de datos, como las gráficas de barrenos, estudios geofísicos y pruebas de laboratorio se recomienda incluirlos como anexos. Al final del reporte las conclusiones obtenidas y recomendaciones para estudios posteriores. La entrega de los reportes de exploración no representa el final de los trabajos de ingeniería geológica, al contrario, estas observaciones deben continuar a través del periodo de construcción y casi siempre el modelo geológico sufre cambios de acuerdo a la demanda de modificaciones al arreglo de diseño. De cualquier manera, se recomienda la realización de una memoria geológica detallada del sitio estudiado para futuras referencias.

Al término del proyecto debe realizarse un reporte, el cual asiente claramente los factores geológicos que influyeron significativamente en el modelo ingenieril del proyecto, incluyendo una comparación objetiva de las predicciones geológicas y las condiciones encontradas durante el desarrollo de los trabajos de excavación.

De esta manera, un caso histórico quedará documentado y será una contribución al conocimiento en la ingeniería geológica.

5. RELACION DE LA GEOLOGIA CON LOS PARAMETROS INGENIERILES DE LAS ROCAS.

Las dificultades comunes relacionadas a la geología en las cimentaciones de presas son los espesores de aluvión, grado y espesor del intemperismo de las laderas, formación de bloques potencialmente inestables por planos o intersección de discontinuidades geológicas, permeabilidad y problemas de carsticidad (Deere, U.D., 1981).

Cuando la presa se construye y por consecuencia se llena el embalse, el macizo rocoso se ve sometido a esfuerzos transmitidos por la la carga de la obra y también comunmente ocurren infiltraciones que dependiendo de la magnitud del flujo pueden ocasionar el efecto de subpresión en las inmediaciones de la obra.

Por esta razón, para conocer el comportamiento del macizo rocoso bajo estas condiciones, se evalúa mediante ensayos de laboratorio y de campo la resistencia, la deformabilidad, la permeabilidad y el estado de los esfuerzos de los macizos rocosos.

La insuficiente resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades geológicas o de la matriz rocosa (roca intacta), se asocia con problemas de deslizamiento o inestabilidad. Por lo cual, las características de las discontinuidades como son el tipo de relleno, alteración de los planos, rugosidad, separación de planos, etc., tienen una notable influencia en los valores de la resistencia al corte.

Las observaciones geológicas permiten caracterizar la geometría y clasificación de la zona potencialmente inestable.

En relación a la cimentación, en muchos casos los problemas que pueden suscitarse debidos a la roca, se resuelven en base al criterio y la experiencia, en lugar de realizar exploración del subsuelo (Goodman, R., 1980).

La roca por si sola es generalmente resistente y por lo tanto asegura una buena capacidad de carga para la

cimentación; sin embargo, si la roca no tiene una buena resistencia y está afectada por varios sistemas de fracturamiento, se pueden esperar deformaciones del terreno de cimentación, relativamente grandes (Goodman, R., op.cit.). Las rocas que comunmente presentan este problema son las calizas cársticas, las calizas porosas, tobas, pizarras arcillosas, anhidritas, etc., si la roca está muy intemperizada es importante señalar las condiciones del lecho de cimentación, por ejemplo: señalar cuando la superficie es irregular o no, determinar el espesor de la capa de alteración, así como la presencia y características del relleno de las zonas de falla.

La deformabilidad del macizo rocoso está en función del nivel de esfuerzos que se aplique, el tiempo de aplicación, características de las discontinuidades, y de la roca, grado de alteración; tamaño del área cargada en relación al espaciamiento de las discontinuidades, magnitud y dirección de los esfuerzos residuales (Rábago, M.A., 1985).

Los macizos rocosos están sometidos a los esfuerzos que ejercen por un lado la carga de roca que sobreyace en un determinado punto y por otro, debido a la actividad tectónica del terreno durante el tiempo geológico. Los esfuerzos generados por la actividad tectónica de la corteza terrestre son almacenados por las rocas y son liberados al retirar la roca lateralmente confinante, de tal manera que al realizar excavaciones ya sea superficiales o subterráneas ocurre una redistribución de esfuerzos y una tendencia de la roca a desplazarse hacia la excavación.

La distribución de esfuerzos también es influenciada debido a la presencia de estructuras geológicas importantes como son las fallas, contactos geológicos y en general por las características físicas de cada discontinuidad. El conocimiento detallado del modelo geológico del sitio permite realizar una mejor selección de sitios específicos para la instrumentación del macizo rocoso.

La evaluación de la permeabilidad del macizo rocoso permite prever las posibles fugas de agua a través de la cimentación de una presa y estimar los volúmenes de filtraciones probables hacia las excavaciones complementarias, tanto superficiales como subterráneas.

La permeabilidad puede ser de tipo primaria en relación al tipo de roca, porosidad, grado de alteración, o bien, de tipo secundaria, influenciada por los sistemas de fracturamiento del macizo rocoso; en este caso el conocimiento detallado de los sistemas de discontinuidad y de la roca misma, permiten recomendar las orientaciones preferenciales de los barrenos de tratamiento de la roca, ya sea en la realización de pantallas impermeables o bien, en los tratamientos de consolidación.

6. COMENTARIOS FINALES

La geología es una disciplina importante en los estudios básicos de diseño de cualquier obra de ingeniería civil cimentada en roca o suelo.

En el diseño de presas las exploraciones geológicas se llevan a cabo desde las etapas iniciales y continúan con un enfoque más ingenieril hasta la construcción y operación de las obras.

El enfoque con que se realice la exploración, se analice y se elabore la información geológica, es fundamental para la participación de la ingeniería geológica en obras de ingeniería civil.

Los sitios de cimentación de presas presentan condiciones geológicas particulares unos de otros, por lo tanto, la aplicación de los métodos de exploración debe realizarse en función del modelo geológico preliminar y de la obra proyectada.

El reconocimiento o caracterización de un sitio para emplazamiento de una obra de ingeniería civil es responsabilidad del ingeniero geólogo y podrá llevarlo a mejor término si tiene experiencia y está familiarizado con las técnicas de la mecánica de rocas (Deere, D.U., 1968).

Existe una clara dependencia de los valores numéricos de los parámetros ingenieriles de las rocas al modelo geológico del sitio (Peck, R.B., 1984).

Los problemas y accidentes en presas con relación a la geología han dejado experiencia a nivel mundial, en el sentido de realizar una participación conjunta de las diferentes especialidades en los estudios básicos de diseño de presas y no dejarse el diseño a la decisión de una sola persona, sin importar el grado de especialidad y reconocimiento que tenga (Legget and Karrow, 1983).

En el aspecto educativo (Cuéllar, 1985; Herrera, 1987), el ingeniero geólogo en su formación académica debe cursar materias básicas de ingeniería ligadas al campo de la geotécnica, las cuales se ofrecen en el plan de

estudios de la carrera de ingeniero civil, y por otro lado el ingeniero civil debe cursar materias comunes de la geotécnica, que se incluyen en el plan de estudios de la carrera de ingeniero geólogo.

RECONOCIMIENTOS

Es importante mencionar el apoyo decidido de la Gerencia de Ingeniería Civil a través de la Subgerencia y el Departamento de Geología de CFE, para la divulgación técnica de los trabajos geológicos.

7. BIBLIOGRAFIA

- Attewell, P.B. and Farmer, I.W., 1976. Principles of Engineering Geology, Chapman and Hall, London
- Beavis, F.C., 1985. Engineering Geology. Blackwell Scientific Publications. Melbourne, Aust.
- C.F.E., 1969. Experiencias en proyectos hidroeléctricos. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de de Cimentacione
1985. Comportamiento de presas construidas en México (1974-1984) vol. II, contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas, Lousanne, Suiza, 1985.
- Cuellar, B.R., 1985. Notas técnicas sobre uso de explosivos. Curso de Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción. Div. E. Cont., Fac. Ing., UNAM.
- Deere, U.D., 1981. Engineering Geology for Concrete Dam Foundations, pp 166-176, in recent developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects: Embankment dam instrumentation performance, Engineering geology aspects, rock mechanics studies. Fred h. Kulhawy, Editor. ASCI.
1968. In Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons.
- Dunnicliff, J. and Deere, U.D., 1984. Judgement in Geotechnical Engineering, The Professional Legacy of Ralph B. Peck. John Wiley and Sons.
- Gartner, J.F., 1988. The Future of Engineering Geology, Theme Lecture, at the 41st Canadian Conference, Waterloo, Ontario, Can.
- Goodman, E.R., 1980. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley and Sons.
- Herrera, C.S., 1987. Interacción Ingeniero Geólogo-Geotécnico en la construcción de obras civiles. II Reun. Nal. de Mec de Rocas. SMMR. México, D.F.

Legget, F.R., Karrow, F.P., 1983. Handbook of Geology in Civil Engineering. Mc Graw-Hill Book Company.

Rábago, M.A., 1985. Determinación en campo de las propiedades mecánicas del macizo rocoso. Curso de Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción. Div. Educ. Cont., Fac. Ing. UNAM.

SRH, CFE, UNAM., 1976. Comportamiento de presas construidas en México. Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México.

METODOS DE EXPLORACION GEOLOGICA

Los métodos de exploración geológica se llevan a cabo de acuerdo a los fines que persigue la investigación, ya sea propiamente geológica o aplicada a cualquier obra de ingeniería civil; es del conocimiento general que los trabajos geológicos comúnmente son relacionados a la prospección minera y petrolera, posteriormente la geología fue requerida debido a la necesidad de construir obras como presas y túneles en roca. En años recientes se han tenido avances significativos de la geología aplicada en planeación regional y urbana, en localización de sitios para depósitos de desechos: radioactivos, basura, petroleros y refugios subterráneos.

La aplicación de la geología en las obras de ingeniería civil está en el conocimiento integrado del macizo rocoso, este conocimiento involucra la clasificación geológica e ingenieril de las rocas.

En una fase inicial, este conocimiento debe incluir un reconocimiento del entorno geológico general del sitio, a medida que se conforma el arreglo y diseño de la obra, la geología debe tener un enfoque propiamente ingenieril. D.U. Deere, menciona a este respecto que en el reconocimiento de un sitio donde se emplace una obra de ingeniería civil "quien puede realizar este trabajo es un ingeniero geólogo con experiencia y esté familiarizado con los métodos modernos de reconocimiento de las rocas y con las exigencias de los técnicos de la Mecánica de Rocas".

La experiencia de catástrofes en grandes obras de ingeniería civil relacionadas con la geología del sitio, nos muestra la importancia que adquiere el conocimiento de las condiciones geológicas y propiedades ingenieriles de las rocas y suelos para la seguridad, diseño y construcción económica de las obras.

Las investigaciones geológicas comienzan en la etapa de planeación y continúan durante el desarrollo del proyecto hasta que la cimentación de la construcción se haya concluido.

El desarrollo de las investigaciones geológicas implica mapeos geológicos a diferentes escalas que son determinados por la etapa de estudio del proyecto; estudios del subsuelo por medio de barrenos, trincheras y cortes; exploración y pruebas de laboratorio y campo para determinar las propiedades ingenieriles de las rocas y suelos. Cuando se ha completado todas las fases de estudio del sitio, la integración de los resultados obtenidos permiten realizar la clasificación geomecánica del macizo rocoso.

La implantación de normas para técnicas de investigación de un sitio dependen siempre de las condiciones geológicas y la obra proyectada de ahí que sea poco apropiado la estandarización del uso de técnicas de un sitio a otro.

De Beavis (1985) se resumen algunas recomendaciones que deben comprender los estudios de investigación geológica:

MAPAS GEOLOGICOS

De escala, según la etapa y propósito del estudio. Debe contener información geomorfológica, distribución de tipos de roca, edades, relaciones estratigráficas, componentes estructurales. Propiedades físicas e ingenieriles. Condiciones de erosión y alteración y condiciones geohidrológicas.

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

Exploración directa e indirecta

La primera implica observaciones directas de las rocas y suelos, la segunda, la interpretación de las condiciones basadas sobre las medidas de ciertas propiedades físicas.

Los métodos directos incluyen perforaciones, lumbreras, trincheras y socavones. Los métodos indirectos utilizan técnicas geofísicas. Se recomienda ambas técnicas para las investigaciones detalladas de un sitio de proyecto.

PERFORACION Y MUESTREO

Perforación rotaria y de pulseta. Se utiliza comúnmente en la exploración de bancos de materiales, y estructuras cimentadas en suelos y rocas completamente alteradas. Da información sobre perforabilidad, velocidad de perforación, contactos suelo-roca.

PERFORACION CON RECUPERACION

Es la técnica mas frecuentemente utilizada para propósitos de investigación profunda del subsuelo, la muestra puede ser examinada para determinar el tipo de roca, condiciones de alteración, tipo, espaciamiento y condiciones de las fracturas, calidad de roca, evidencia de estructuras mayores como zonas de plegamiento, de falla y condiciones hidrogeológicas.

El reporte de la información del barreno requiere mucho cuidado y experiencia, debe reunir detalles de las técnicas de perforación y avances, pérdida o retorno del agua de perforación, nivel estático del agua en el barreno, recuperación R.Q.D., tipo de roca, condiciones del fracturamiento, resistencia estimada.

Un programa de barrenación para propósitos de ingeniería geológica - puede resultar altamente costoso, por lo que es muy importante que el programa sea cuidadosamente planeado para obtener el máximo de información con el mínimo costo.

INVESTIGACIONES GEOFISICAS

Los métodos geofísicos miden algunas propiedades específicas de la masa rocosa las cuales son interpretadas en términos geológicos.

Para las investigaciones geofísicas varios métodos se utilizan. Las técnicas de sísmica que miden la velocidad de propagación de las -

ondas en roca y las técnicas de resistividad eléctrica que miden la resistividad eléctrica de las rocas, son las técnicas mas usadas.

INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

Las investigaciones de campo en un sitio, son por si solas inadecuadas para propósitos de diseño, por lo cual es esencial que las pruebas de laboratorio de las muestras se lleven a cabo como una parte integral del estudio del sitio.

Las pruebas necesarias dependerán del proyecto que se esté estudiando.

En forma general, para suelos las pruebas son realizadas para determinar propiedades índices: densidad, compactación, consolidación y características de emplazamiento, resistencia y permeabilidad. Para rocas, pruebas de esfuerzo y deformación (elasticidad y creep), parámetros de resistencia (cortante), dureza y permeabilidad son básicas.

REPORTE DE LAS INVESTIGACIONES GEOLOGICAS

El propósito de las investigaciones geológicas es presentar la información obtenida a los ingenieros del proyecto, esta información incluye los datos requeridos para planeación, diseño y construcción. La presentación del informe debe ser de manera que, debido a los propósitos arriba señalados, difiera en esencia de un reporte geológico común o normal.

El interés del ingeniero del proyecto se basa en la influencia de los factores geológicos sobre la seguridad, economía y diseño de la construcción. Por esta razón el reporte geológico debe enfocarse a estos aspectos.

El reporte generalmente debe comenzar con una descripción del tipo de rocas, su distribución, edades y relaciones estratigráficas y un establecimiento conciso sobre las estructuras e intemperismo.

Esta sección se ilustrará por medio de mapas geológicos, secciones y diagramas estructurales.

La segunda sección del reporte considerará los factores geológicos de relevancia para el ingeniero. Estos obviamente variarán con la naturaleza del proyecto, pero casi invariablemente incluirán detalles de arreglo estructural e intemperismo, acompañado de comentarios de geología aplicada a las obras y mapas geotécnicos.

La tercera sección presentará los resultados e interpretación de campo y pruebas de laboratorio.

La fuente de datos, como las gráficas de barrenos, estudios geofísicos y pruebas de laboratorio se incluirán como anexo.

Al final del reporte un resumen de las conclusiones obtenidas y recomendaciones para investigaciones futuras.

La presentación de los reportes de investigación no constituyen el final de los trabajos de ingeniería geológica, al contrario, estas observaciones continuarán a través del período de construcción y casi siempre el modelo geológico sufrirá cambios de acuerdo a la demanda de modificaciones al arreglo de diseño. De cualquier manera, es recomendable la realización de una memoria geológica detallada del sitio estudiado para futuras referencias.

Al término del proyecto debe realizarse un reporte geológico el cual asiente claramente los factores geológicos que influyeron significativamente en el modelo ingenieril del proyecto, incluyendo una comparación objetiva de las predicciones geológicas y las condiciones encontradas durante el desarrollo de los trabajos de excavación.

De esta forma, un caso histórico será documentado y será una contribución al conocimiento en la ingeniería geológica.

INVESTIGACION DE UN SITIO

ATTWELL Y FARMER
PRINCIPLES OF ENGINEERING
GEOLOGY, 1976.

El propósito de la Ingeniería Geológica es proveer información sobre las propiedades mecánicas de una zona de roca o suelo, - que permita realizar un diseño adecuado y económico.

OBJETIVOS PRINCIPALES DE LA INVESTIGACION DE UN SITIO:

- a) Evaluar las características generales de un sitio propuesto para emplazamiento de una obra de ingeniería.
- b) Contribución a la preparación de un diseño adecuado y económico.
- c) Prevenir y proveer información contra problemas geotécnicos durante y después de la construcción, y
- d) Investigar cambios subsecuentes del terreno bajo la implantación de la obra o fallas durante la construcción.

ETAPAS O PROCESOS DE LA CARACTERIZACION DE UN SITIO

ETAPA 1. INVESTIGACION PRELIMINAR

Estudios de gabinete, geología, geomorfología y casos históricos relevantes que proporcionen experiencias aplicables al proyecto.

ETAPA 2. INVESTIGACION DE CAMPO

Perforación de barrenos y socavones. Pruebas en pozos y socavones. Levantamiento geológico de barrenos y socavones.

Selección de muestras de material sano y alterado para pruebas de laboratorio. Evaluación del régimen de aguas subterráneas.

ETAPA 3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Reevaluación de las pruebas de campo, de acuerdo a la información obtenida sobre las estructuras geológicas durante la exploración de campo.

ETAPA 4. INSTRUMENTACION

Monitoreo donde se halla requerido, en sitios de pruebas de pre-construcción, p. ej. pruebas en pilotes, y comportamiento de áreas críticas de la estructura y terreno adyacente (cimentación, consolidación) con objeto de estimar las correcciones de diseño para control de la construcción e incrementar la retroalimentación de la información.

D. U. Deere¹ and D. W. Deere²

The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice

REFERENCE: Deere, D. U. and Deere, D. W., "The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice," *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, ASTM STP 984, Louis Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 91-101.

ABSTRACT: The Rock Quality Designation (RQD) index was introduced 20 years ago at a time when rock quality information was usually available only from geologists' descriptions and the percent of core recovery. The RQD is a modified core recovery percentage in which unrecovered core, fragments and small pieces of rock, and altered rock are not counted so as to downgrade the quality designation of rock containing these features. Although originally developed for predicting tunneling conditions and support requirements, its application was extended to correlation with *in situ* rock mechanical properties and, in the 1970s, to forming a basic element of several classification systems. Its greatest value, however, remains as an exploratory tool where it serves as a red flag to identify low-RQD zones which deserve greater scrutiny and which may require additional borings or other exploratory work. Case history experience shows that the RQD red flag and subsequent investigations often have resulted in the deepening of foundation levels and the reorientation or complete relocation of proposed engineering structures, including dam foundations, tunnel portals, underground caverns, and power facilities.

KEY WORDS: rock mechanics, Rock Quality Designation index, modulus of deformation, jointed rock, tunnel supports, rock mass classification, core logging

The Rock Quality Designation (RQD) index has been used for over 20 years as an index of rock quality. It measures the percentage of "good" rock within a borehole. It was developed by the senior author, originally as a means of qualitatively describing whether a rock mass provided favorable tunneling conditions. It is now used as a standard parameter in drill core logging and forms a basic element of several rock mass classification systems [1,2]. Perhaps its greatest value is its simplicity, which allows for the delineation of zones of poor quality rock that could adversely affect engineering structures.

This paper presents the background for the development of the RQD, the recommended procedure for measuring RQD, and examples of its use in practice.

Background

In 1963 a paper was published by Deere [3] entitled "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes" in the first volume of *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* (Rock Mechanics and Engineering Geology). This would have been an excellent international forum for introducing the RQD concept but it was not included because it had not as yet been devised. It was in the following year that the senior author developed the RQD concept to assist in the siting and the

¹ Consultant, Gainesville, FL 32608, and Adjunct Professor of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL 32601.

² Principal, Rocky Mountain Consultants, Boulder, CO 80301.

design of tunnels and large caverns in granite at the Nevada Test Site. In 1965 it was extended to the design of highway tunnels in massive quartzite, gneiss, and schist in North Carolina.

Because of its success in these early applications to tunnels as actually designed and built, the RQD concept appeared worthy of a continuing research effort. It was at the University of Illinois that the RQD concept was first applied to a wider range of rock engineering problems.

In 1967 Deere and his colleagues at the University of Illinois [4] presented for the first time in published form the RQD concept of rock quality logging together with some correlations with velocity indices, fracture frequency, and *in situ* modulus values.³ The method of measuring RQD was given as well as a brief discussion of some of the difficulties involved in determining it.

The published work that introduced RQD to an international audience, and that no doubt was responsible for its rapid growth in use in many countries, was *Rock Mechanics in Engineering Practice* (1968) [5]. This contained chapters by Deere [6] and by Hendron [7] in which the RQD concept and applications were discussed.

Research continued at the University of Illinois on tunneling and the application of the RQD index under the sponsorship of the U.S. Air Force and the U.S. Department of Transportation. This research led to several publications in the late 1960s and early 1970s [8-12]. During the 1970s the RQD index began to be used as a basic parameter in several classification systems for rock masses (Bieniawski [1,13,14], Barton et al [2]).

Recommended Procedure for RQD Logging

In this section several of the procedures for the RQD logging of cores are reviewed. The procedures as given in the original references [4,6] are discussed together with some of the problems encountered and modifications proposed by others or by the authors.

The RQD is a modified core recovery percentage in which all the pieces of *sound* core over 100 mm (4 in.) long are summed and divided by the length of the *core run*. The correct procedure for measuring RQD is illustrated in Fig. 1. The RQD index is an index of rock quality in that problematic rock that is highly weathered, soft, fractured, sheared, and jointed is counted against the rock mass. Thus it is simply a measurement of the percentage of "good" rock recovered from an interval of a borehole.

Core Size

The RQD was originally developed for NX-size core (54.7 mm [2.16 in.] diameter). Deere [6] specified that a minimum NX-size core obtained with double-tube core barrels should be used. The authors' experience has shown that other core sizes and drilling techniques are also applicable to recording RQD measurements. Core sizes between BQ and PQ with core diameters of 36.5 mm (1.44 in.) and 85 mm (3.35 in.), respectively, are applicable for measuring RQD so long as proper drilling techniques are utilized that do not cause excess core breakage and/or poor recovery. The NX-size and NQ-size (47.5 mm [1.87 in.]) remain the optimal core size for measuring RQD and are the most common sizes used in rock exploration for geotechnical investigations.

Variable length requirements for RQD measurements have been proposed [15]. For example, instead of using the standard 100 mm (4 in.) requisite length, a length equal to double the core diameter was advocated (such as a 60 mm length when using 30 mm diameter AX core). The authors believe that a 100 mm (4 in.) requisite length should be used in all cases for the purposes of standardization and comparison. Moreover, with good drilling techniques the lengths of the

³ An incorrect reference inadvertently cited in this paper credited Deere with the introduction of RQD in his 1963 paper [3].

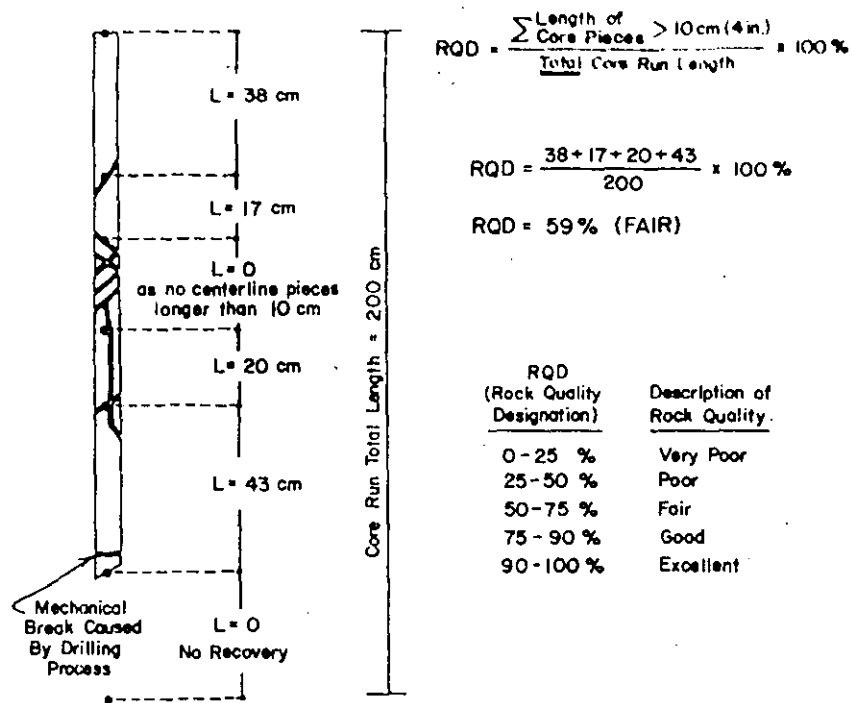


FIG. 1—Procedure for measurement and calculation of RQD.

core pieces will be the same regardless of core diameter, since the spacing of natural unbonded joints does not change.

Measurement of Core Lengths

There are various ways to measure the length of a core piece. The same piece of core could be measured along the centerline, from tip to tip, or along the fully circular barrel section. The recommended procedure is to measure the core length along the centerline (Fig. 1). This method is advocated by the International Society for Rock Mechanics (ISRM) Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests [16]. The reason that the centerline measurement is preferred is to avoid unduly penalizing the quality of the rock mass for cases where fractures parallel the borehole and are cut by a second set.

Core breaks caused by the drilling process should be fitted together and counted as one piece. Drilling breaks are usually evidenced by rough fresh surfaces. For schistose and laminated rocks, it is often difficult to discern natural breaks from drilling breaks. When in doubt about a break, it should be considered as natural, in order to be conservative in the calculation of RQD.

Some rocks, such as shales and claystones, often break up into small disks or chips with time. Rock core with initial RQD of 100% may break up into core with zero RQD. This is owing to one or more deleterious processes of slaking, desiccation, stress relief cracking, or swelling. Thus it is imperative that RQD be logged on site when the core is retrieved. The breakup of the core

over time, however, should be noted on the drilling log, since this is evidence of a rock property that may control design of a structure.

Assessment of Soundness

Pieces of core that are not "hard and sound" [6] should not be counted for the RQD even though they possess the requisite 100 mm (4 in.) length. The purpose of the soundness requirement is to downgrade the rock quality where the rock has been altered and weakened either by agents of surface weathering or by hydrothermal activity. Obviously, in many instances, a decision must be made as to whether or not the degree of chemical alteration is sufficient to reject the core piece.

One procedure, which the authors have used, is not to count a piece of core if there is any doubt about its meeting the soundness requirement (because of discolored or bleached grains, heavy staining, pitting, or weak grain boundaries). This procedure may unduly penalize the rock quality, but it errs on the side of conservatism. A second procedure that occasionally has been used by the authors in recent years is to include the altered rock within the RQD summed percentage but to indicate by means of an asterisk that the soundness requirement has not been met. The advantage of the method is that RQD* will provide some indication of the rock quality with respect to the degree of fracturing while also noting its lack of soundness.

Bieniawski [13] in his 1974 paper addressed the soundness requirement as follows:

... Since only hard, sound core is included in RQD determination, this means that rock core which is highly weathered receives zero RQD. For this purpose "highly weathered rock" means that weathering extends throughout the rock mass. The rock material is partly friable, has no lustre and all material except quartz is discolored or stained. Highly weathered rock can be excavated with a geologist's pick. ...

The assessment of the soundness requirement merits further consideration. There is no disagreement with Bieniawski's suggestion that "highly weathered rock" receives zero RQD. Using the weathering grades of the International Society for Rock Mechanics [16] (I-Fresh; II-Slightly Weathered; III-Moderately Weathered; IV-Highly Weathered; V-Completely Weathered; VI-Residual Soil), there is no doubt about Grade I-Fresh being included and Grade VI-Residual Soil being excluded from the RQD count. The remaining four categories all represent degrees of weathering where judgement decisions must be made.

Grade II-Slightly Weathered is described [16] as follows: "Discoloration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces. All the rock material may be discolored by weathering and may be somewhat weaker externally than in its fresh condition." Since the alteration is limited to discoloration, possibly with somewhat lowering of strength, it appears logical to accept this degree of "slightly weathered" Grade II in the RQD count. The Grade V-Completely Weathered state by its very name eliminates any core so described from the RQD count. Its description is [16]: "All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact."

The two remaining categories are III-Moderately Weathered and IV-Highly Weathered. The latter category is the one which Bieniawski [13] eliminated from the RQD count. The ISRM description is [16]: "More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discolored rock is present either as a discontinuous framework or as corestones." Little [17] in his description of residual tropical soils uses the same terminology, Highly Weathered, and states: "Rock so weakened by weathering that fairly large pieces can be crumbled in the hands. Sometimes recovered as core by careful rotary drilling. Stained by limonite." It is clear that Highly Weathered rock should not be included in the RQD count, since it has been weathered to the point that it can be crumbled in the hands.

The Grade III-Moderately Weathered category is described [16] as follows: "Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discolored rock is present either as a continuous framework or as corestones." Little [17] states for Moderately Weathered

rock: "Considerably weathered. Possessing some strength; large pieces (e.g. NX drill cores) cannot be broken by hand. Often limonite stained. Difficult to excavate without use of explosives." Because this category is close to the borderline, it is of interest to consider another description [18]: "Term-Moderately Weathered, Grade III, Abbreviation Mw . . . The rock is discolored; discontinuities may be open and surfaces will have greater discoloration with the alteration penetrating inwards; the intact rock is noticeably weaker, as determined in the field, than the fresh rock."

It is recommended that Grade III-Moderately Weathered rock be accepted in the RQD count but that it also be identified with an asterisk as being less than sound. However, it possesses sufficient strength, although moderately weathered, to resist hand breakage of core pieces.

In summary, Grades I (Fresh) and II (Slightly Weathered) are included in the RQD count, as is Grade III (Moderately Weathered) but with the asterisk qualifier. Grades IV (Highly Weathered), V (Completely Weathered), and VI (Residual Soil) are disregarded in the RQD count.

Length of Coring Run

The RQD index is sensitive to the length of the core run. For example, a 300-mm (11.8-in.)-long, highly fractured zone within a massive rock would result in RQD values of 90%, 80%, and 40%, for respective run lengths of 3 m (12.9 ft), 1.5 m (4.9 ft), and 0.5 m (1.6 ft). Thus, the shorter the run length, the greater the sensitivity of the RQD and the lower its value (becoming equal to zero for a 300 mm [11.8 in.] run encompassing the fractured zone).

The authors recommend that in general the calculation of the RQD be based on the actual drilling-run length used in the field, preferably no greater than 1.5 m (5 ft). Actual length and nature of zones of poor rock should be described in the drilling log and could be supplemented by calculation of RQD on variable "artificial run lengths" in order to highlight poor quality zones. Many times this discrimination occurs naturally in the drilling process; as zones of poor rock are encountered, the run lengths are shortened to prevent blockage of the coring bit and to enhance core recovery. The ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests [16] recommends RQD logging using variable "run lengths" to separate individual beds, structural domains, weakness zones, etc., so as to indicate any inherent variability and provide a more accurate picture of the location and width of zones with low RQD values.

RQD Use in Engineering Practice

Early Site Evaluation

Generally, some of the first data from a site study are the core recovery data and the RQD values recorded on the logs of the exploratory borings. The percent of core recovery, the RQD measurements, and the geologic descriptions of the cores are determined at the drilling site by the field engineering geologist within minutes of recovering the cores. This procedure is nearly standard practice for major projects in most countries.

The boring logs, with the above-described information clearly presented, in conjunction with geologic mapping provide early project information on distribution of rock types, degree and depth of rock weathering, and zones of rock weakness and close fracturing. The project design team, which includes the engineering geologist and rock mechanics specialist, may use this information for early estimates of the required depths of excavation for founding the structures and of any potential problems of bearing capacity, settlement, or sliding or of obtaining adequate rock from quarries for concrete aggregate, rockfill, or large rock pieces for riprap.

It is at this stage that RQD has been a particularly helpful tool in comparing one boring with another, one depth with another, and one part of a site with another. A study of the results may

lead to relocation of structures such as dams, shafts, and underground powerhouses into areas of better rock conditions. Or, it may lead to additional exploration for checking on suspected weak zones—either by more borings, by geophysical methods, or by trenches and exploratory shafts.

Appropriate design decisions at this early planning and preliminary design phase in locating the structures in the best rock area away from zones of deep weathering, shearings, or faulting may result in savings of millions of dollars in construction costs and project delays. The RQD values, as determined with depth and across the site, have been found by experience to be extremely helpful in making these design decisions. The authors consider this application of RQD to be its greatest use in engineering practice.

Red-Flag Effect of Low RQD

Whether in the early site investigation phases or in a later design phase, a low RQD value should be considered a "red flag" for further action. The reason for the low RQD value must be determined: poor drilling techniques, core breakage upon handling, stress-relief or air-slaking, thinly bedded or closely jointed zone, or zone of poor rock conditions with shearing, weathering, etc. It is the last condition that would be of most concern. If this condition were found to exist, additional borings or other types of exploration might be required to assess the orientation and characteristics of the weak zone and its potential effect on the engineering structure to be built.

One method of highlighting the "red-flag" zones that has been used by the authors is as follows. Both the total percentage of core recovery and of the RQD are plotted as a function of depth on the same graphical column of the boring log; this plot is easy to draft as the RQD value is always equal to or less than the core recovery. To highlight RQD values less than 50%, the areas that are included between the line representing the low RQD value and the 50% line are colored red (on the prints).

A zone of RQD of 45% would have only a narrow colored band (5%), while a zone of very poor rock represented by, say, 12% would have a wide colored band (38%). Thus the zone would be adequately "red flagged"; the worse the rock, the larger the red flag. By use of this simple technique a quick comparison can be made among boring logs in various parts of the site and, upon occasion, a weak structural feature can be followed from boring to boring.

The depth of weathering and its general decrease in severity with depth as indicated by the RQD may be depicted quite well with the red-flag concept. The depth of required foundation excavation often can be determined in a preliminary way with a quick study of the red-flag display.

RQD Index in Tunneling

As noted previously, the RQD concept was developed for tunneling, firstly as an aid in siting tunnels and shafts in the best ground conditions possible, and secondly as a guide in assessing tunneling conditions and selecting the initial supports. References 8 to 11, published in the 1969-1970 period, presented tables relating tunnel support and RQD based on the University of Illinois-sponsored research efforts. Cecil [19] published in 1970 his work on correlation of RQD with rock bolt-shotcrete support as used in Scandinavia.

Merritt [12] in 1972 made use of his recent experience and the works cited above to present an improved version based on 58 cases which included tunnel widths ranging from 2 m (6 ft) to 20 m (66 ft). He compared the support criteria as shown by his system as a function of tunnel width and RQD with those proposed by Peck et al [10] and Cecil [19]. Table 1 is based on Merritt's Fig. 3 [12] and has been selected for a 6-m (20-ft)-wide tunnel, a common tunnel size for pressure tunnels and a single-track rapid transit tunnel.

Merritt [12] points out problems associated with any attempt to precisely correlate rock quality with the tunnel support actually used:

TABLE 1—Comparison of RQD and support requirements for 6-m (20-ft)-wide tunnel (data interpolated from Merritt [12]).

	No Support or Local Bolts	Pattern Bolts	Steel Ribs
Peck et al. 1969 [10]	RQD 75-100	RQD 50-75 (1.5-1.8 m spacing) RQD 25-50 (0.9-1.5 m spacing)	RQD 50-75 (light ribs on 1.5-1.8 m spacing as alternative to bolts) RQD 25-50 (light-to-medium ribs on 0.9-1.5 m spacing as alternative to bolts) RQD 0-25 (medium-to-heavy circu- lar ribs on 0.6-0.9 m spacing)
Cecil, 1970 [19]	RQD 82-100	RQD 52-82 (alternatively 40-60 mm shotcrete)	RQD 0-52 (ribs or reinforced shot- crete)
Merritt, 1972 [12]	RQD 72-100	RQD 23-72 (1.2-1.8 m spacing)	RQD 0-23

... Unfortunately, the selection of tunnel support does not always depend upon the actual rock conditions. The method preferred by the contractor may be based on a favorable unit price for steel sets as opposed to bolts, or the lack of adequate equipment for the rapid placement of either sets or bolts. The preference for sets in the first place may be based on an overcautious safety program ... although no method for predicting tunnel support criteria is foolproof, the writer believes this system can be of great value for design and estimating support purposes. The RQD method of core analysis is simple, inexpensive, and reproducible and it has an advantage over joint frequency, for example, in that joints can only be counted in recovered core ... The RQD support criteria system has limitations in areas where the joints contain thin clay fillings ...

Use of RQD in Later Rock Classification Systems

Bieniawski [1] in 1973 and Barton et al [2] in 1974 made use of RQD and its correlations in the development of new classification systems. The new systems variously include effects of joint characteristics, compressive strength, *in situ* stress, water conditions, orientation of fractures, and others which are not specifically included in the RQD analysis. The inclusion of these additional parameters decreases the simplicity of the RQD analysis but increases the classification systems' discriminatory and correlative capabilities.

Additional comments concerning the new systems are not included herein, since companion papers by the founders of those systems are included in this volume. However, it should be noted that one or the other of these systems (and, occasionally, both) are increasingly being used in the design and construction monitoring of international projects worldwide.

Prediction of In Situ Modulus

A secondary outcome of the RQD research in the late 1960s at the University of Illinois was the correlation of the RQD (or velocity ratio) with the *in situ* modulus of deformation. Obviously, the greater the fracturing and alteration, the lower the RQD and the lower the modulus; correlations showed this to be true [4.7.8.20].

The senior author over the last decade has not used the RQD correlation extensively but has employed for preliminary estimates the unpublished correlation of seismic *P*-wave velocity and the *in situ* modulus, or the correlation with the shear wave frequency of Schneider as given by Bieniawski [21]. Bieniawski's correlation of the Geomechanics Rock Mass Rating (RMR) and the *in situ* modulus of deformation [21, Fig. 8] also gives an additional correlative tool. For critical cases, the authors prefer large-scale *in situ* testing where the loading direction in the test approximates that in the prototype structure so that the significant rock joints can be appropriately tested.

Case Histories Illustrating RQD Usage

Case History No. 1—Washington, D.C., Metro: General Rock Quality

A major use of RQD on the projects of the Washington Metropolitan Area Transit Authority (WMATA), extending over the past two decades and continuing today, is as an indicator of suitable rock conditions for siting the various structures as to location and depth below the surface (including single-track, double-track, and crossover tunnels; mined stations and equipment vaults; ventilation and access shafts; and open and braced cuts). The RQD is presented on the boring logs along with the core recovery and is also used in preparing geological sections for the report on subsurface investigations prepared by WMATA's General Soils Consultant (GSC). The planners and engineers of WMATA and of their General Engineering Consultant (GEC) use the rock quality data as an important input for selecting or modifying the tunnel grade, for selecting positions of stations and shafts, and for preparing preliminary cost estimates.

The detailed design of the various segments of the subway are done by a number of individual design firms, working under the general guidelines of the GEC. One of the duties of the Section Designer selected for a particular segment is to prepare a report entitled "Geotechnical Basis for Design and for Construction Specifications" for his segment. This document is based on the information in the reports of the General Soils Consultant and interprets the information for design and construction, including the data on RQD and rock quality. Both this interpretative geotechnical design and construction report prepared by the Section Designer and the subsurface investigation reports by the GSC become part of the contractual documents.

The GSC over the last two decades periodically has made minor changes and adaptations in his boring log format, geological sections, and legend nomenclature as new information has become available. Present terminology is illustrated by a 1986 report by the GSC, "Supplementary Subsurface Investigation" [22]. Excerpts from that report regarding terminology for weathered rock and RQD values are given herein:

- *DEC (Decomposed Rock)*—Generally soil-like, can be crumbled by slight hand pressure, but the rock texture and structure are often preserved.
- *HiW (Highly Weathered Rock)*—Generally rock-like, can be broken easily, but crumbles with difficulty by hand.
- *MdW (Moderately Weathered Rock)*—Fabric stained rusty brown, can be indented by steel nail, breaks only with difficulty.
- *SIW (Slightly Weathered Rock)*—Open discontinuities are weathered, and coated, but only slight weathering of rock mass, generally not indented by steel nail.
- *UnW Ex Jts*—Weathering limited to the surface of discontinuities, fabric fresh throughout; but most joints show rusty stain and/or soil filling material.
- *UnW Inc Jts*—Rock mass and discontinuities are unweathered, only occasional joints show rusty stain, practically no soil filling.

The same drawing (F-G-288) of Ref 22 which has the above definitions also contains a note explaining the procedure used in delineating the "transitional zone" between the residual soil and rock-like "weathered rock," an important and difficult zone for design and construction and one that has led to many construction problems on WMATA projects. Both core recovery and RQD are used:

... The natural materials overlying bedrock are derived from weathering and decomposition of the parent rock in-situ. On the geological sections the natural overburden materials above bedrock are divided into two categories:

Zone (D): Decomposed rock (residual soil)

Zone (D) to (WR): Transition, decomposed rock to weathered rock.

The upper residual zone is composed almost entirely of soil-like material. The lower "transition" zone is expected to contain both soil and rock-like materials in roughly equal proportions. The division between these two zones is generally taken in the borings at a standard sampler penetration resistance value of approximately 100 blows per foot. The "Approximate Top of Weathered Bedrock" constitutes the boundary between the transition zone and bedrock which exhibits essentially rock-like characteristics. This boundary generally is taken where rock core recoveries exceed approximately 50 percent and/or RQD values exceed approximately 10 percent. . . .

The boundaries of the residual soil, transition, and weathered bedrock are shown on the geological sections, as are zones of jointing within the rock mass in accordance with the following:

- WR - Weathered and Jointed Bedrock, RQD 10-50%.
- J - Jointed Bedrock (may have weathering along joints but little to no alteration of mineral fabric):
 - HJ, Highly Jointed, RQD less than 50%.
 - MJ, Moderately Jointed, RQD 50-75%.
- R - Relatively Sound to Sound, RQD greater than 75%.

In core logging the GSC engineers and geologists include all rock core, even if moderately to highly weathered, provided they meet the 100-mm (4-in.)-length criterion. Daugherty [23] presents a good description of Washington Metro's geology and its use together with RQD in the siting and design evaluations.

Case History No. 2—Washington, D.C., Metro: Shear Zone Problems

The effect of shear zones on the design and construction of the WMATA underground construction in rock has amply been illustrated by the occurrence of displacements of the arch and walls, of fallouts, of the necessity for placing additional supports, and of controversial delays and associated costs. Many of these problems and their association with shear zones (mostly parallel to the foliation) have been described in the tunneling literature [23-27].

Reference 22, reporting on the subsoil investigations for the double crossover, Section B010c, Glenmont Route, notes that the purpose of the additional borings "... was to delineate in greater detail the bottom of the weathered rock and the shear zones in the crossover area." It was noted in the summary and conclusions that three shear zones were delineated that will cross the future excavations and that will require special care in design and construction. The shear zones were associated with zones of "... poor recovery and low RQD."

Reference 25 describes the geology of several of the Metro projects and notes that the rock quality, as defined by the RQD of the cores, ranges from fair to good "... except in the shear zones where rock quality is poor to very poor." It notes the type of loosening and fallout of blocks bounded by foliation shear zones for tunnels crossing the zones at different angles. An

example is given where four supplemental core borings were drilled from the basement of an adjacent building into the future tunnel area. The core was logged for rock quality (RQD) and provisionally oriented by means of the foliation orientation (which was known from adjacent areas). Four major foliation shear zones were mapped from the borings, of which three could be correlated with exposures in a shaft and tunnel nearly 100 m (328 ft) distant. When the new tunnels were excavated, the shear zones were encountered within 0.3 m (1 ft) of the anticipated positions.

Cording and Mahar [26] in 1974 presented the most detailed account of the effect of jointing and shear zones on tunneling problems on the Metro using nine case histories. On the basis of their analyses of the problems they listed six determinations that should be made during the exploration for tunnels driven through foliated metamorphic rock. A portion of the third item will be excerpted as it makes a fitting closing statement for this paper on the use of the RQD in practice:

... 3. *Determine location of major low quality zones along alignment.* Low quality zones in the core boring can be determined by logging the degree of weathering and the RQD in the core. Such information should be interpreted to determine if the low quality zones are due to weathering, foliation shear zones or other shear zones, major transverse fault zones or fracture zones, pegmatites, slabbing of the rock along previously intact foliation planes, or breakage during drilling. . . . Evidence of slickensides, filling and fractured rock permitted designation of many of the low quality zones as foliation shear zones. . . . typically have RQD values less than 50% in the core. . . .

The use of RQD cannot be separated from keen geological observation and from a knowledge of the effect of weaknesses, such as foliation shear zones, on design and construction.

References

- [1] Bieniawski, Z. T., "Engineering Classification of Jointed Rock Masses," *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, Vol. 15, 1973, pp. 335-344.
- [2] Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support," *Rock Mechanics*, Vol. 6, 1974, pp. 189-236.
- [3] Deere, D. U., "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* (Rock Mechanics and Engineering Geology), Vol. 1, No. 1, 1963, pp. 16-22.
- [4] Deere, D. U., Hendron, A. J., Jr., Patton, F. D., and Cording, E. J., "Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock," in *Failure and Breakage of Rock*, C. Fairhurst, Ed., Society of Mining Engineers of AIME, New York, 1967, pp. 237-302.
- [5] Stagg, K. G., and Zienkiewicz, O. C., Eds., *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York, 1968, 442 pp.
- [6] Deere, D. U., "Geologic Considerations," Chapter 1 of *Rock Mechanics in Engineering Practice*, K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds., Wiley, New York, 1968, pp. 1-20.
- [7] Hendron, A. J., Jr., "Mechanical Properties of Rock," Chapter 2 of *Rock Mechanics in Engineering Practice*, K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds., Wiley, New York, 1968, pp. 21-53.
- [8] Deere, D. U., Coon, R. F., and Merritt, A. H., "Engineering Classification of In-Situ Rock," Technical Report AFWL-TR-67-144, Kirtland Air Force Base, N.M., 1969, 280 pp.
- [9] Deere, D. U., Peck, R. B., Monsees, J. E., and Schmidt, B., "Design of Tunnel Liners and Support Systems," UIUC Final Report for U.S. Department of Transportation (OHSGT) Contract 3-0152, NTIS, Springfield, Va., No. PB 183 799, 1969, 287 pp.
- [10] Peck, R. B., Deere, D. U., Monsees, J. E., Parker, H. W., and Schmidt, B., "Some Design Considerations in the Selection of Underground Support Systems," UIUC Final Report for U.S. Department of Transportation (OHSGT) (UMTA), NTIS, Springfield, Va., No. PB 190 443, 1969, 108 pp.
- [11] Deere, D. U., Peck, R. B., Parker, H. W., Monsees, J. E., and Schmidt, B., "Design of Tunnel Support Systems," *Highway Research Record*, No. 339, Highway Research Board, 1970, pp. 26-33.
- [12] Merritt, A. H., "Geologic Predictions for Underground Excavations," in *Proceedings, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Vol. 1, 1972, pp. 115-132.
- [13] Bieniawski, Z. T., "Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling," in *Proceedings, 3rd International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, Denver, National Academy of Sciences, Washington, D.C., Vol. 2A, 1974, pp. 27-32.

example is given where four supplemental core borings were drilled from the basement of an adjacent building into the future tunnel area. The core was logged for rock quality (RQD) and provisionally oriented by means of the foliation orientation (which was known from adjacent areas). Four major foliation shear zones were mapped from the borings, of which three could be correlated with exposures in a shaft and tunnel nearly 100 m (328 ft) distant. When the new tunnels were excavated, the shear zones were encountered within 0.3 m (1 ft) of the anticipated positions.

Cording and Mahar [26] in 1974 presented the most detailed account of the effect of jointing and shear zones on tunneling problems on the Metro using nine case histories. On the basis of their analyses of the problems they listed six determinations that should be made during the exploration for tunnels driven through foliated metamorphic rock. A portion of the third item will be excerpted as it makes a fitting closing statement for this paper on the use of the RQD in practice:

... 3. *Determine location of major low quality zones along alignment.* Low quality zones in the core boring can be determined by logging the degree of weathering and the RQD in the core. Such information should be interpreted to determine if the low quality zones are due to weathering, foliation shear zones or other shear zones, major transverse fault zones or fracture zones, pegmatites, slabbing of the rock along previously intact foliation planes, or breakage during drilling . . . Evidence of slickensides, filling and fractured rock permitted designation of many of the low quality zones as foliation shear zones . . . typically have RQD values less than 50% in the core . . .

The use of RQD cannot be separated from keen geological observation and from a knowledge of the effect of weaknesses, such as foliation shear zones, on design and construction.

References

- [1] Bieniawski, Z. T., "Engineering Classification of Jointed Rock Masses," *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, Vol. 15, 1973, pp. 335-344.
- [2] Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support," *Rock Mechanics*, Vol. 6, 1974, pp. 189-236.
- [3] Deere, D. U., "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie (Rock Mechanics and Engineering Geology)*, Vol. 1, No. 1, 1963, pp. 16-22.
- [4] Deere, D. U., Hendron, A. J., Jr., Patton, F. D., and Cording, E. J., "Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock," in *Failure and Breakage of Rock*, C. Fairhurst, Ed., Society of Mining Engineers of AIME, New York, 1967, pp. 237-302.
- [5] Stagg, K. G., and Zienkiewicz, O. C., Eds., *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York, 1968, 442 pp.
- [6] Deere, D. U., "Geologic Considerations," Chapter 1 of *Rock Mechanics in Engineering Practice*, K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds., Wiley, New York, 1968, pp. 1-20.
- [7] Hendron, A. J., Jr., "Mechanical Properties of Rock," Chapter 2 of *Rock Mechanics in Engineering Practice*, K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds., Wiley, New York, 1968, pp. 21-53.
- [8] Deere, D. U., Coon, R. F., and Merritt, A. H., "Engineering Classification of In-Situ Rock," Technical Report AFWL-TR-67-144, Kirtland Air Force Base, N.M., 1969, 280 pp.
- [9] Deere, D. U., Peck, R. B., Monsees, J. E., and Schmidt, B., "Design of Tunnel Liners and Support Systems," UIUC Final Report for U.S. Department of Transportation (OHSGT) Contract 3-0152, NTIS, Springfield, Va., No. PB 183 799, 1969, 287 pp.
- [10] Peck, R. B., Deere, D. U., Monsees, J. E., Parker, H. W., and Schmidt, B., "Some Design Considerations in the Selection of Underground Support Systems," UIUC Final Report for U.S. Department of Transportation (OHSGT) (UMTA), NTIS, Springfield, Va., No. PB 190 443, 1969, 108 pp.
- [11] Deere, D. U., Peck, R. B., Parker, H. W., Monsees, J. E., and Schmidt, B., "Design of Tunnel Support Systems," *Highway Research Record*, No. 339, Highway Research Board, 1970, pp. 26-33.
- [12] Merritt, A. H., "Geologic Predictions for Underground Excavations," in *Proceedings, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Vol. 1, 1972, pp. 115-132.
- [13] Bieniawski, Z. T., "Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling," in *Proceedings, 3rd International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, Denver, National Academy of Sciences, Washington, D.C., Vol. 2A, 1974, pp. 27-32.

- [14] Bieniawski, Z. T., "Rock Mass Classification in Rock Engineering," in *Proceedings, Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 1976, pp. 97-106.
- [15] Heuze, F. E., "Sources of Errors in Rock Mechanics Field Measurements and Related Solutions," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 8, 1971, pp. 297-310.
- [16] "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses," Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, International Society for Rock Mechanics, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 15, 1978, pp. 319-368. (Reprinted in *ISRM Suggested Methods: Rock Characterization, Testing and Monitoring*, E. T. Brown, Ed., Pergamon Press, Oxford, 1981, 211 pp.)
- [17] Little, A. L., "The Engineering Classification of Residual Tropical Soils," in *Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Mexico City, Vol. 1, 1969, pp. 1-10.
- [18] Fookes, P. G. and Horswill, P., "Discussion, Session A: Properties of Rocks; Foundations of Surface Structures," in *Proceedings, Conference on In Situ Investigations in Soils and Rocks*, The British Geotechnical Society, London, 1970, pp. 53-57.
- [19] Cecil, O. S., III, "Correlations of Rock Bolt—Shotcrete Support and Rock Quality Parameters in Scandinavian Tunnels," Ph.D. thesis, Urbana, University of Illinois, 1970, 414 pp.
- [20] Coon, R. F. and Merritt, A. H., "Predicting In Situ Modulus of Deformation Using Rock Quality Indexes," in *Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock*, ASTM STP 477, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1970, pp. 154-173.
- [21] Bieniawski, Z. T., "Determining Rock Mass Deformability; Experience from Case Histories," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 15, 1978, pp. 237-247.
- [22] Mueser Rutledge Consulting Engineers, "Supplementary Subsurface Investigation, Double Crossover, Section B010c, Glenmont Route," Report 3, Contract 3Z725X (Rept. No. 206 MRCE Series), Washington Metropolitan Area Transit Authority, NTIS, Springfield, Va., No. PB86-174-208/AS, 1986.
- [23] Daugherty, C. W., "Metrorail's Dual Chamber Rock Tunnel Station—Two Can Be Simpler Than One," in *Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Society of Mining Engineers of AIME, New York, Vol. 2, 1981, pp. 1186-1205.
- [24] Cording, E. J. and Deere, D. U., "Rock Tunnel Supports and Field Measurements," in *Proceedings, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Chicago, Society of Mining Engineers of AIME, New York, Vol. 1, 1972, pp. 601-622.
- [25] Mahar, J. W., Gau, F. L., and Cording, E. J., "Observations During Construction of Rock Tunnels for the Washington, D.C. Subway," in *Proceedings, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Chicago, Society of Mining Engineers of AIME, New York, Vol. 1, 1972, pp. 659-681.
- [26] Cording, E. J. and Mahar, J. W., "The Effect of Natural Geologic Discontinuities on Behavior of Rock in Tunnels," in *Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Society of Mining Engineers of AIME, New York, Vol. 1, 1974, pp. 107-138.
- [27] Bock, C. G., "Rosslyn Station, Virginia: Geology, Excavation and Support of a Large, Near Surface, Hard Rock Chamber," in *Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Society of Mining Engineers of AIME, Vol. 2, 1974, pp. 1373-1391.

Recent experiences with the Q-system of tunnel support design

NICK BARTON, PhD - Norwegian Geotechnical Institute, P.O. Box 40 - Laasén, Oslo 8 - Norway.

SUMMARY

The Q-system of rock mass classification and support design is based on a numerical assessment of the rock mass quality using six different parameters. The six parameters consist of the RQD, the number of joint sets, the roughness of the most unfavourable joint or discontinuity, the degree of alteration or filling of the most unfavourable joint or discontinuity, the degree of water inflow, and the stress condition. Another classification system, the Geomechanics Classification (Bieniawski, 1973, 1974) is also based on six parameters. Qualitative differences between the two methods are discussed.

The 200 case records that were analysed when developing the Q-system, included more than 30 cases of permanently unsupported openings. An analysis of the rock mass characteristics involved has shown that certain characteristics are essential if an excavation is to be left permanently unsupported. If the maximum unsupported span for a given Q-value is exceeded, the safe life of the excavation may be shortened. A preliminary attempt is made to correlate stand-up time, rock mass quality Q, and span width.

The Q-system has been applied on several projects in Scandinavia and abroad since its development in 1973/1974. An example of a recent application is given in detail. The preliminary estimates of permanent support for a 19 metres span underground power house were obtained from an analysis of corelogs. In a subsequent site visit the Q-system was applied *in-situ*. The final estimates of permanent support were found to compare well with the preliminary estimates. Core logs, seismic profiles and surface mapping were used as a basis for preliminary design of permanent support for the 9 metres span tailrace tunnel, again using the Q-system. This tunnel is presently under construction so comparison of predicted and actual support is not yet possible.

KEY WORDS

Rock mass, classification, tunnel, powerhouse, support, borecore, case record.

INTRODUCTION

The six parameters chosen to describe the rock mass quality Q are as follows:

RQD = rock quality designation (Doere, 1963)

J_n = joint set number

J_r = joint roughness number

J_a = joint alteration number

J_w = joint water reduction factor

SRF = stress reduction factor

These parameters are combined in pairs and are found to be crude measures of:

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

The overall quality Q is equal to the product of these three pairs:

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

Thus, the following rock mass would be most favourable for tunnel stability: high RQD-value, small number of joint sets, appreciable joint roughness, minimal joint alteration or filling, minimal water inflow, and favourable stress levels.

Individual ratings of the six parameters have been published previously, together with detailed support tables from which estimates of appropriate permanent support can be obtained. In view of the fact that no changes have been found necessary, the support tables are not repeated in this paper, and readers should consult two earlier publications for such details (Barton, Lien and Lunde 1974, 1975). However the classification ratings are given here (see Appendix) so that the following examples of support prediction and classification philosophy may be more easily followed. These classification ratings are also unchanged from the original.

COMPARISON WITH THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION SYSTEM

It is not the intention here to make a quantitative comparison between the Q-system and Bieniawski's (1974) Geomechanics Classification since this is done in the general review paper in this symposium. However, certain qualitative differences can be mentioned which serve as a useful basis for discussion.

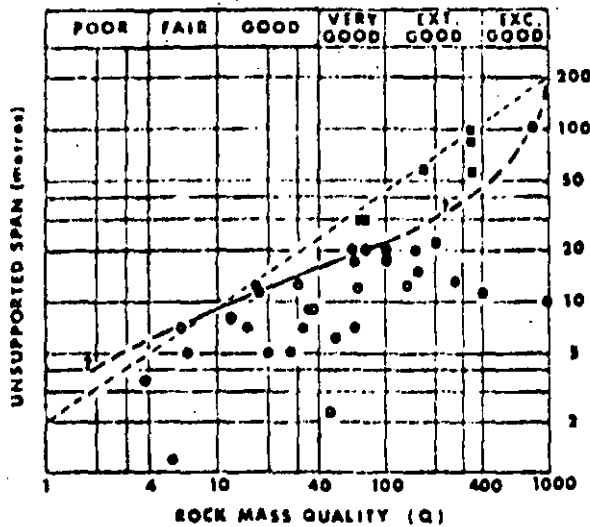


Fig. 1 Circles represent the man-made unsupported excavations reported in the literature. Squares represent some natural openings from Carlsbad, New Mexico. The curved envelope is an estimate of the maximum design span for permanently unsupported man-made openings.

For design purposes the evidence of the natural caverns is ignored. Suggested maximum design spans for different types of excavations are based on the curved envelope. Details are given by Barton (1976), and also in the last section of this paper.

STAND-UP TIMES FOR UNSUPPORTED EXCAVATIONS

The man-made openings which plot closest to the curved envelope in Fig. 1 were the following types of excavations; 7 m span major road tunnel (slow lane for lorries), 8 m span water collector tunnel for hydro scheme, 11.2 m span tailrace tunnel for hydro electric station, 12 m span waste water treatment plant, 12.5 m span head race tunnel for hydro scheme, 20 m span mine openings (two cases), 22 m span subway station, 100 m span mine opening.

In view of the type of excavations involved, and the fact that the mine openings in question have been perfectly stable for many years, it is certainly conservative to assume that the above excavations have a stand-up time in excess of 10 years. For practical purposes they can probably be regarded as permanent. Certainly the Carlsbad caverns must be considered as "permanent" unsupported openings. No appreciable rock fall has been observed in more than 50 years of public visits, and more than 1 million people pass through the caverns each year. Classification details and approximate dimensions of these caverns are given by Barton (1976).

The closeness with which an unsupported opening can be designed to the envelope of maximum design span will depend on the type of excavation, the degree of safety, and the stand-up time required. If the maximum design span is exceeded, or if some of the above conditional factors are not satisfied the stand-up time may be less than "permanent".

A group of excavations which are probably frequently designed with spans exceeding the maximum design envelope are temporary mine openings. As a group, they can be subdivided since the required stand-up times will depend on the time it takes to finish extracting ore in the vicinity of, or in the excavation in question. The stand-up time actually available with a given span will depend both on the shape of the roof, and on the rock mass quality Q , and it will also depend on the care with which blasting is carried out, although this effect should be automatically incorporated in the estimate of Q .

It has been assumed here that the excavations that plot closest to the curved envelope in Fig. 1 (the maximum design span) have stand-up times in excess of 10 years. In view of the type of excavations involved it is obviously expected that they will stand unsupported for at least a "life-time", in other words more than 50 years. This conservative range of 10 to 50 years to represent "permanency" is used to obtain Fig. 2, which is a preliminary attempt at correlating stand-up time, Q , and unsupported span.

The envelopes have been truncated at various time intervals as a concession to the approximate minimum construction periods of the various dimensions of excavation. The equivalent unsupported span at any one time can be considered as the length from the face to the supported zone, or as the span itself, whichever is the smaller. Except for the smallest spans there will be a significant stand-up period concurrent with the advance of the successive blasting rounds.

The actual inclination of the shaded zones drawn for various spans is unknown. In other words for a given span the relationship between stand-up time and rock mass quality is unknown. However, it seems quite likely that future case records will show that stand-up time reduces more abruptly and unexpectedly in the poorer qualities of rock. The shaded zones would then tend to bend down towards the vertical as suggested in Fig. 2.

The envelopes presented in Fig. 2 have been used by Bieniawski (general review paper, this symposium) to compare the Geomechanics Classification and the Q -system. The Geomechanics Classification was based initially on Lauffer (1958), which is now acknowledged to be excessively conservative. Despite later modification based on South African case records, Bieniawski's chart of stand-up time versus maximum span is still seen to be very conservative compared to the Q -system. In the best qualities of rock mass it is extremely conservative. This is clearly a reflection of the different tunneling practice in Scandinavia compared to South Africa. The greater confidence apparently exhibited in Scandinavian tunneling projects is clearly a function of the generally excellent rock, and the longer experience with excavations for civil engineering purposes.

The value of case records of tunnels that failed due to inadequate stand-up times cannot be overemphasized. The tunneling profession is constantly asked to assess the "factor-of-safety" of a given design. If we are honest we have to admit that our present state of knowledge is inadequate to allow us to come anywhere near the correct value. For this reason the detailed analysis of a failed length of tunnel; the stand-up

qualities were estimated from the relevant depths of each core. The following example shows the ratings estimated from the borehole that was most typical of the five holes. (The Appendix should be checked to obtain the appropriate verbal descriptions).

	Best	Medium	Poorest
RQD	100	90	70
J_n	3	4	9
J_r	2	2	1
J_d	1	2	4
J_w	1	1	0.66
SRF	1	1	2.5
Q	67	22	0.5

For the purpose of estimating the approximate overall support requirements, the average values obtained from the five lengths of borehole were used, equally weighted for each hole since there did not appear to be any hole with a particular advantage as regards location. The mean Q-values were 67, 20 and 1.2.

Geological engineering judgement was used to estimate the overall number of joint sets (J_n). The geological report contained descriptions of up to three joint sets on individual surface outcrops, though several additional joint orientations were plotted in polar diagrams. It appears that this may have been one source of error in the consultant's estimates of Q, in other words the value of J_n was overestimated. The unbroken nature of most of the core face it unlikely that there were four or five joint sets in any one location. Therefore three sets were chosen to represent the "poorest" quality, since this corresponded to what was found at the surface in strongly weathered outcrops. The extrapolation to two sets for the "medium" quality, and one set plus random for the "best" was considered realistic in view of the excellent core recovery (mostly 100%) and the high RQD (mostly 100%) at the appropriate depths. (This assumption that the jointing was markedly less persistent at depth proved to be essentially correct on the subsequent site visit).

The joint roughness number (J_r) was generally guessed to be 2 (smooth, undulating) in view of the foliated nature of the gneiss, while for the "poorest" quality it was assumed to be 1 (smooth, planar).

The joint alteration number (J_d) was assumed to be 1 (unaltered joint walls) for the "best" quality, and down to 4 (chlorite coatings) for the "poorest" quality, since occasional chlorite and ironite coated joints were recorded in the corelog.

The joint water reduction factor (J_w) was generally assumed to be 1 (dry excavations, or minor inflow) though for the "poorest" quality it was assumed to be 0.66 (medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings). Many of the Lugeon pumping tests showed "zero" permeability, exceptions generally corresponding to zones where the RQD values were lower than 80 or thereabouts.

Finally, the stress reduction factor (SRF) was assumed to be 1 (medium stress, σ_1/σ_3 between 10 and 200) for the "best" and "medium" qualities. The

5

assumed value of the maximum principal stress (σ_1) was 50 kg/cm², based on a depth of 150 m, a level topography and a geological history that suggests that high horizontal stresses would be absent. The assumed value of σ_3 was 800 kg/cm² for the biotite gneiss. This value was actually measured, but an informed guess would probably have been in this region anyway. (According to Table 6b of the Appendix, mild rock burst problems would not be encountered unless the ratio σ_1/σ_3 dropped to between 5 and 2.5). The value of SRF assumed to best represent the "poorest" zones was 2.5 (see Table 6a, description C, Appendix).

The three mean values of Q (67, 20 and 1.2) were used to obtain estimates of permanent roof and wall support for the 19 m span, 31 m high power house using the support tables given by Barton et al. (1974, 1975).

	roof arch	walls
"Best" (Q=67)	untensioned, grouted bolts, 5m long, c/c 2.0m	spot bolts
"Medium" (Q=20)	tensioned, grouted bolts, 5m long, c/c 1.7m	spot bolts
"Poorest" (Q=1.2)	tensioned, grouted bolts, 5m long, c/c 1.0m + shotcrete, mesh reinforced, 15cm thick	tensioned, grouted bolts, 7m long, c/c 1.4m + shotcrete, mesh reinforced, 12cm thick

The above estimates of support were apparently in line with those considered appropriate by the contractor.

Note: It is general practice to use alternative bolt lengths in caverns of this size (B=). For example, 4 m and 6 m long bolts could be used in the roof arch on an intermeshed pattern, while 4 m and 8 m long bolts could be used in the walls. It is also general practice - though possibly of questionable value - to use long tensioned anchors when the rock mass quality is as low as the poorest value (Q=1.2). However, since these zones were likely to be relatively narrow, with quite massive rock surrounding them, there did not seem to be any necessity for anchors. Careful orientation ("stitching") of the bolts across the weakness zones was recommended.

2. Estimating support requirements from in situ classification.

The site in question was visited approximately one month after the above estimates were made. Nine locations were selected in and around the power station. The roof arch was shotcreted at this stage though some 3 to 6 metres of the walls were excavated and parts were not shotcreted. Both end walls were bare. Other unsupported locations were selected in the immediate vicinity of the power house in an attempt to predict conditions likely to be encountered when the cavern height was increased to the maximum 31 metres.

The six classification parameters were estimated at each location. In the case of the end wall of the power house three separate assessments were made, one for the localised silty-clay bearing fracture

appropriate depths, which in this case ranged from about 150-160m at the upstream (powerhouse) end, down to only 10-20m close to the downstream portal. Estimates of "best", "poorer zones", and "worst" qualities were made from examination of each corelog. The nearest 1m both above and below the planned 8.3m span tunnel were considered. The classification took into account the expected looser and more weathered state of the rock mass where the depth of cover was less than 30-40m, as was the case near the portal.

The average Q values for the 15 holes were as follows

BEST Q=42
 POORER ZONES Q=12
 WORST Q=1.1

The variation from borehole to borehole was quite marked, as can be seen from the following maximum and minimum values :

BEST max. Q=100
 min. Q= 19
 POORER ZONES max. Q= 50
 min. Q=4.1
 WORST max. Q=19
 min. Q=0.03

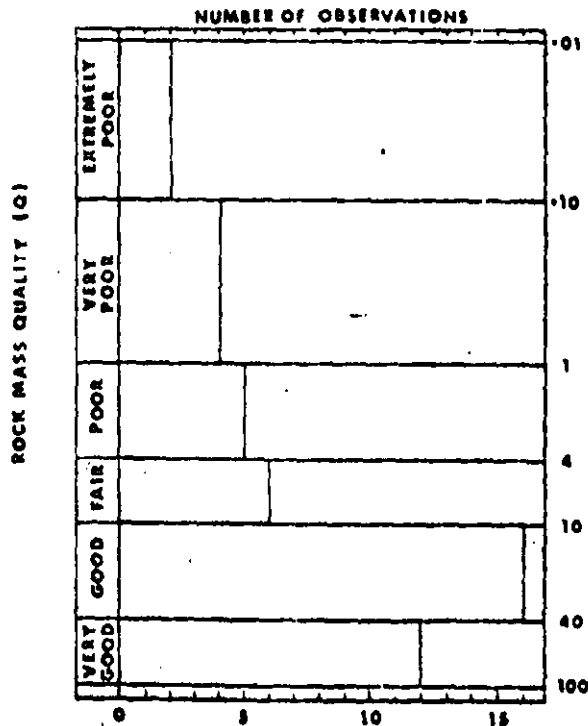


Fig. 3 The distribution of Q values from analysis of the corelog for 15m long hollow tunnel.

In view of the scatter the results were plotted as a histogram, as shown in Figure 3. The two minimum quality WORST zones had Q values of 0.07 and 0.03, and these were assumed to represent the quality of weakness zones at tunnel depth. Between 20 and 25 weakness zones were suspected from surface mapping and/or low seismic velocities.

The various estimates of permanent support are given below, based on a tunnel span and height of 8.2m and an ESR value equal to 1.3 appropriate to the relative importance of a tailrace tunnel. (ESR represents the degree of conservatism, in terms of its relative safety requirement. The use of ESR values is described fully by Barton et al. 1974, 1975, and is summarised in the last section of this paper.)

BEST Q=42 Roof : none
 Wall : none
 POORER ZONES Q=12 Roof : B 1.5m c/c
 Wall : none
 WORST Q=1.1 Roof : B 1.0m c/c + S(mr) 5cm
 Wall : B 1.0m c/c + S 3cm,
 (or : S(mr) 5cm alone,
 depends on block size)
 FAULTS or WEAKNESS ZONES Q=0.05 Roof : S(mr) 20-25cm
 Wall : S(mr) 20-25cm
 (include invert)

KEY : B = systematic bolting with given c/c spacing
 S(mr) = mesh reinforced shotcrete
 sb = spot bolts

(Note : There was no evidence of swelling clays, therefore the Q values and recommended support are not exceptional.)

Rock mass classification in an existing unsupported tunnel clearly gives a much more reliable estimate of support than the above extrapolation of surface mapping and borehole data. Experience with the Q-system in many kilometers of tunnels shows it to be a very rapid method both of mapping essential parameters and of estimating support requirements on site. The input data is listed on a simple form for each length of tunnel considered to require different support from the adjacent length.

If the engineering geologist prefers to consult the support tables (Barton et al. 1974, 1975) in the luxury of a site office, then a short verbal description of the different zones needing support is helpful. Alternatively, the number and letter coding appropriate to each of the six parameters can be recorded. From the appendix it will be seen that a rockmass with the following characteristics is extremely favourable for tunnel stability :

1.E/2.A, 3.A/4.A, 5.A/6.K

CRITICAL Q CONCEPT IN TUNNEL MAPPING

In this last section another problem of extrapolation is considered. The problem is one of extrapolating

CONCLUSIONS

Tunnel mapping and support prediction have been performed at a rate of up to several kilometers per day using the Q system. While it is extremely unwise to rush this important task, it does illustrate that the method is certainly not "too complicated to be generally acceptable in practice", as has been claimed recently by Pells (1975). The method is in fact embarrassingly simple, once the user becomes experienced.

The Q system is essentially a *qualifying* process, in which the positive and negative aspects of a rockmass are assessed. A store of experience (case records), which is itself based on earlier experience, is searched to try to find the most appropriate support measures for the given excavations and rock mass conditions. The whole procedure is probably not dissimilar to the mental process occurring when a very experienced tunneling consultant is asked for his support recommendations. While the assessment of most of the parameters is admittedly subjective, the process of support selection is organized and reasonably consistent.

ACKNOWLEDGEMENTS

The detailed descriptions of rock conditions in some Scandinavian tunneling projects given by Cecil (1970) provided an invaluable store of data for stage by stage improvement of the classification system during its development in 1973. The interest and practical advice given by Reidar Lien and Johnny Lunde of NGI is sincerely acknowledged.

REFERENCES

- Barton, N. (1976)
Unsupported underground openings. *Rock Mechanics Discussion Meeting*, BeFo, Stockholm, February 1976.
- ✓ Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974)
Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Springer Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.
- ✓ Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1975)
Estimation of support requirements for underground excavations. *Design Methods in Rock Mechanics*, Proc. 16th. Symp. on Rock Mech., Univ. of Minnesota.
- Bieniawski, Z.T. (1973)
Engineering classification of jointed rock masses. *The Civil Engineer in South Africa*, Dec. 1973, pp. 335-343.
- Bieniawski, Z.T. (1974)
Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Advances in Rock Mechanics*, Proc. of 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech., Denver, 1974, Vol. II.A, pp. 27-32.
- Cecil, O.S. (1970)
Correlations of rock bolt - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. *Ph. D. Thesis*, Univ. of Illinois, Urbana, pp. 1-418. (Now published as Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 27, Stockholm, 1975.)
- Deere, D.U. (1963)
Technical description of rock cores for engineering purposes. *Geotechnik und Ingenieurgeologie*, No. 1, pp. 16-22.
- Lauffer, H. (1958)
Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. *Geotechnik und Stollenbau*, Vol. 24, pp. 46-51.
- Palmström, A. (1975)
Characterization of degree of jointing and rock mass quality. (In Norwegian) *Technical Report*, Ing. A.G. Berdal A/S, Oslo, pp. 1-26.
- Pells, P.J.H. (1975)
Discussion (of Barton, Lien, and Lunde, 1974). *Rock Mechanics*, Springer Verlag, Vol. 7, No. 4, pp. 246-248.

F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay 0.1-0.05 10

Note: (i) factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed.

(c) Swelling rock plus influence of important rock weathering influence of high water pressure (SRF) 5-10

H. Mild swelling rock pressure 5-10

O. Heavy swelling rock pressure 10-20

(d) Swelling rock plus effect of water activity depending on presence of water

P. Mild swelling rock pressure 5-10

R. Heavy swelling rock pressure 10-15

(ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

Table 6. Description and ratings for parameter SRF

G. WEAKNESS REDUCTION FACTOR

(a) Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth) 10

b. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 10 m) 5

c. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m) 2.5

d. Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth) 7.5

e. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation < 50 m) 5.0

f. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50 m) 2.5

g. Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth) 5.0

Note: (1) Reduce these values of SRF by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.

ADDITIONAL NOTES ON USE OF TABLES 1 TO 6.

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1 to 6:

1. When borecore is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per metre in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses (Palstrom, 1975):

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

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^2 \text{ (RQD = 100 for } J_v = 4.5)$$

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

3. The parameters J_1 and J_2 (representing shear strength) should be relevant to the most significant joint set or discontinuity within the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (σ_1/σ_3) is favourably orientated for stability, then a J_1 and J_2 less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of J_1/J_2 should be used when evaluating Q from equation 1. The value of (σ_1/σ_3) should be determined to the surface most likely to be the failure plane.

4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to the zone in question should be evaluated (Table 6a). In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when weathering is minimal and clay is completely absent the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength (Table 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in Note (ii), Table 6b.

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

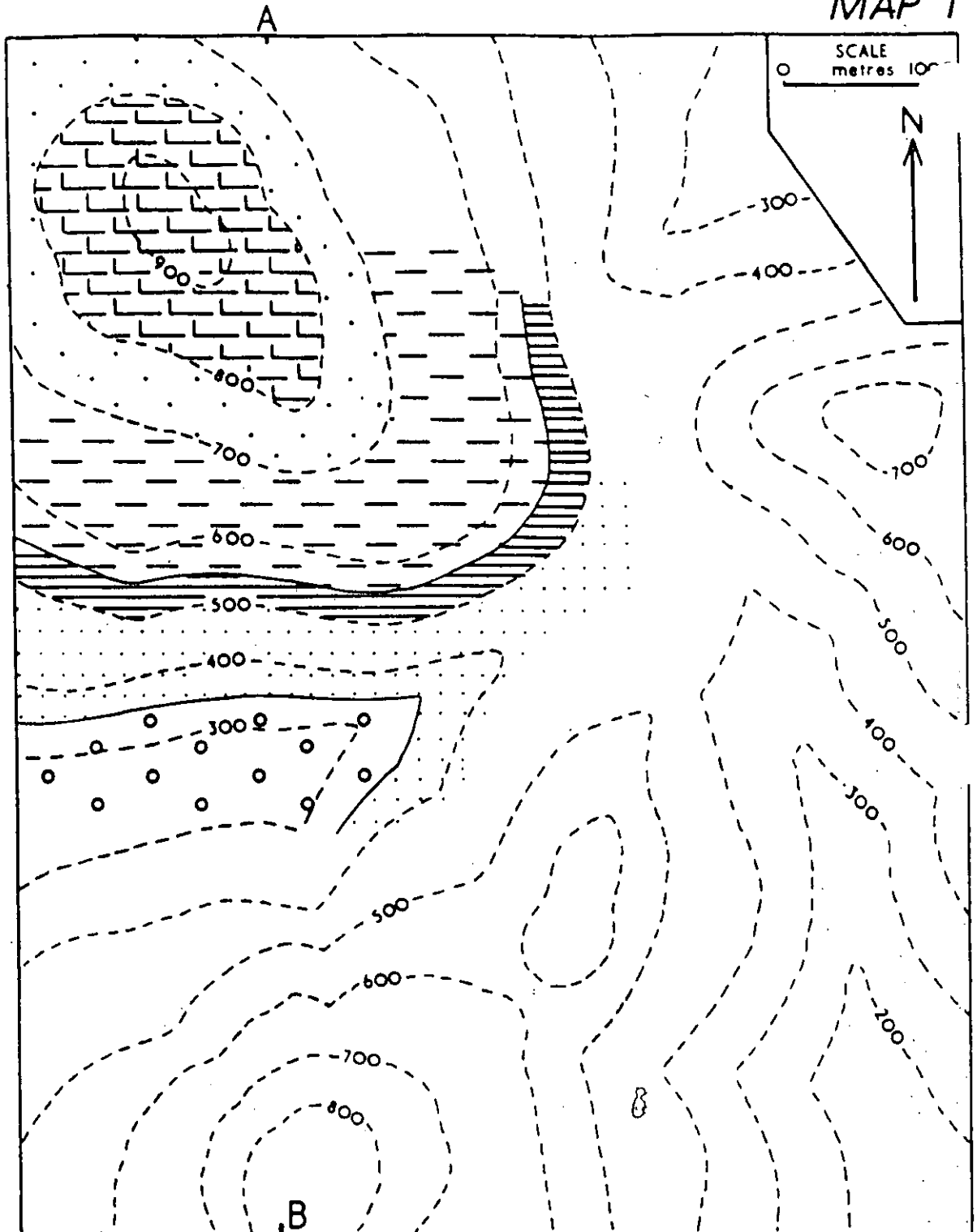
(1) Important rock mass stress problems

	σ_1/σ_3	σ_2/σ_3	(SRF)
H. Low stress, near surface	< 200	> 13	2.5
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0
K. High stress, very light structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
Mild rock burst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10-20

Note: (ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to 0.8 σ_c and 0.8 σ_t . When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to 0.6 σ_c and 0.6 σ_t , where: σ_c = unconfined compression strength and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.

(iii) For case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

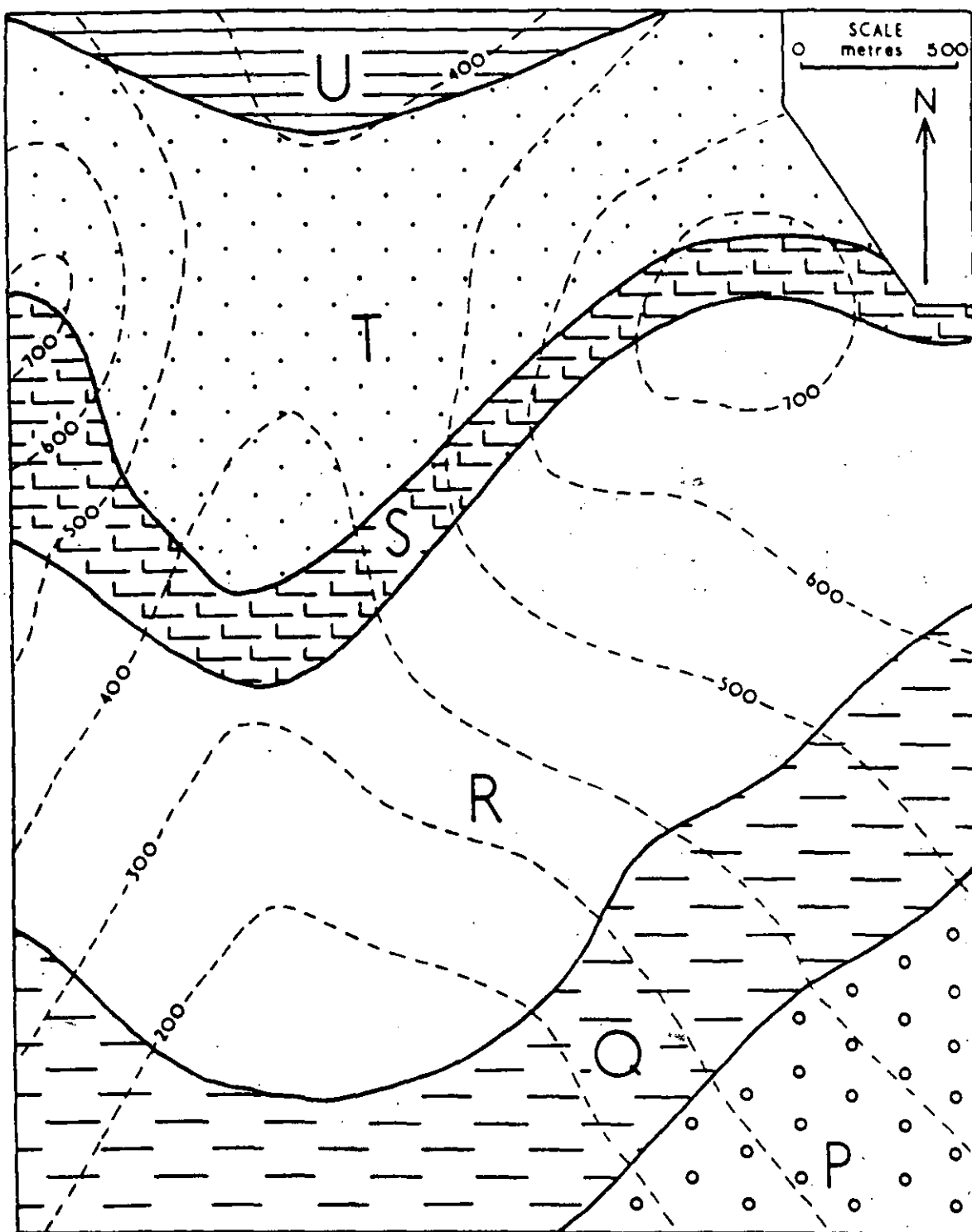
MAP 1



MAPA 1

Los afloramientos geológicos se muestran en la esquina noroeste del mapa. Puede verse que las capas son horizontales puesto que los contactos geológicos coinciden o son paralelos a las líneas topográficas. Complete los afloramientos geológicos sobre el mapa entero. Diga cual es el espesor de cada capa, dibuje una columna geológica vertical mostrando cada capa a escala, 1 cm=100 m, dibuje una sección a lo largo de la línea A-B.

MAP 2



MAPA 2

Las líneas continuas son contactos geológicos de las capas P, Q, R, S, T y U que separan los afloramientos de estratos inclinados. Examine el mapa y note que los contactos geológicos no son paralelos a las líneas de control topográfico, sino que las intersectan. Esto demuestra que las capas están buzando. Podemos deducir la dirección del buzamiento a partir de la forma de las "V" hacia abajo del valle. Dibuje líneas de rumbo para cada contacto o afloramiento geológico y calcule la dirección y valor del echado o buzamiento.

EJERCICIO

MAPA 4

El mapa topográfico representa un área en donde está proyectado el trazo de una autopista con un tramo de túnel; identificadas en el mapa con línea gruesa discontinua y línea de punto y --- raya respectivamente.

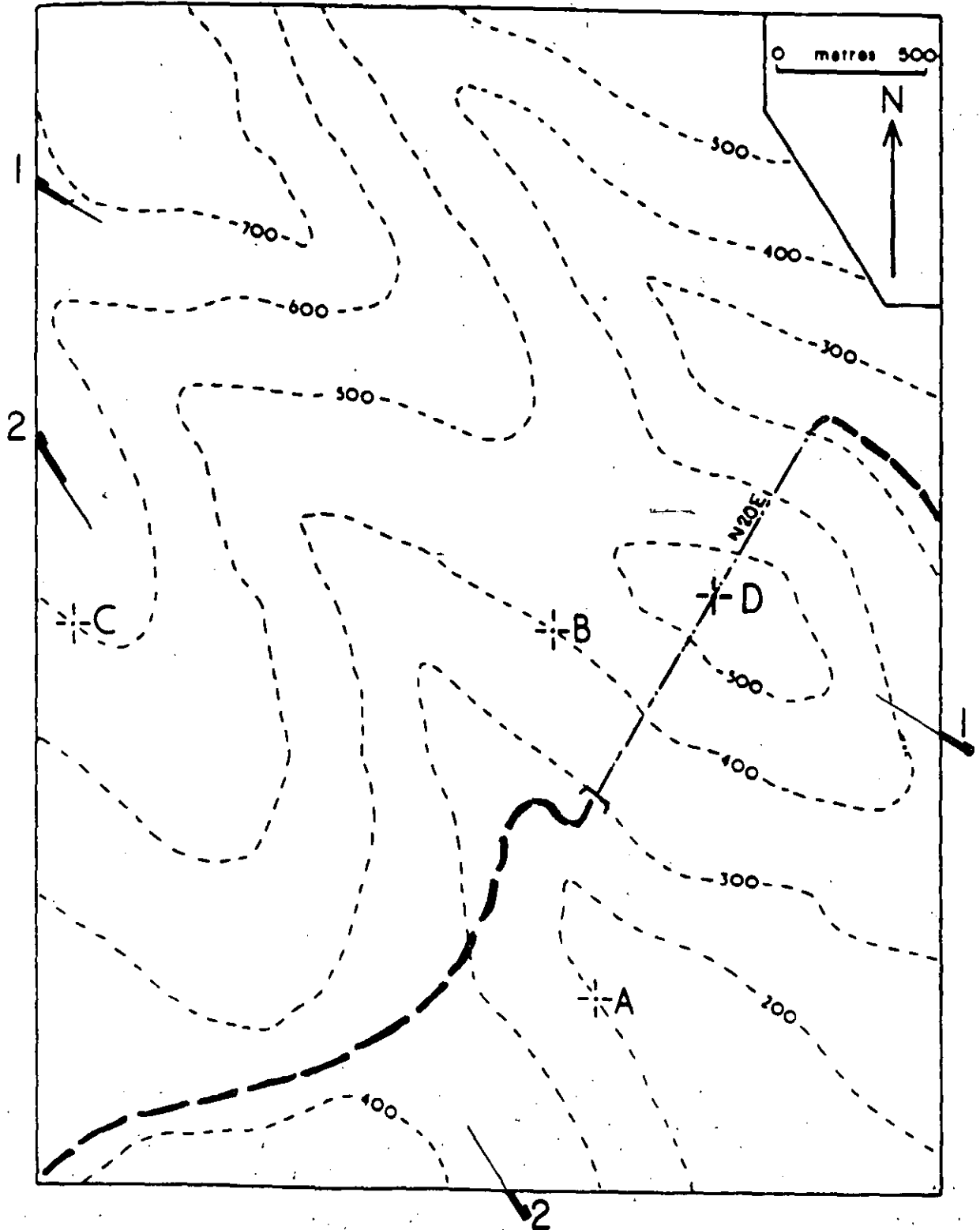
En esta área se han reportado evidencias de deslizamientos por lo que se ha solicitado exploración geológica.

En los puntos A, B y C hay afloramientos de una capa arcillosa con las mismas características estructurales.

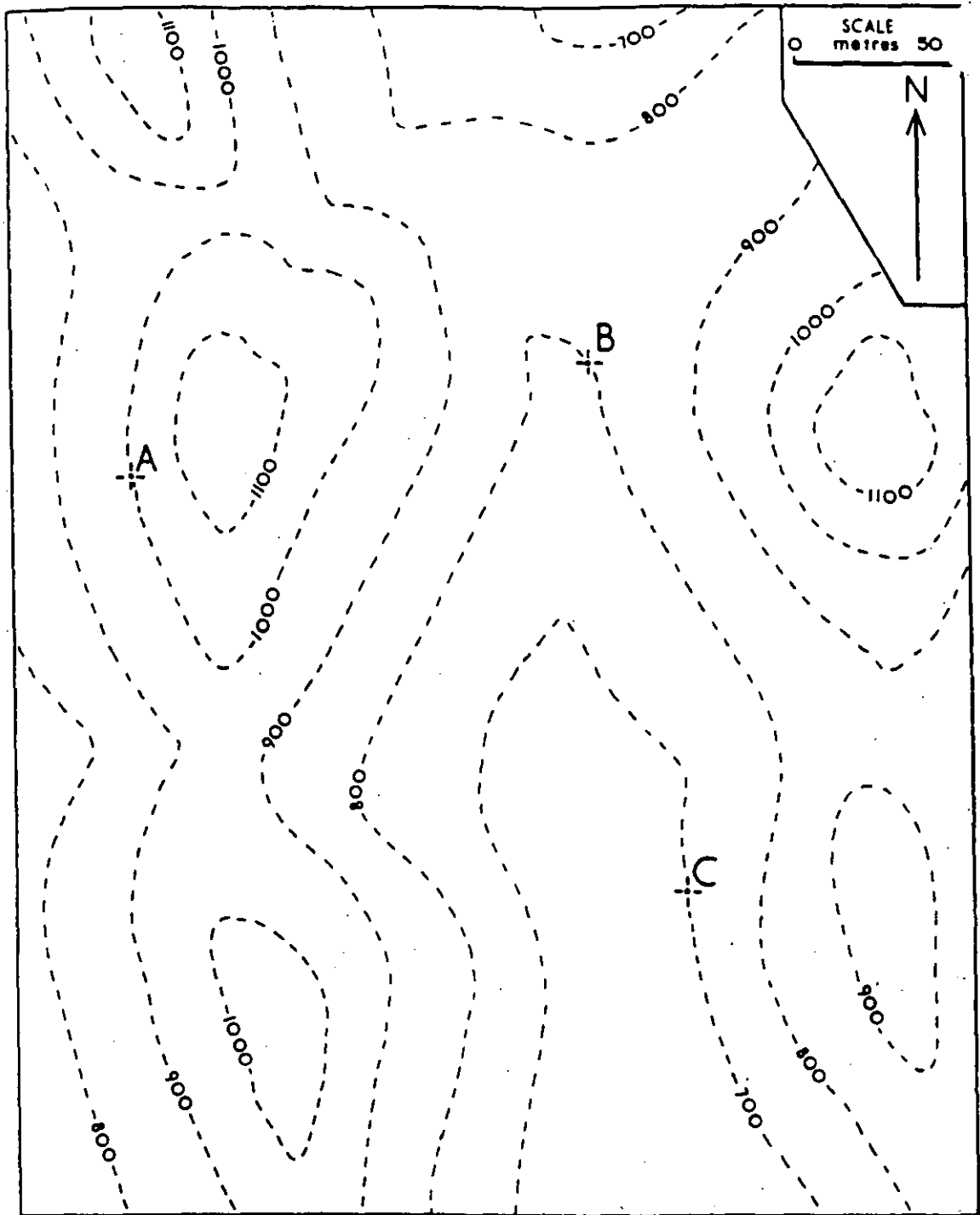
se le solicita evalúe el riesgo de estabilidad para la obra.

- deduzca el rumbo y echado de la capa,
- complete el trazo de la capa en el terreno
- en el punto "D" está programado un barrenado con recuperación de núcleo, ¿ a que profundidad intersectará la capa arcillosa con el barrenado?
- Realice las secciones 1 y 2
- ¿ Cuales serían sus comentarios finales?

MAPA 4



MAP 5



MAPA 5

El barreno A pasa a través de una capa de carbón a una profundidad de 50 m y alcanza una capa inferior a una profundidad de 450 m. Los barrenos B y C alcanzan la capa en profundidades de 150 m y 250 m respectivamente. Determinar rumbo y echado de las capas (asumir una separación constante de 400 m) y mostrar en el mapa los afloramientos de ambas capas. Indicar las áreas donde la capa superior está a una profundidad menor de 50 m de la superficie.

CLASIFICACION CSIR
(Bieniowski, 1979)

PROYECTO _____

LOCALIZACION _____

TIPO DE ROCA _____

1) RESISTENCIA-COMPRESION SIMPLE (R)

> 250 MPa	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
>2500 kg/cm ²	1000-2500	500-1000	250-500	50-250	10-50	< 10
(15)	(12)	(7)	(4)	(2)	(1)	(0)

2) RQD-INDICE DE CALIDAD DE ROCA

100-90%	90-75%	75-50%	50-25%	25%
(20)	(17)	(13)	(8)	(3)

3) ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (Js)

> 2 m	2.0-0.6 m	.600-.200 m	.200-0.06 m	< 60 mm
(20)	(15)	(10)	(8)	(5)

4) CONDICION DE LAS FRACTURAS (Jc)

Muy rugosa	Poco rugosa	Poco rugosa	Estrías	Arcilla > 5 mm
Discontinua	Abierta < 1 mm	Abierta < 1 mm	Arcilla < 5 mm	Abierta > 5 mm
Cerrada	Poco intemperizada	Muy intemperizada	Abierta, 1-5 mm	Continua
			Continua	
(30)	(25)	(20)	(10)	(0)

5) AGUA (W)

Completamente seca	Húmeda	Goteo incipiente	Flujo continuo	Flujo continuo
--	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
(15)	(10)	(7)	(4)	(0)

6) AJUSTE POR ORIENTACION (Jo)

	Muy favorable	Favorable	No relevante	Desfavorable	Muy desfavorable
Túneles	0	-2	-6	-10	-12
Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60

$QIR = R + RQD + Js + Jc + W - Jo$

$QIR = 9 \ln Q + 44$

100-81	macizo rocoso muy bueno
80-61	macizo rocoso bueno
60-41	macizo rocoso regular
40-21	macizo rocoso pobre
-20	macizo rocoso muy pobre

CLASE I	_____
CLASE II	_____
CLASE III	_____
CLASE IV	_____
CLASE V	_____

OBSERVACIONES _____

PROYECTO _____

LOCALIZACION _____

ESPECIFICACION DE ROCK _____

Q

a) Muy pobre	0-25%	_____
b) Pobre	25-50%	_____
c) Regular	50-75%	_____
d) Buena	75-90%	_____
e) Excelente	90-100%	_____
Si Jw = No. de fracturas/m ³ entonces		
EQD = 110.4 - 3.68 Jw		

Jn-SISTEMAS

a) Masiva, sin fracturas	0.5-1.0	_____
b) Un sistema	2	_____
c) Un sistema + dispersión	3	_____
d) Dos sistemas	4	_____
e) Dos sistemas + dispersión	6	_____
f) Tres sistemas	9	_____
g) Tres sistemas + dispersión	12	_____
h) Cuatro o más sistemas	15	_____
i) Triturada	20	_____
Nota: para intersecciones Jn x 3		
para portales Jn x 2		

Jr*-RUGOSIDAD

Contacto de planos

a) Discontinua	4	_____
b) Rugosa, ondulada	3	_____
c) Suave, ondulada	2	_____
d) Estrías, onduladas	1.5	_____
e) Irregular, planar	1.5	_____
f) Suave, planar	1	_____
g) Estrías, planar	0.5	_____

Sin contacto de planos

h) Arcilla	1	_____
i) Roca triturada	1	_____

Nota: Si el espaciamiento > 3 m sumar 1 al Jr

Ja*-RELLENO

Contacto de planos

a) Sellada, dura	0.75	_____
b) Sin alterar	1	_____
c) Ligeramente alterada	2	_____
d) Limosa, recubrimiento arenoso	3	_____
e) Recubrimientos minerales (clorita, etc.)	4	_____
f) Partículas arenosas	4	_____
g) Arcilla fuertemente consolidada	6	_____
h) Arcilla medianamente consolidada	8	_____

Sin contacto de planos

i) Arcilla expansiva	8-12	_____
j) Desintegrada	6-8	_____
k) Bandas de arcilla	13-20	_____

5) Jw-AGUA

a) Seca	1	_____
b) Flujo medio	0.66	_____
c) Flujo grande	0.5	_____
d) Flujo más grande	0.33	_____
e) Flujo muy grande	0.2-0.1	_____
disminuye el tiempo		
f) Flujo grande constante	0.1-0.5	_____

6) SRF-FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS

a) Múltiples zonas de debilidad. Roca alterada (arcilla)	10	_____
b) Zonas de debilidad P.<50m Roca alterada (arcilla)	5	_____
c) Zonas de debilidad P.>50m Roca alterada (arcilla)	2.5	_____
d) Múltiples zonas de cizalla Roca competente (sin arcilla)	7.5	_____
e) Zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla) P.<50m	5	_____
f) Zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla) P.>50m	2.5	_____
g) Zonas muy fracturadas, abiertas (cualquier profundidad) <i>Problemas de esfuerzos (C_c/σ₁)</i>	5.0	_____
h) Esfuerzos bajos >200	2.5	_____
i) Esfuerzos medios 200-10	1.0	_____
j) Esfuerzos altos 10-5 <i>rocas incompetentes</i>	0.5-2	_____
k) Altamente compresibles o expansibles	10-20	_____
l) Ligeramente compresibles o expansibles	5-15	_____

* Sistema más desfavorable.

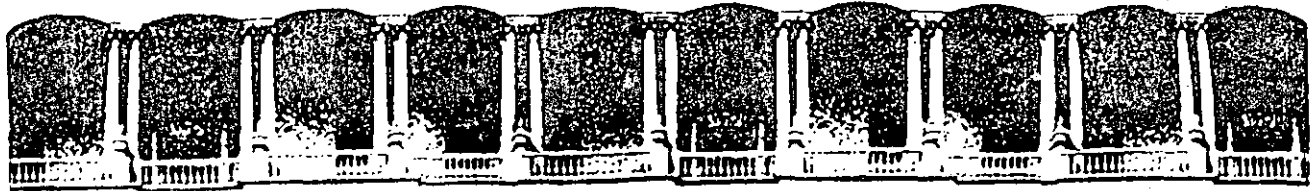
$Q = \frac{EQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF}$

$Q = \text{---} \times \text{---} \times \text{---}$

$Q =$

$\ln Q = (RMR-44)/9$

OBSERVACIONES _____



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

GEOLOGIA ESTRUCTURAL APLICADA

M. EN C. TOMAS LUGO IBARRA

JUNIO - 1992

GEOLOGIA ESTRUCTURAL APLICADA

- Proyecciones Estereográficas
- Ejercicios de Aplicación
- Análisis de Estructuras
- Aplicaciones en Mecánica de Rocas
- Presentación de La Información

Martes 2, 9-14 Hrs y 16-19 Hrs

M.C. Tomás Lugo Ibarra

Bibliografía

- Blues & Feuga, B., (1986) The Fracture of Rocks, Bureau de Recherches Geologiques et Minieres, Elsevier, New York, 131 pp
- Goodman, R.E., (1980) Introduction to Rock Mechanics, Wiley, New York, 350 pp
- Goodman, R.E., (1976) Methods of Geological Engineering, West Publishing Co., St Paul, 427 pp
- Goodman, R.E. & Gen-Hua Shi, (1985) Block Theory And Its Applications to Rock Engineering, Prentice Hall 338 pp
- Hobbs, B.E. Mean, W.H. And Williams, P.F., (1976) An Outline of Structural Geology, John Wiley & Sons, New York, 473 pp
- Hoek, E. & Bray, J.W., (1977) Rock Slope EGINEERING, Institution of Mining and Metalurgy, London, 361 pp
- Hoek, E & Brown, T., (1980) Underground Excavations in Rocks, Institution of Mining and Metalurgy, London, 527 pp
- Jaeger, J.C. & Cook, N.G., (1979) Fundamentals of Rock Mechanics, Third Edition, Chapman and Hall, London, 543 pp
- Jumikis, A.R., (1979) Rock Mechanics, First Edition, Trans Tech Publications, New York, 356 pp
- Ragan, M.D., (1973) Structural Geology, John Wiley & Sons, New York, 207 pp
- Ramsey, J.G., (1967) Folding and Fracturing of Rocks, McGraw-Hill, New York, 568 pp

ANALISIS ESTRUCTURAL

ANALISIS ESTEREOGRAFICO DE PLIEGUES (1)

- 1.- Se observa un pliegue en una secuencia de paragneises feldespáticos. Uno de los flancos del pliegue tiene la actitud de 159° SW 60° (rumbo-inclinación). El otro flanco no se puede medir directamente pero se observa con una inclinación aparente de 28° a 277° (buzamiento y orientación), en un plano de afloramiento con actitud 116 SW58 y con un pitch de 25° al N, en un plano con una actitud de 0° E 75° . En el último afloramiento, la traza axial del pliegue se observa a 10° y 3° (pitch).

Determine la actitud del eje del pliegue, el plano axial y el ángulo entre los flancos del pliegue. Si se observa una traza axial en el plano de afloramiento a 116° SW 58° , ¿Cuál sería su pitch?

Dibuje una sección esquemática perpendicular al buzamiento del pliegue (no vertical), en la cual las relaciones angulares sean exactas; marque los dos flancos y la posición del plano axial. Etiquete la sección cuidadosamente.

- 2.- Los siguientes datos son mediciones representativas de la estratificación (rumbo e inclinación) en una región de areniscas calcáreas plegadas.

222 NW 80	256 N 42	237 NW 59	281 NE 33
223 NW 79	314 NE 30	227 NW 72	318 NE 30
224 NW 78	267 N 36	246 N 50	322 NE 31
329 NE 32	225 NW 76	232 NW 65	226 NW 75
297 NE 30	326 NE 32	332 NE 32	

Use un diagrama (pi) para determinar la actitud de los ejes del pliegue en la región. Determine el ángulo entre los flancos y marque el ángulo en el estereograma. Dibuje una sección esquemática perpendicular al buzamiento del pliegue.

Si se asume que el plegamiento es simétrico ¿Cuál es la actitud del plano axial? El plegamiento está acompañado por un fractu -

ramiento (clivaje) convergente en abanico, ligeramente desarrollado, cuyo ángulo dihedral es de 20° . Determine la actitud aproximada que tendría el clivaje (i.e. planos de clivaje) en capas con actitudes de 222 NW 80 y 332 NE 32. Dibuje el clivaje en abanico en la sección esquemática.

Los siguientes datos estructurales pertenecen a un levantamiento de fracturas en una roca volcánica fracturada donde se planea construir un canal cuya orientación es $N20^{\circ}W$ y taludes de corte de 0.25: 1 (76°)

Rumbo	Inclinación	No. Fracturas
N 40 E	60 SE	4
N 37 E	65 SE	3
N 69 W	62 NE	1
N 43 W	60 NE	1
N 43 E	62 SE	4
N 70 W	60 NE	5
N 38 E	66 SE	3
N 35 E	72 SE	1
N 62 W	65 NE	2
N 68 W	63 NE	4
N 21 E	38 SE	1
N 72 E	67 SE	4
N 40 W	65 NE	3
N 46 E	71 SE	2
N 43 E	67 SE	2
N 64 W	72 NE	2

El ángulo de fricción entre los planos de fracturas medido en el laboratorio fué de 40° .

Con la ayuda de una proyección estereográfica grafique los polos de las fracturas para determinar lo siguiente:

- Rumbo e inclinación de la tendencia central de los sistemas de fracturas
- Rumbo e inclinación de la intersección de los principales planos de debilidad
- Qué representa esta dirección en términos de esfuerzos principales?
- Angulo dihedro en los sistemas de fracturas
- Para determinar la zona que representa la inestabilidad cinemática, grafique los taludes de corte del canal y el ángulo de fricción entre las discontinuidades.
- Con base al análisis preliminar de estabilidad ¿Qué taludes de corte recomendaría para garantizar la estabilidad de los cortes?

UNA FASE DE PLEGAMIENTO CON FRACTURAS ASOCIADAS (2)

La figura 022 es un mapa de una región de metasedimentos plegados. La forma de la estructura mayor es claramente visible en los afloramientos, además del plegamiento, el área está intensamente fracturada e intrusionada por diques de diferentes composiciones. Este ejercicio sirve básicamente para analizar fracturas, las cuales se pueden clasificar en varios sistemas o grupos, mientras que sus orientaciones se pueden relacionar sistemáticamente con los pliegues mayores.

Describa la estructura de la región especificando la actitud y el estilo de plegamiento, las relaciones del clivaje con los plegamientos mayores y sus trazas.

Distinga los sistemas de fracturas y donde sea posible, relacione sus actividades con el plegamiento. Denomine de manera apropiada los sistemas de fractura.

PROCEDIMIENTO

Complete la distribución de los afloramientos y colorea el mapa. Prepare una graficación "pi" de la estratificación con los polos de clivaje pizarroso y los ejes de los pliegues menores en el mismo estereograma. No es necesario graficar todos los datos, pero sí un ejemplo representativo de la población.

A partir de este estereograma se puede especificar exactamente la orientación del plano axial y el buzamiento de los pliegues mayores, así como el estilo del plegamiento.

Grafique los polos de los planos de fracturas en otro estereograma y marque la dirección del eje axial mayor, el polo del plano axial y los flancos (círculos grandes).

En el estereograma se ve claramente el agrupamiento de las fracturas, lo que permite determinar la relación de cada sistema de fracturas con los elementos geométricos del plegamiento mayor. Dibuje un esquema de las orientaciones de los sistemas de fracturas con respecto al plegamiento mayor.

¿Qué características sugieren que algunas fracturas son de tensión y no de cizallamiento?

¿Es posible sugerir las razones por las que las fracturas con actitudes particulares deben ser de tensión o de cizallamiento, teniendo en cuenta la manera en las que se forman con respecto a los esfuerzos que originan el plegamiento?

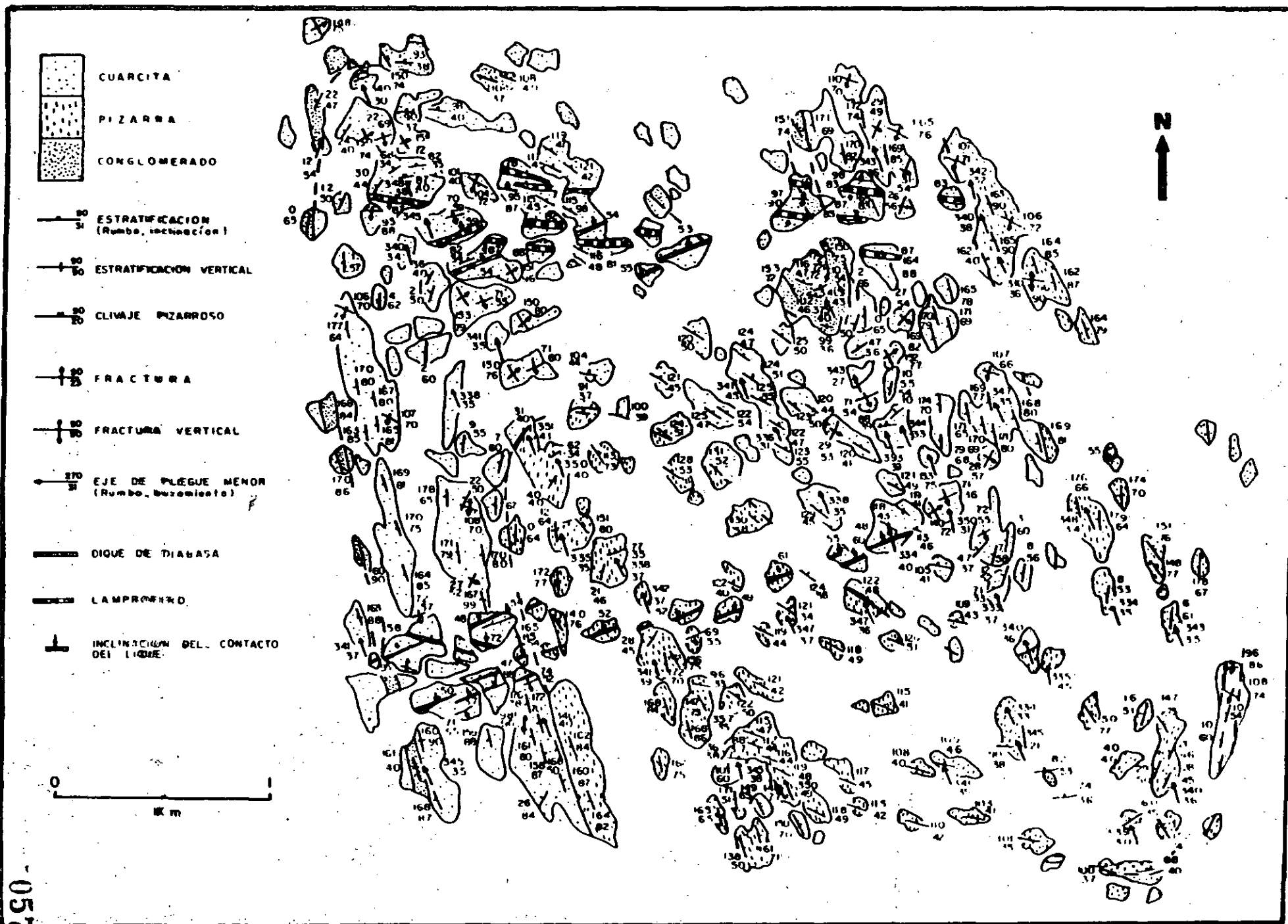


FIGURA 022

-057

LA GEOLOGIA ESTRUCTURAL Y SU APLICACION A LAS
EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

Tomás Lugo-Ibarra

R E S U M E N

Los levantamientos geológico-estructurales realizados en obras de exploración directas se utilizan para predecir la formación de bloques y cuñas en las excavaciones subterráneas. Para la formación de un bloque finito en una excavación se deben presentar al menos tres planos de estructuras y una superficie libre. La combinación e intersección de las estructuras, en conjunto con las paredes de excavación, forman cuñas que se liberan al excavar las obras.

La predicción de la movilidad de las cuñas puede realizarse con precisión, siempre y cuando se tenga un análisis sistemático de las estructuras dominantes en un macizo rocoso. Para tal efecto es determinante obtener principalmente la continuidad y espaciamiento de las estructuras geológicas levantadas en los socavones o en la superficie.

Una buena correlación y extrapolación a rumbo de las estructuras principales representan las bases para anticipar las predicciones referentes o la formación de bloques potencialmente removibles (inestables).

También es recomendable definir las condiciones de los planos que forman las estructuras importantes; así se tiene que la abertura, el relleno y la rugosidad de los planos juegan un papel importante en términos de estabilidad.

Para definir la formación de cuñas, su movilidad y dirección de fallamiento se emplean las proyecciones estereográficas de ángulos iguales (Proyección Wulf), en

la cual los planos se representan como círculos completos. Con esta proyección se puede diferenciar la combinación de espacios medios superiores e inferiores y su influencia en la formación de cuñas finitas y removibles.

Para interpretar la información estructural graficada en el estereograma, es necesario combinarla con las superficies o ejes de excavación. La formación de cuñas finitas y removibles se basa en el aislamiento respecto a las superficies de excavación, es decir, las figuras geométricas y sus vértices no deben intersectarse con los ejes o superficies de excavación. La dirección de fallamiento está dada por el vector de intersección de las fracturas.

En el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa se han aplicado estos métodos de análisis, con resultados favorables, ya que fue posible definir cuatro planos o familias de discontinuidades, con las cuales se preparó un modelo de bloques finitos y removibles. A partir de este análisis se concluyó que en las excavaciones subterráneas del proyecto la influencia de bloques y cuñas potencialmente inestables se presentaría la pared oeste de las excavaciones (pared aguas abajo).

A partir del levantamiento geológico de las estructuras en el socavón 8-C y el análisis sistemático de las discontinuidades se definieron dos bloques tipo, denominados A y B. Estos bloques están presentes cercanos a la bóveda, en la pared aguas abajo de la excavación de la casa de máquinas. Las estructuras geológicas se asocian a estructuras con arcilla, diques y fallas, todas ellas pertenecen a las familias de fracturas previamente definidas.

A partir del análisis estructural empleando la teoría de bloques fue posible caracterizar al macizo rocoso como

discontinuo, con un gran potencial de formación de bloques en las paredes con salida libre hacia el oriente. La forma de las cuñas y su dimensionamiento dependen de las distancias relativas entre las estructuras que forman bloques tipo. Los sistemas de soporte y tratamiento se pueden sensibilizar a partir del análisis empleando la teoría de bloques, ya que está demostrado que la estabilidad en macizos rocosos está regida por las estructuras geológicas presentes.

* CFE, Departamento de Geología, GIC.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA LA DEFINICIÓN DE
BLOQUES Y CUMAS EN LA EXCAVACIÓN DE LA
CASA DE MÁQUINAS DEL P.H. AGUAMILPA

*Tomás Lugo-Ibarra

R E S U M E N

En el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa (900 MW), localizado en la parte Centro-Occidental de la República Mexicana (Nayarit), sobre el Río Grande de Santiago, aflora una potente columna de rocas volcanoclásticas, del tipo Ignimbrítico. El levantamiento geológico-estructural de más de 900 datos de discontinuidades en el socavón 8-C, permitió definir la existencia de cuatro familias, cuyos comportamientos son: I) 60/148, II) 72/342, III) 60/044 y IV) 60/102. Las principales estructuras cartografiadas en el socavón presentan una relación estrecha con el patrón de fracturas. Para la Formación de la "Cuma Clave", se emplearon las orientaciones medias del modelo estructural, ya que el sistema de Fallas Colorines, el Fracturamiento con Relleno Arcilloso y los Diques, tienen orientaciones que se relacionan a las cuatro familias de discontinuidades. Para la definición de los bloques y cumas removibles en la excavación de la caverna para la Planta Hidroeléctrica, se empleó la "Teoría de Bloques", caracterizando cuatro cumas de tres planos, que se relacionan a las cumas falladas levantadas en la zona de casa de máquinas (socavón 8-C). El análisis general de los bloques sugiere la existencia de tres "Cumas Clave" de 4 o más planos, concluyendo que con la orientación N 18 W del eje longitudinal de casa de máquinas, estos bloques son potencialmente inestables, tanto en las bóveda como en el paramento de aguas abajo de la excavación subterránea.

*C.F.E. Departamento de Geología

1. INTRODUCCION

El proyecto hidroeléctrico AGUAMILPA presenta características peculiares relacionadas a su litología y principalmente a los rasgos estructurales que afectan a las rocas donde será excavada la casa de máquinas subterránea. Debido a esto, se consideró pertinente hacer una evaluación geológica-estructural del fracturamiento que afectará a las excavaciones de una manera directa.

La necesidad de realizar un estudio detallado del subsuelo en la zona entre el eje geométrico de la cortina y la localización de casa de máquinas del proyecto, fué con objeto de hacer la correlación de las familias de fracturas definidas en los socavones 2, 4 y 6 con los registrados en el socavón 8-C, todos en la margen derecha del sitio, cuyo resultado permitiera recomendar la mejor orientación y ubicación de la planta de generación, como consecuencia de las alternativas de solución que se manejaron en el análisis del diseño de la obra.

Para hacer la evaluación se empleó un método de análisis práctico, que permite anticipar y predecir el comportamiento estructural de las discontinuidades.

Para estudiar las relaciones geométricas entre la excavación de la casa de máquinas y las estructuras se empleó la "Teoría de Bloques", desarrollada por los Doctores Goodman y Shi en 1985; esta técnica tiene un fundamento matemático sólido, empleando el análisis vectorial y álgebra de matrices.

Desde los primeros estudios estadísticos del fracturamiento realizados en el proyecto (1983, 1984), se consideró que las estructuras geológicas jugarían un papel muy importante en la excavación de los taludes y cavernas del proyecto, este hecho ha sido verificado con la excavación del socavón 8-C, donde se detectaron estructuras geológicas importantes. Otro lugar donde se observa la influencia del fracturamiento en las excavaciones, fué en las canteras donde se realizaron las pruebas de voladura.

1.1 OBJETIVO

El presente estudio tiene por objeto definir el modelo estructural de discontinuidades en la margen derecha y estudiar su influencia en la excavación de las obras civiles del proyecto. Como objetivo primordial se tiene contemplado definir lo siguiente:

- Orientación óptima de la caverna subterránea
- Obtención de cumas máximas removibles
- Patrón de trazas de estructuras
- Modelo estructural subterráneo
- Definición de las "Cumas Claves"

2. MARCO GEOLOGICO EN EL PROYECTO

La secuencia litológica que aflora en la zona del proyecto está constituida por una potente columna volcanoclástica, que presenta un buzamiento regional hacia el NW, con un intensidad que varía de 15 a 22, llegando hasta 40 por fallamiento. Esta secuencia está intrusionada por diques de composición granodiorítica y se encuentra afectada por procesos hidrotermales de los cuales la silicificación es la alteración más ampliamente distribuida, originando un macizo rocoso compacto y resistente. (Informe "Geología del Socavón 8-C, M.D.)

Estructuralmente la secuencia volcánica está afectada por un sistema de fallas, cuya orientación es NE y buzamientos hacia el SE. La columna volcánica se ha subdividido en tres unidades: Unidad Aguamilpa, definida como una toba lítica, Unidad Colorín, corresponde a una toba cuarzo-feldespática, donde su característica más peculiar es la pseudo-estratificación y por último la Unidad Picachos, que consiste de una toba brechoide graduada (Ramos, 1987).

2.1 ESTRUCTURAS MAYORES EN LA MARGEN DERECHA

En la margen derecha del proyecto se cartografiaron una serie de fallas normales denominadas "Sistema Colorines", lo integran cuatro estructuras con orientación NE y buzamientos al SE.

Este sistema de fallas guarda una relación estrecha con el fracturamiento medido en toda la margen y en el socavón 8-C, presentando comportamientos similares.

- Falla Colorines 1 N 50 E, 60 SE
- Falla Colorines 2 N 50 E, 50 SE
- Falla Colorines 3 N 50 E, 70 SE
- Falla Colorines 4 N 50 E, 80 SE

Estas fallas tienen saltos de +10 m, se asocian a cuerpos silicificados, rellenos arcillosos, material brechoide/milonítico y zonas de intenso fracturamiento y alteración hidrotermal.

2.2 DOMINIOS ESTRUCTURALES EN EL SOCAVON 8-C

El estudio de las estructuras del socavón 8-C, de acuerdo al cadenamamiento y litología, permite definir los dominios estructurales. El estereograma de la Figura 1 muestra el resumen estructural del socavón 8-C zonificado. Cada polo de estructuras representa la tendencia central de una familia de fracturas, obtenida en las zonas indicadas. En esta gráfica sólo se incluyeron familias con más del 10% de densidad.

De esta figura se concluye en la parte externa del socavón (hasta el cadenamamiento 0+324), se registraron principalmente las familias de fracturas II y III, en la medida que se avanza hacia la parte interna del socavón, se empiezan a detectar la familia I (Cadenamiento 185-260) y la familia IV (Cadenamiento 360-324).

Para el caso del Arroyo El Colorín, el fracturamiento levantado también se agrupa en el sector NW del estereograma, y está asociado al sistema de Fallas Colorines, con orientación NE y buzamiento al SE.

2.3 DOMINIOS ESTRUCTURALES EN LA ZONA DE CASA DE MAQUINAS

El estereograma de la Figura 2 tiene representadas las principales estructuras levantadas en la parte profunda del socavón 8-C.

El análisis de estructuras en la zona de casa de máquinas se muestra en la Figura 3. El estereograma representa el resumen estructural de las fracturas cartografiadas. Es claro que en la zona de casa de máquinas, el fracturamiento dominante corresponde a las fracturas I y IV, con algunas variaciones hacia la familia III. Estos polos representan la orientación media de fracturas obtenida en cada estereograma analizado independientemente, sólo se tomaron en cuenta densidades mayores al 10%.

En la parte interna del socavón 8-C, existen fracturas con relleno arcilloso, que al analizarlas en conjunto no son representativas, sin embargo al separar las estructuras importantes, éstas corresponden en primer término a las familias I y IV, y en menor proporción a las familias II y III.

En la Tabla 1 se resume el análisis estructural realizado en el socavón 8-C, incluyendo la casa de máquinas.

De esta Tabla se puede concluir que la familia de fracturas IV está presente en todas las zonas estudiadas, excepto en los primeros tramos del socavón 8-C. La familia I se presenta en algunos sectores del socavón y se detecta asociado a las estructuras principales. La familia III es muy característica en los primeros tramos del socavón y desaparece en la parte profunda, detectándose solamente asociada a las estructuras principales de la Casa de Máquinas. Por último, la familia II sólo se observa en los primeros tramos del socavón y asociado al fracturamiento con relleno arcilloso, levantado en la casa de máquinas Norte.

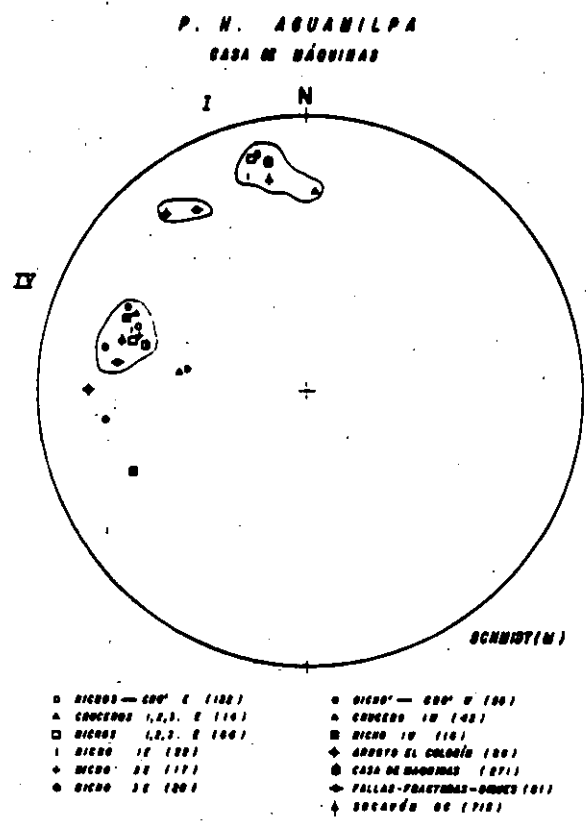
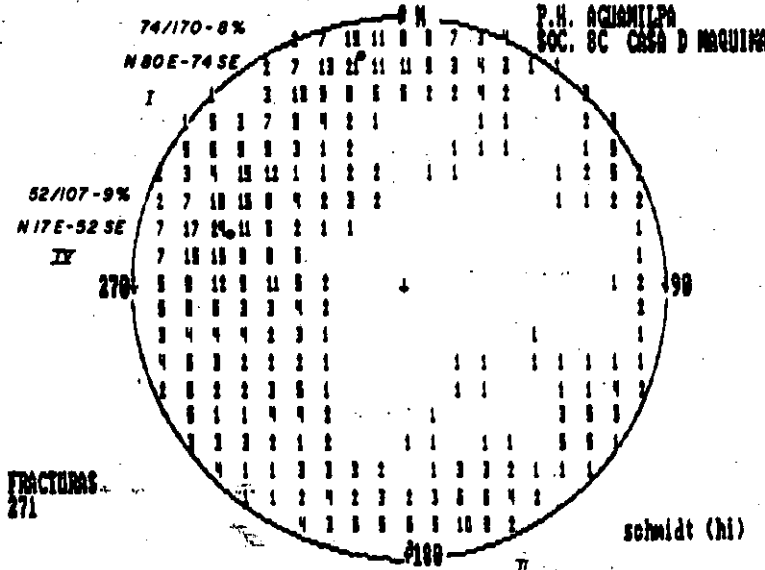
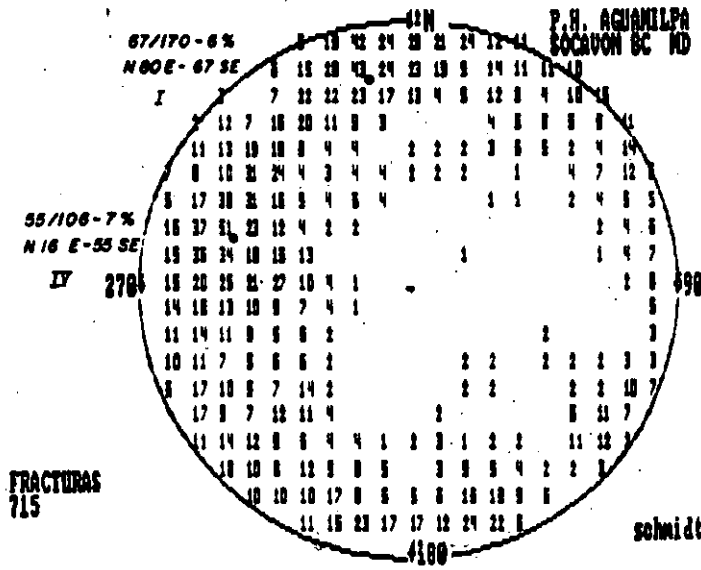
La mayoría de las familias definidas presentan densidades mayores al 10% y sus variaciones con respecto al plano medio, son mínimas.

Es importante aclarar que existen variaciones en dirección e inclinación de los planos estructurales estudiados; para fines prácticos, estos se agruparon en familias de fracturas que tienen la misma tendencia general, aunque presentan variaciones. El modelo estructural planteado sugiere la existencia de cuatro familias de fracturas, que no tiene un orden de importancia propiamente, ya que en algunas zonas predominan estructuras que no aparecen en otros lugares. El fracturamiento levantado en el socavón puede relacionarse indistintamente a alguna de las familias definidas.

Los dominios estructurales definidos a partir de los análisis estadísticos y de estructuras importantes tienen el siguiente comportamiento:

- I) 57/148 ----- N 58 EW 57 SE
- II) 72/346 ----- N 76 E, 72 NW
- III) 60/044 ----- N 46 W, 60 NE
- IV 60/105 ----- N 15 E, 60 SE

Estos polos centrales agrupan toda la gama de estructuras; como es lógico, estos pueden presentar variaciones, tanto en orientación como en inclinación y algunas veces se tienen orientaciones similares, pero con buzamiento contrario. Estos dominios estructurales son los planos que servirán para el análisis de bloques y cumas.



ESTEREOGRAMA CON LAS TENDENCIAS CENTRALES DEL
FRACTURAMIENTO EN LA ZONA DE CASA DE MAQUINAS

FIGURA I

ESTRUCTURAS DOMINANTES, BLOQUES CARACTERISTICOS Y CUÑAS FALLADAS EN LA CASA DE MAQUINAS (418-442) HMTU. DIQUE PRINCIPAL EN LA TABLA (IZQUIERDA)

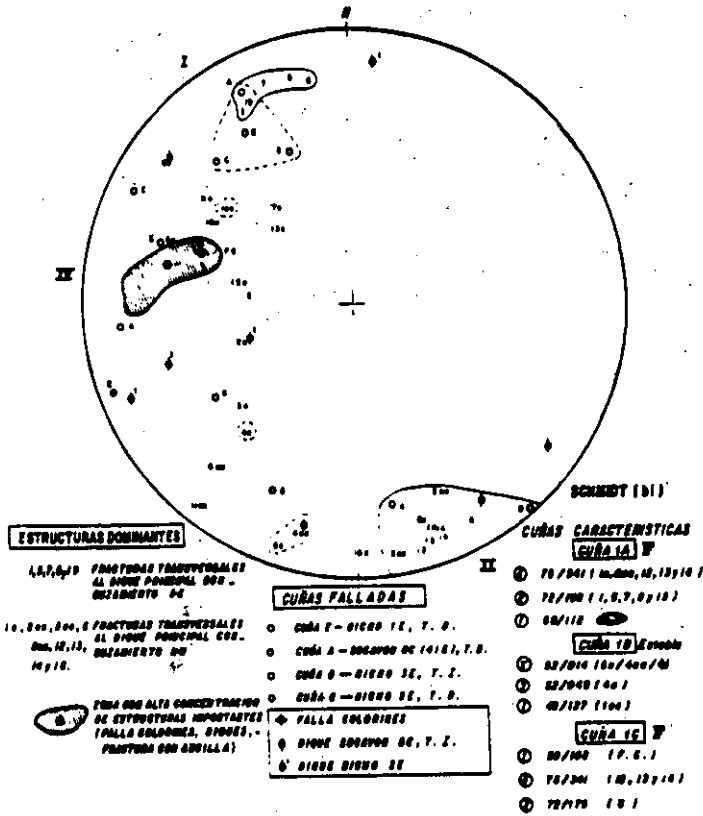


FIGURA 2

ESTRUCTURAS DOMINANTES, CUÑAS FALLADAS Y BLOQUES CLAVE ESTADISTICOS EN LA ZONA DE CASAS DE MAQUINAS SOCAVON S.C. (324-442)

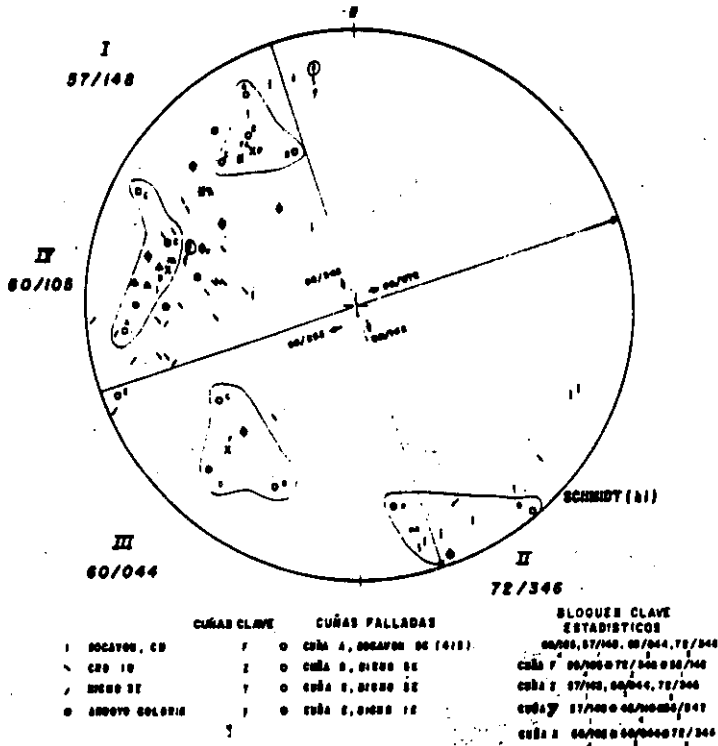


FIGURA 3

- ▲ DIQUE TERCERO S. D.
- DIQUE T. 1. S. D.
- FALLA COLOMBIA
- FALLA S. D.
- ▲ FRACTURAS/ARIELLA
- FRACTURAS/ARIELLA
- DIQUE 32
- FALLAS
- FRACTURAS SOCAVON 32
- FRACTURAS S. D.

T A B L A 1

RESUMEN ESTRUCTURAL DEL SOCAVON 8-C Y CASA DE MAQUINAS

FAMILIAS DE FRACTURAS

CADENAMIENTO	IV	I	III	II	REFERENCIA
	60/105	57/148	60/044	72/346	FIGURA
0 - 50 m			76/046-17%		4.1
50 - 145 m	40/088-6%		80/040-8% 68/220-13%	75/019-8%	4.2
185 - 260 m		78/168-13%		82/014-11%	4.3
260 - 324 m	63/108-14%	Incipiente		73/338-17%	4.4
CASA DE MAQUINAS 324 - 360 m	60/114-11%	67/170-15%	77/056-6%		4.5
NICHO 1W 0+347	61/111-12%		60/066-18%		4.6
NICHO 1E 0+350	58/108-14%	70/164-23%	79/055-18%		4.7
CASA DE MAQUINAS 360 - 445 m	56/104-10%	74/170-6%		80/344-5%	4.8
NICHO 2E 0+380	56/108-18%				4.9
CRUCERO 1W 0+390	50/114-14% 40/098-14%				4.10
NICHO 3E 0+410	65/102-14% 64/082-14%				4.11
CRUCEROS 1,2,3E		62/182-21%			4.12
FALLAS, C.M.	48/110-12%	57/148-12%	56/042-19%		5.1
FRACT/ARCILLA CM.	58/104-10%			72/342-10%	5.2
DIQUES C.M.	63/097-12%		73/040-19%		5.3
FRACT/FALL/DIQUES	60/108-12%	66/148-5%	71/042-9%		5.4

3 ANALISIS DE BLOQUES REMOVIBLES CON CUATRO PLANO. ESTRUCTURALES

El análisis de bloques removibles formados a partir de cuatro planos estructurales es el estudio generalizado de bloques, ya que se incluye la gama de cumas formadas a partir de cuatro planos y la superficie libre. En algunos casos se considera la repetición de algún plano de discontinuidad.

Los tres bloques removibles analizados son los mostrados en la Figura 4, la parte superior de la figura muestra las cumas máximas removibles para la orientación del eje longitudinal de casa de máquinas de 162-342. En esta figura se observa que las cumas son removibles en la pared Oeste de la caverna (la sección del túnel tiene una orientación E-W), definiendo que las cumas removibles potencialmente inestables son: XX, XF y FF; cuyos códigos son 1101, 1100 y 1110 respectivamente.

En esta figura se muestra que los bloques opuestos se forman en el piso de la excavación (0010, 0011 y 0001), por consiguiente, éstos son estables por gravedad.

En la parte superior de la figura, se indican los códigos de bloques con planos repetidos, éstos son:

Código	Código con plano repetido	Nombre del bloque
1101	1301 1131 1103	XX
1100	1300 3100 1130	XF
1110	1113 3110	FF

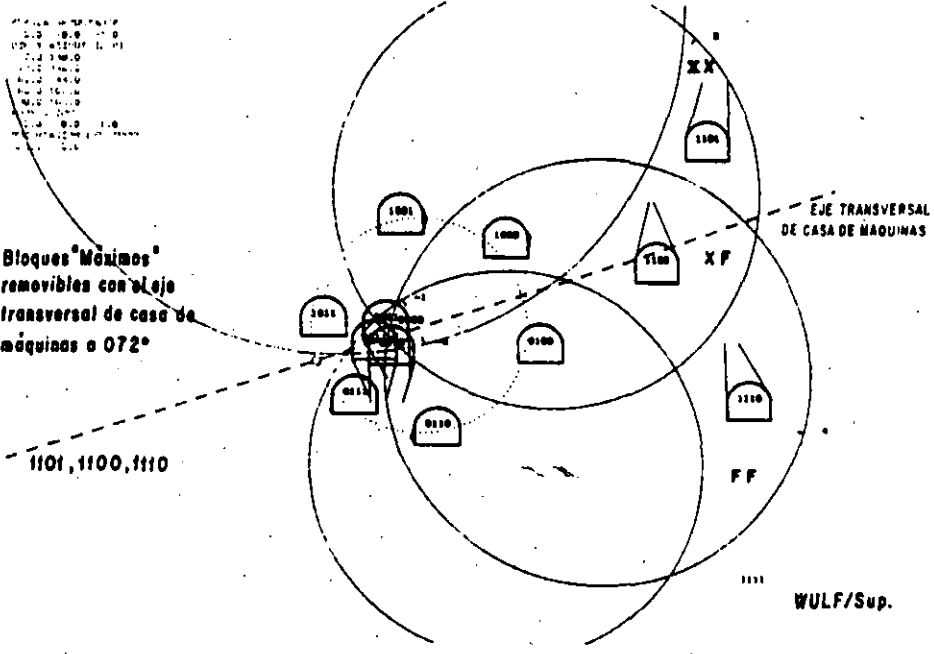
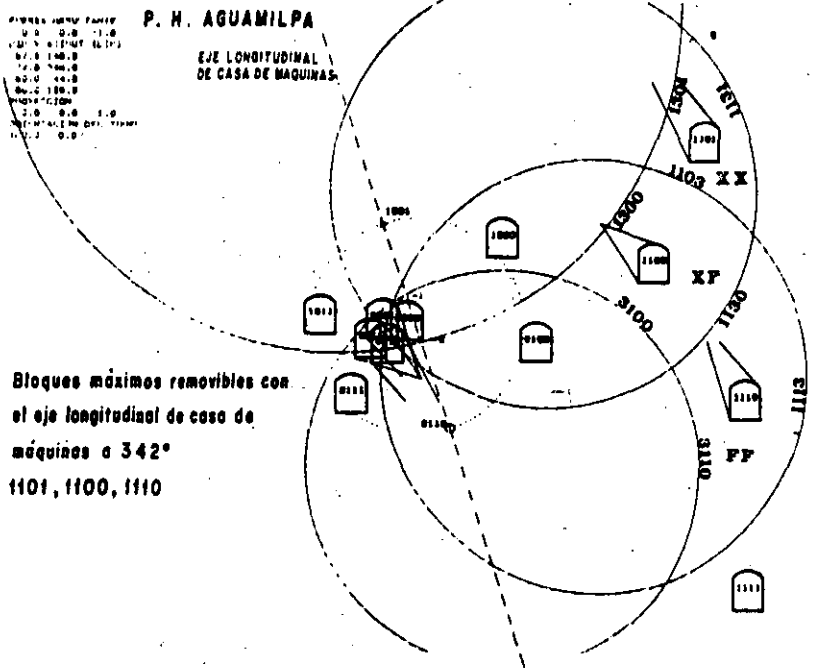


FIGURA 4

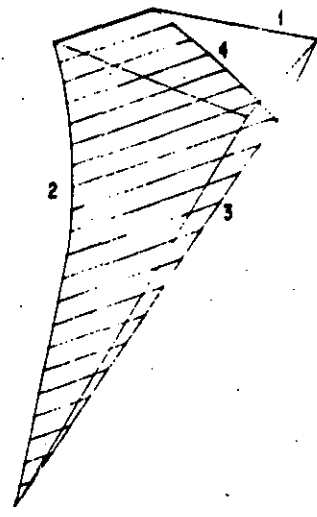
Cuando se considera la repetición de planos de alguna familia en el bloque considerado, el análisis es más general, sin embargo el comportamiento estructural y el bloque considerado, no cambian. Es importante notar que aunque el eje longitudinal se gire considerablemente, estas cumas no dejarán de ser removibles en la bóveda y paredes aguas abajo, excepto para las paredes Norte y Sur. Lo que es claro, es el hecho de formación de cumas removibles en el techo de la excavación, para cualquier orientación de la caverna.

La parte inferior de la Figura 4, muestra los bloques máximos removibles, considerando al eje transversal de casa de máquinas con dirección 072-252. En este caso, los bloques XX y XF no son removibles en la pared Norte. Sin embargo, el bloque FF es removible, tanto en la pared Norte, como en el techo de la excavación; de igual forma, los bloques XX y XF son removibles solamente en el techo de la excavación. (Figuras 5 y 6).

Cabe mencionar que en las paredes Norte y Sur se pueden presentar bloques removibles, cuyos códigos son: 1001, 1000, 0111 y 0110, como se observa en la figura, éstos bloques se manifiestan en forma de lajas y sólo están presentes en las paredes verticales.

VERTEZ SUPERIOR
 0.000000 0.000000
 00.0 000.0
 07.0 100.0
 20.0 000.0
 00.0 000.0
 00.0 100.0
 0.0 0.0
 0.0 0.0
 DIRECCION DEL TUNEL
 342.000 0.000
 110.72 10.000
 11001

P. H. AGUAMILPA



BLOQUE XX
 En la pared de aguas abajo

El bloque falla por el plano 3

DIRECCION DE LA SUPERFICIE
 0.00 0.00 0.00
 1.00 0.00 0.00
 0.00 1.00 0.00
 0.00 0.00 1.00
 0.00 0.00 0.00
 0.00 0.00 0.00
 DIRECCION DEL TUNEL
 342.000 0.000
 110.72 10.000
 11001

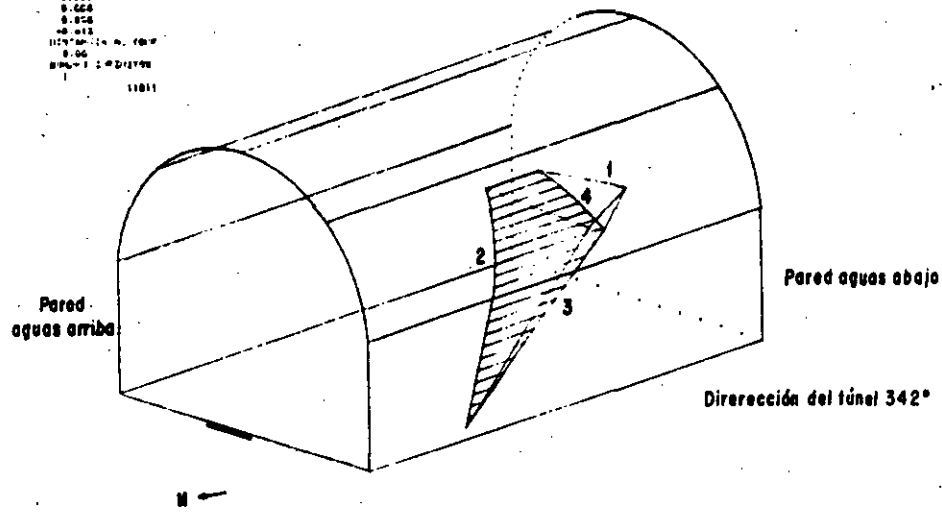


FIGURA 5

4 PATRON ESTRUCTURAL DE TRAZAS DE DISCONTINUIDADES EN LA EXCAVACION DE LA CAVERNA

Los modelos estructurales de trazas de fracturas permiten predecir el comportamiento de las cunas removibles, formadas en la excavación de la caverna. Tanto la ubicación, como las dimensiones de los polígonos formados por las intersecciones, pueden variar, no así la FORMA del polígono, que se define por la intersección de las estructuras, con las paredes de la excavación, o planos libres.

El análisis de bloques removibles permitió definir la existencia de cuatro cunas principales removibles, tanto en la pared vertical, como en el techo de la excavación. Estos bloques se denominaron como X, Y, Z y F. El análisis general de bloques concluyó la existencia de tres cunas principales, nombradas XX, XF y FF. Los polígonos que definen estos bloques son estudiados en cada una de la paredes de excavación. Se considera que los planos de excavación que pueden presentar mayor problema de estabilidad son la bóveda y la pared aguas abajo o paramento Oeste.

4.1 PARAMENTO OESTE

En la Figura 7 está representada la pared aguas abajo de la casa de máquinas, con una orientación del eje de N 18 W; la vista es hacia el Oeste, en dirección S 72 W. La figura muestra en forma hipotética los patrones de trazas de las cumas removibles.

Las intersecciones de los planos de fracturas que forman las trazas en la pared vertical, definen bloques, que de acuerdo al análisis efectuado, permite concluir que éstos son removibles. El patrón de trazas se preparó con la información estructural de las fracturas. Es importante notar que la ubicación y tamaño de los polígonos puede variar entre los límites de la pared, no así la forma geométrica del polígono, que permanece constante.

El sistema de fallas Colorines (I) y las estructuras de la familia IV (Fallas, diques, fracturas rellenas), representan las discontinuidades más importantes.

En la figura se indican los polígonos de los bloques XX, XF y FF; formados por cuatro planos. Los polígonos sombreados son las partes remarcadas mostradas en las proyecciones isométricas

Una simplificación del modelo de trazas con cuatro planos lo representan los bloques formados por tres planos de fracturas, nombradas: X, Y, Z y F, éstos polígonos están mostrados en la parte izquierda de la Figura 7. También estos planos se pueden observar en las proyecciones individuales de cada bloque estudiado.

La escala gráfica es aproximada, y no necesariamente se formarán bloques de las dimensiones mostradas. Este patrón de trazas es una guía para predecir los sistemas de soporte y evaluar las cumas inestables.

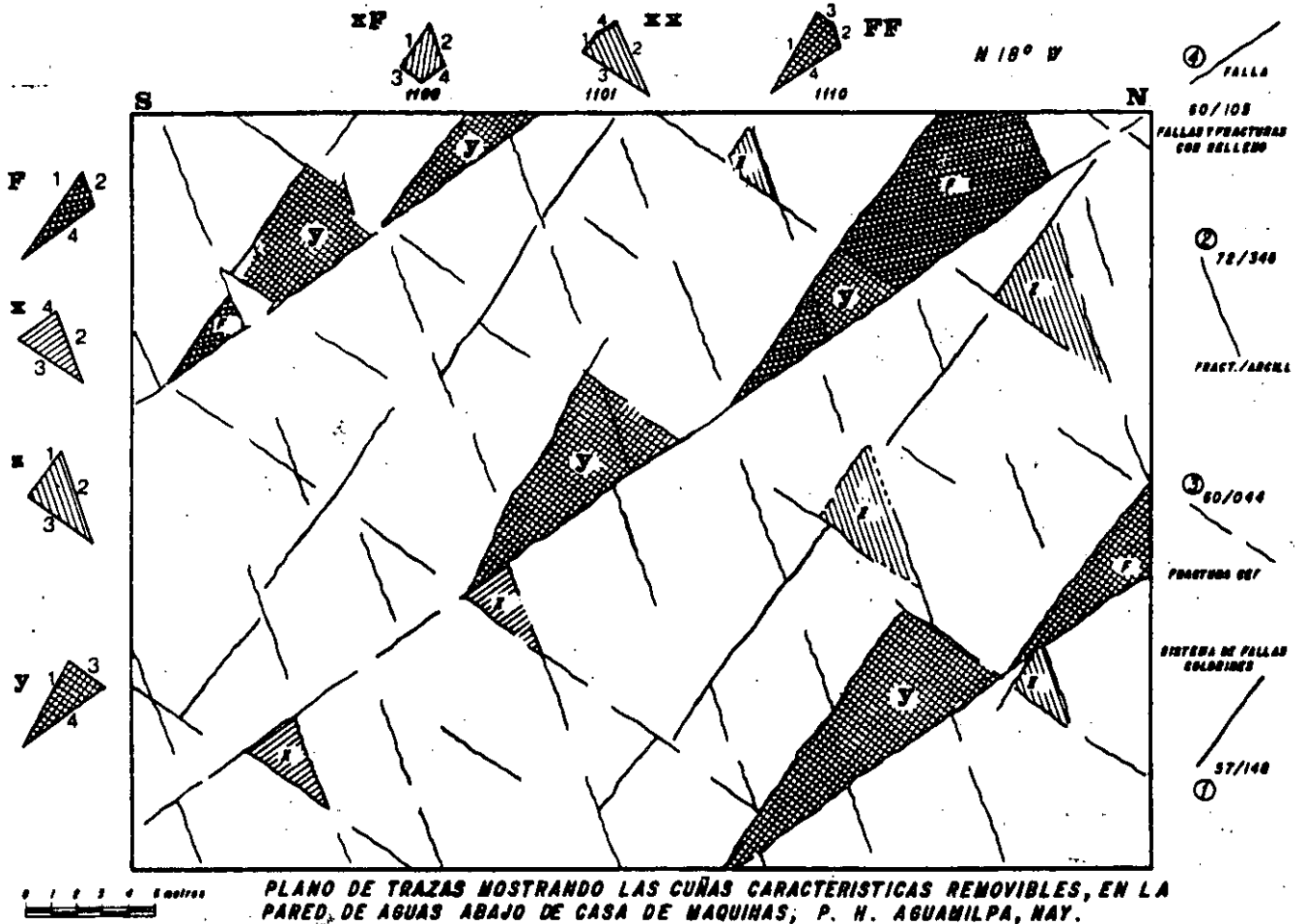


FIGURA 7

4.2 BOVEDA, CASA DE MAQUINAS

El patrón de trazas que forman los polígonos para la bóveda de casa de máquinas, está representado en la Figura 8. Esta presenta una vista por encima de la bóveda, la orientación de la casa de máquinas es N 18 W. Es importante notar que las estructuras 1, 2 y 4 tienen orientaciones NE, con buzamiento general al E. Las trazas que definen las cumas removibles en el techo de la excavación están mostradas en la figura. La dimensión de los polígonos se han exagerado para su mayor visualización.

El polígono que forma la cuma Y, es uno de los más críticos, ya que se forma por las intersecciones de las estructuras 1 y 4, que son las más continuas y desfavorables. En la parte superior de la Figura 8 está la proyección en la bóveda, que muestra el patrón de trazas del bloque FF. Este mismo polígono está representado en la Figura 6. Para la definición de los bloques removibles en la bóveda, los planos 1 y 2 participan con sus espacios medios inferiores, los planos 3 y 4 participan indistintamente con cualquiera de sus espacios medios.

El estudio de cumas en la bóveda permite definir que el plano 1 (Falla Colorines) participa en la formación de bloques removibles, únicamente en su parte inferior, ésto mismo sucede para el plano 2 (representado por fracturas con relleno arcilloso).

El plano 3 puede aportar indistintamente su parte superior (Bloque X) o inferior (Bloque Y). El plano 4 también puede aportar su parte superior (Bloque Y) o inferior (Bloque X). Todas las cumas formadas en el techo de la excavación son altamente riesgosas, ya que tienen forma piramidal abierta, con su base en la bóveda.

PLANO DE TRAZAS QUE MUESTRA BLOQUES
 REMOVIBLES EN LA BÓVEDA DE CASA DE
 MÁQUINAS (410-445)

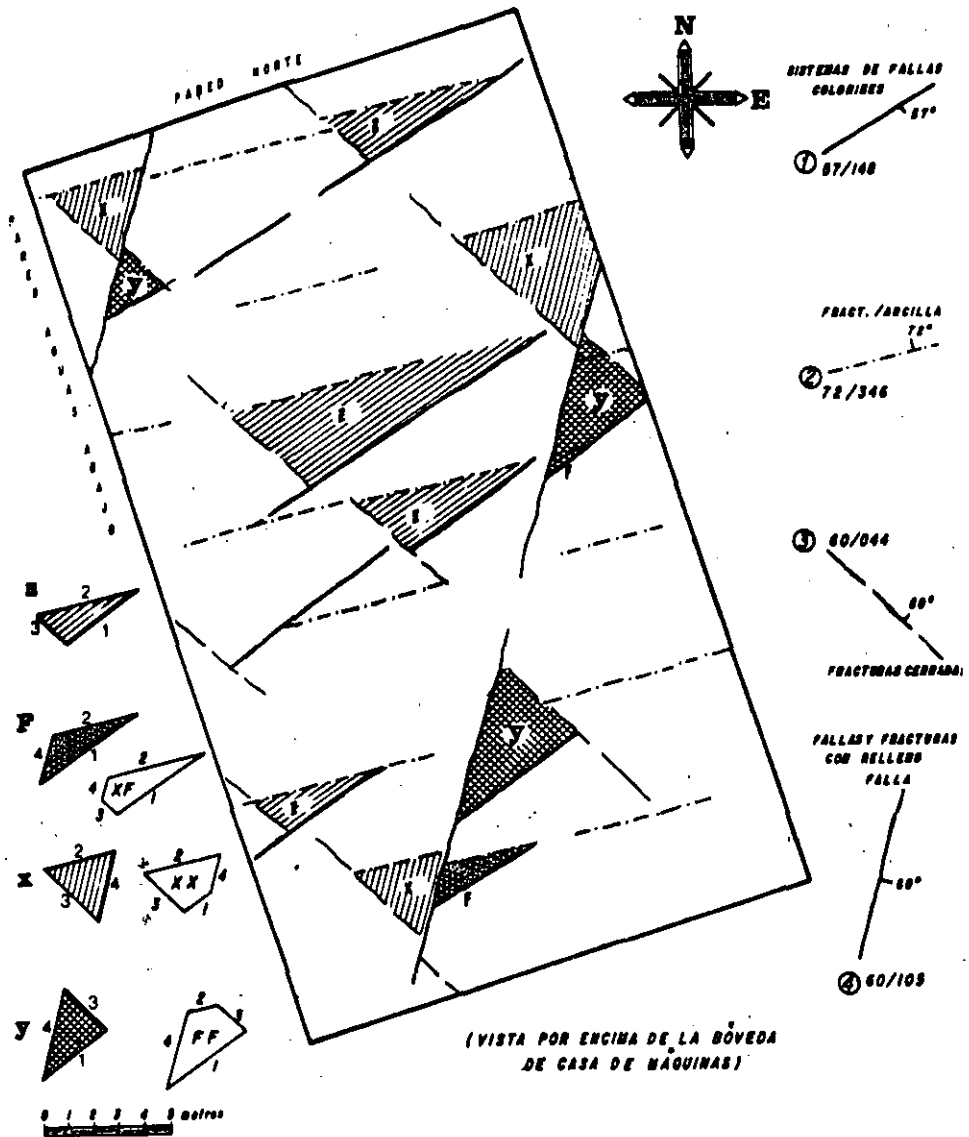
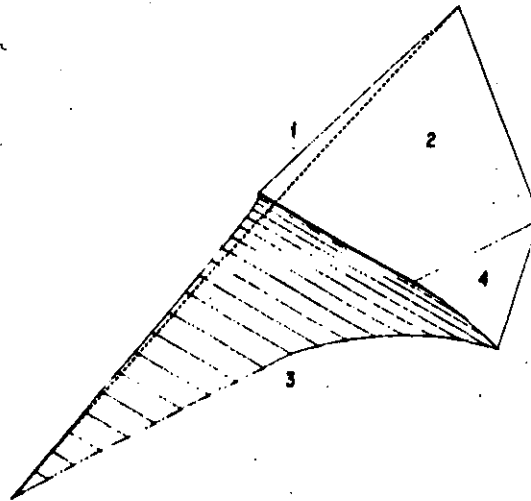


FIGURA 8

VERTICES DIMENSION
 B. 200.0 0.0 0.0
 D. 200.0 0.0 100.0
 E. 0.0 100.0 0.0
 F. 0.0 0.0 0.0
 G. 0.0 0.0 100.0
 H. 0.0 100.0 0.0
 I. 0.0 0.0 0.0
 DIRECCION DEL TUNEL
 -0.0 1.0 0.0
 211.72 168.96
 11101

P. H. AGUAMILPA

BLOQUE FF
 En la bóveda de casa
 de máquinas



El bloque folia por el plano 4

DIRECCION D PROYECCION
 -1.00 1.00 1.00
 211.72 168.96
 0.000
 -0.000
 0.000
 0.000
 -0.000
 DIRECCION DEL TUNEL
 0.00
 211.72 168.96
 11101

Dirección del
 túnel 342°

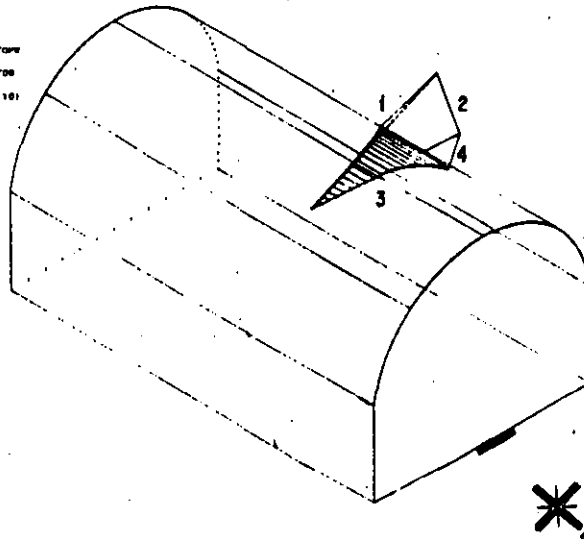


FIGURA 6

5 RECOMENDACIONES

De acuerdo a la información estructural y litológica levantada en el socavón 8-C, en la zona de casa de máquinas, se recomienda reubicar la caverna, desplazándola hacia el Sur, para eliminar las estructuras de la Falla Colorines, los diques fallados y el abundante fracturamiento con relleno arcilloso. Se sugiere un mínimo de 50 metros de desplazamiento.

Para investigar el comportamiento de las estructuras hacia la parte Sur de la casa de máquinas, se recomienda continuar con la excavación del Nicho 1E, por una longitud de cuando menos 50 m.

Se recomienda conservar la orientación del eje longitudinal de casa de máquinas hacia el N 15-20 W.

Para sensibilizar la orientación del eje longitudinal de casa de máquinas es conveniente realizar un análisis cuantitativo de pesos relativos de los "bloques clave" XX, XF y FF.

Para caracterizar la importancia de cada uno de los "bloques clave" removibles es recomendable estudiar la estabilidad de las cumas, con un análisis puramente friccional, realizando evaluaciones paramétricas del ángulo de fricción y orientación de excavaciones.

El análisis de "bloques clave" representa una parte de los estudios necesarios para caracterizar el comportamiento de la excavación de la caverna; sin embargo, no se descarta la posibilidad de la existencia de grandes estructuras aisladas, que por sí solas rijan el comportamiento de la estabilidad; por eso es Recomendable realizar más exploraciones directas como socavones y nichos, que garanticen la NO existencia de estas estructuras.

Debido a la cercanía del Arroyo el Colorín con la ubicación del socavón 8-C, es probable la existencia de una zona de decompresión que origine la presencia de estructuras de tensión, con orientación N-S y con relleno arcilloso (Crucero 1W y Nicho 3E), por lo tanto también se recomienda desplazar la ubicación de la caverna hacia el Este y así tratar de eliminar la posibilidad de encontrar estructuras desfavorables con orientación Norte-Sur.

6 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- CFE (1982) Factibilidad Geotécnica, Alternativa Colorines Departamento de Geología, Informe y Planos, Inédito, 126 pp
- CFE (1983) Aspectos Geológico-Ingenieriles del P.H. Aguamilpa Departamento de Geología, Informe Interno. Inédito, 85 pp
- CFE (1984 a) Ingeniería Geológica del Depósito de Talud P.H. Aguamilpa, Alternativa Colorines, Departamento de Geología, Informe Interno, Inédito, 6 pp
- CFE (1984 b) Método Probabilístico Para el Diseño de Taludes En Roca P.H. Aguamilpa, Alternativa Colorines, Departamento de Geología, Informe Interno, Inédito, 20 pp
- CFE (1984 c) Ingeniería Geológica del Sitio Colorines Resumen, Departamento de Geología, Informe Interno, Inédito, 5 pp
- CFE (1984 d) Programa de Exploración para Diseño, 2da Etapa, Departamento de Geología, Informe Interno, Inédito, 15 pp
- CFE (1985) Geomecánica y Estabilidad de las Cavernas de la Planta Hidroeléctrica Subterránea del P.H. Aguamilpa, Departamento de Geología, Informe Interno, Inédito, 16 pp
- CFE (1985) Análisis Geológico Estructural del Fracturamiento subterráneo, P.H. Aguamilpa, Informe Interno, 30 pp
- CFE (1987) Geología del Socavón 8-C (Túnel Piloto de Acceso a Casa de Máquinas), Informe Interno, 27 p y 8 planos.
- CFE (1987) Estudio Tomográfico del Socavón 8-C del P.H. Aguamilpa, Informe Interno.

- Goodman, R.E., (1980) Introduction to Rock Mechanics Wiley, New York 350 pp
- Goodman, R.E. (1976) Methods of Geological Engineering West Publishing Co., St Paul, 427 pp
- Goodman, R.E. & Gen-Hua Shi, (1985) Block Theory And Its Applications to Rock Engineering, Prentice Hall 338 pp
- Hobbs B.E. Mean W.H. y Williams P.F. (1976) An Outline of Structural Geology, John Wiley & Sons, New York, 473 pp
- Bles & Feuga B. (1986) The Fracture of Rocks, Bureau de Recherches Geologiques et Minieres, Elsevier, New York 131 pp
- Hoek E. y Bray J. W. (1977) Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metalurgy, London, 361 pp
- Hoek E. & Brown T., (1980) Underground Excavations in Rocks Institution of Mining and Metalurgy London, 527 pp
- Maycotte, J. & Lugo-Ibarra T., (1985), Geomechanics and Stability Of Underground Power Plants in Fractured Rock Masses, ISRM, International Congress, Zacatecas, Mex.
- Ramsey, J.G., (1967), Folding and Fracturing of Rocks, McGraw-Hill, New York, 568 pp

Tomás Lugo-Ibarra

THE APPLICATION OF BLOCK THEORY TO THE
DESIGN OF ROCK BOLT SUPPORTS FOR TUNNELS

by

Richard E. Goodman and Gen-Hua Shi
University of California, Berkeley

Presented at the 35th Geomechanics Colloquy
Salzburg, Austria
October 10, 1986

Block Theory

Excavations cut into rock masses with several sets of discontinuities may liberate rock blocks of various size. The potential movements of the most critically located of these may then undermine neighbor blocks, and the ensuing block falls and slides can menace the integrity of the engineering scheme. If the excavation is unsupported, block movements may unacceptably alter the excavation perimeter and the blocks may cause property damage and personal injury. If the excavation has been supported, the block movement tendency will transfer loads to the support system, which could fail if not designed specifically to handle these loads. Since the rock itself is usually quite strong, it is mainly the potential block falls and slides that need to be addressed by the designer and if these are adequately handled, or found to be unlikely, the excavation stability will be assured.

Suppose that a block of rock is isolated by the intersection of discontinuities and excavation surfaces. No matter how many faces it has, the block can move initially in only several ways -- by falling, by sliding on one face, or by sliding on two faces (or by combined sliding and rotation). All of these motions require that certain faces open. Thus the first warning of block movement is the widening of particular joints. On the other hand, if the potentially dangerous blocks are found prior to movement and their

stability is assured, then no block movements will occur anywhere. This is the principle of block theory (Goodman and Shi, 1984). The most dangerously located blocks are called "key blocks". The theory establishes procedures for describing and locating key blocks and for establishing schemes, and to select excavation orientations and shapes that minimize or completely eliminate the need for artificial supports.

The shapes and locations of key blocks are fully three dimensional. In some types of engineering analyses, it is found to be conservative to treat simpler two dimensional configurations. For example, a layered mine roof can be analyzed as a beam rather than as a plate; or a potential shear failure can be analyzed as cylindrical rather than spherical. In the case of jointed rock masses, however, this would be an unwise simplification. Despite some joints having very low friction, approaching zero with certain montmorillonitic fillings, three dimensional block geometry allows one to find safe spatial directions for minimally supported excavations. In neglecting the third dimension in analysis, one abandons the savings realizable through geometry, which is particularly foolish since it proves tractable to perform three dimensional analysis using block theory. To simplify explanations, a series of two dimensional illustrations are examined initially; subsequently the fully 3-d analysis is introduced, with extensive use of the stereographic projection.

Types of Blocks

Figure 1 identifies six types of blocks around an excavation. Type VI is a joint block, having no faces on the excavation perimeter, i.e. no free faces. Type V has a free face but the block is infinite. Unless there are new cracks formed around the excavation, neither of these block types can be

key blocks. The same is true for block IV, which has a tapered shape; there is no direction toward the excavated space in which the tapered block can move without pushing into its neighbors.

All of the other blocks are finite and removable. Whether or not they will move depends not only on geometry but on the direction of the resultant force, and the magnitudes of the friction angles on the faces. Block III is safe under the action of gravity. Type II blocks are also safe by virtue of friction. The one in the roof has parallel sides so the block can move only in one direction, namely parallel to these sides; this restriction on the freedom to displace greatly increases the shear resistance on its faces, as discussed by Goodman and Boyle (1986). The type II block in the wall has a flat base so it is unlikely to move if the friction angle is any reasonable value (unless water or tractions acting on the faces, or accelerations rotate the direction of the resultant force away from the vertical towards the free space). Type I blocks will probably move unless supported as soon as the excavation succeeds in isolating them as individual blocks. The Type I block in the roof will fall out, and the one in the wall will slide. These are the key blocks. The type II blocks are potential key blocks.

Block theory provides a system for dividing all the blocks into these groupings. The first decision separates the non-removable blocks (IV, V, and VI) from the removable blocks (I, II, and III) by means of Shi's Theorem. A "mode analysis", taking into account the direction of the sliding and falling directions, given the direction of the resultant force, then distinguishes Type III blocks from Type II and I blocks. Finally a limit equilibrium analysis, invoking friction on the block faces, establishes the key blocks and determines the support requirements. The basic analyses are dependent on the relative orientations of the joints and not on the specific block perimeters,

so the infinity of block shapes that are created by intersecting discontinuities are all represented by a manageable number of analyses.

Removability of Blocks - Shi's Theorem

A geometric property of finite blocks enables finiteness and removability of blocks to be judged very simply. A finite block, in two dimensions, is shown in Figure 2. If the bounding faces are all removed without rotation towards the center of the block, the block becomes successively smaller until it shrinks to a single point. This cannot be done with an infinite block. The block in Figure 2 consists of the intersection of four half spaces: U_1 , that is the half space above face 1; L_2 , the half space below face 2; U_3 , the half space above face 3; and U_4 , the half space above face 4. The first two of the faces are formed by joint planes and the last two by free surfaces, i.e. by excavation planes. In Figure 3, all of these faces have been moved without rotation to pass through a single point, O . The intersection $U_1 L_2$, shall be denoted the Joint Pyramid, and abbreviated "JP"; the JP is an angle with vertex at O . Similarly, the intersection $U_3 U_4$ shall be called the Excavation Pyramid and abbreviated EP. This intersection of free half spaces is also an angle at O . Since the block in question is finite, JP and EP have no intersection. Shi's Theorem establishes that a block is finite if and only if JP and EP have no intersection. In this two dimensional illustration, the regions in question are angles in a plane. In three dimensions, these regions become pyramids with vertex at the origin.

Use of the Stereographic Projection to Establish Removability of Blocks

The stereographic projection simplifies the discussion of block theory in three dimensions. Stereographic projection reduces by one the dimensions of

the geometric feature to be projected; a line passing through the center of the reference sphere projects as a point while a plane passing through the center of the reference sphere projects as a great circle. Suppose a plane of interest dips α below horizontal in direction β measured clockwise from north. The center of the great circle that projects this plane is at C, whose distance from the center of the reference circle of radius R is given by

$$OC = R \tan \alpha \quad (1)$$

while the radius of the great circle is r given by

$$r = R/\cos \alpha \quad (2)$$

When the focus of the stereographic projection is at the bottom of the reference sphere, the distance OC is measured in the direction of the dip vector, i.e. along azimuth α . In this case, the region inside the reference circle represents all the lines through the center of the reference sphere that are directed into the upper hemisphere. Similarly, the region inside the circle of radius r about C represents the complete set of lines through the center of the reference sphere that are directed into the upper half space of the plane represented by that circle, i.e. plane α/β .

Figure 4 presents an example of the stereographic projection of a joint and its two half spaces. The joint dips 30° to the east ($\alpha = 30^\circ, \beta = 90^\circ$). Arbitrarily selecting $R = 5$, then $OC = 2.89$ and $r = 5.77$. (Changing R varies the dimensions of the drawing but not any of the angular relationships.) Drawing a circle at C with radius r determines the stereographic projection of the inclined plane $30/90$. The portion of this circle crossing the region

inside the reference circle represents the lines in this plane that are directed into the upper hemisphere. The portion of the circle that lies outside the reference circle, similarly, represents the projections of the opposites to these lines, i.e. the lines in the plane that are directed into the lower hemisphere. The space inside the circle about C contains all the lines passing through O directed into the upper half space of the plane 30/90. And the points outside the circle about C, i.e. the rest of the projection plane, represent all the lines passing through O that are directed into the lower half space. If the circle about C is the projection of discontinuity set 1, then the region inside this circle is U_1 and the region outside of this circle is L_1 .

Now consider a joint system consisting of three joint sets, as given in Figure 5. Set 1, bedding joints, are represented by the plane previously drawn, with $\alpha/\beta = 30/90$. Similarly, set 2 is a set of sheared surfaces ("shears") parallel to plane 60/45 and set 3, a true "joint" set, is parallel to plane 20/330. In Figure 5, these three planes have been projected, yielding three great circles. Their intersections generate eight spherical triangles. Consider point O, in the center of the reference sphere. This point is simultaneously inside each circle; therefore the line it represents is directed into the upper half space of each of the three joint sets. Let the digits 0 and 1 represent respectively the upper half space and lower half space of a joint and order the digits according to the order of the numbering of the joint sets. Accordingly the spherical triangle of point O has been labelled 000. The point C2, on the other hand, is inside only great circle 2 while it lies outside great circles 1 and 3. Therefore, the spherical triangle of point C2 has been labelled 101.

The eight spherical triangles of Figure 5 are the three dimensional analogues of the angle $U_1 L_2$ in Figure 3. They are, in other words, the joint pyramids (JP's) of the system. Shi's theorem determines that a block is removable if and only if it has a JP on the stereographic projection and that JP has no intersection with the excavation pyramid (EP).

Application to Underground Chambers

Each excavation face, and the various excavation edges and corners have particular EP's. Consider, for example, the horizontal roof of an underground chamber. In Figure 3, the two dimensional example, we saw that the excavation pyramid is the angle between the half spaces of the excavation planes that include the block. Any block in the roof of the chamber will lie above the half space of the roof plane. Therefore, in the case of the roof, the excavation pyramid is the half space above the roof. It is therefore the region inside the reference circle.

Having identified the JP's and the EP for the roof of an underground chamber, we apply Shi's theorem to find the JP's that have no intersection with the EP. A quick search establishes the fact that only JP 101 satisfies this requirement. (In Figure 6, all other JP's have been removed.) This construction proves rigorously that only blocks formed by the intersection of the roof with the lower half spaces of joints 1 and 3 and the upper half space of joint set 2 will be removable from the roof of the chamber.

The next step is to draw the face of the removable block looking up at the roof. It is easier, perhaps, to first draw the free face in a conventional plan view, looking down. In Figure 7, the strikes of each of the joint sets have been drawn, from the known values of β . The upper half space of an inclined plane is the side of the strike line that contains the dip

vector, as marked in Figure 7a. Knowing that the removable blocks belong to JP 101, simultaneously in the lower half spaces of joints 1 and 3 and in the upper half space of joint 2, the block must have the free face as drawn in Figure 7b. Then rotating about the EW horizontal line, turning north to south, obtain the drawing of the face as it appears looking up at the roof (Figure 7c). This drawing may be taken into the field to identify dangerous blocks as they become partly isolated by excavation; they may then be supported before becoming completely isolated. (Such a system was termed "design as you go" by Peter Lang in the Helsinki Conference "Large Rock Caverns" 1986 (Pergamon)).

Now consider removable blocks of a vertical wall of an underground chamber. For example, consider the east west trending south wall of a chamber. Since a vertical plane dips at equals 90° , the radius of its great circle is infinite; thus the stereographic projection of a vertical plane is a straight line. In the case of the south wall of an underground opening, the rock is on the south side and the space is on the north side of the wall. Therefore the EP of the south wall is the region below the east west line drawn through 0, as shown in Figure 8. Considering this EP together with the complete system of JP's of Figure 5 will show immediately that only JP 100 can yield removable blocks of this wall. (It can also be verified that only JP 011, the "cousin" of 100, will yield removable blocks in the north wall of the chamber.)

To draw the free face of a removable block belonging to JP 100, we need to find the inclinations of the joint sets in the east west trending vertical wall. Figure 9 shows a general procedure for measuring these inclinations from the construction. (The angles could also be read using a stereonet.) The inclinations are the lines represented by points a, b, and c where joint

set great circles 1, 2, and 3 respectively cross the east west diameter of the reference circle. These are the "apparent dips" of the joint sets in the east-west wall. The traces of these joint planes in the wall are 30° above west, 53° above west, and 9° above east. By "above west", we mean that the angle of the trace is measured upward from the west end of a horizontal line; we know it is above west if the stereographic projection point is in the west side of the reference circle. Knowing that the critical JP is 100, we can draw the free face of a removable block as shown in Figure 10. Figure 10a is a drawing of the traces of the joint sets as seen looking north; the upper and lower half spaces of each joint set are marked. Figure 10b then determines the free face of a removable block of JP 100 from the half space combinations, as seen looking north. Then, by rotating the figure about a vertical line, turning east into west, we can view the south wall from inside the chamber, looking south. This drawing, Figure 10c, can be used to keep watch for potentially dangerous blocks as they are approaching isolation by excavation.

Now suppose we are able to view a joint trace map of the south wall, as in Figure 11a. The intersection of joint traces creates a large number of polygons. The previous analysis determines which of these are the faces of removable blocks. The free face of a removable block has the shape of the figure drawn in the bottom margin. It is possible to recognize this pattern in the trace map. Figure 11b shows the faces of all the removable blocks. If these are supported, nothing else can move and the entire wall must be safe. Formal procedures for finding removable blocks of more complex trace maps with more complex joint systems, and with generally inclined excavations are presented by Goodman and Shi. The engineer or geologist making use of these methods has the option of using manual constructions with the stereographic projection, as done here, or switching on a number of interactive computer

programs (available from the authors). Methods are now being developed for development of joint trace maps for simulated rock masses using joint statistics, and for curved excavation surfaces.

Application to Tunnels

In the case of a tunnel, the surface of the excavation is the union of a family of planes parallel to the tunnel axis. Therefore almost every JP can produce a removable block somewhere around the interior of the tunnel. However, these removable blocks are restricted to particular portions of the tunnel surface. For example, consider the joint planes seen in the two dimensional section in Figure 12. If we specify that the blocks must lie simultaneously in the lower half space of each joint plane of this drawing, then no block can be larger than the region ABD; real blocks may be smaller. In the absence of information about the spacing and extent of the joints, it would be prudent to design on the basis of the maximum removable block, ABD. Given the tunnel cross section, each JP (except those that contain the direction of the tunnel axis) has a maximum removable block. We now show how to determine it.

In Figure 13a, one particular JP, 010, is shaded. The tunnel is horizontal bearing N 21° E and the projection of its axis is point a, and its opposite, -a. The corners of the JP are intersections of joint sets and each has an orthographic projection in the vertical plane perpendicular to a. These orthographic projections of the JP corners produce three points along the tunnel section, two of which are the projections of the extreme limits of the maximum removable block for JP 010 as seen in the tunnel cross section. To determine the inclinations of the extreme limits of the maximum removable block we construct two great circles through a and -a and a corner of the JP

such that the JP is entirely enveloped. The traces of the limit planes thus constructed are represented by the points where they cross the plane of the tunnel section. The inclinations of these traces may be measured as shown on Figure 13a, making use of a property of the stereographic projection, or they may be found using the stereonet. If a corner lies outside the reference circle, its opposite will lie within it. The limit plane must pass through both the corner and its opposite. If the corner has distance x from the center of the reference circle, its opposite has distance R^2/x from the center in the opposite direction. In the case of Figure 13a, the JP lies inside each of the enveloping great circles, so the JP is above both of them. The angles of inclination of the orthographic projection of the corners in the tunnel section are transferred to the tunnel section in Figure 13b, and the removable block is found as the region simultaneously above each. In this case, the maximum removable block is not a key block, assuming gravity as the main contributor to the resultant force direction in the block.

Figure 14a shows a similar construction but for JP 001. The corner I_{12} of this JP is off the paper so its opposite, $-I_{12}$ has been drawn; (the opposite is the upper hemisphere line that is perpendicular to both of the normals n_1 and n_2 and therefore perpendicular to the great circle connecting normals n_1 and n_2). Great circles through each corner in turn intersect the tunnel section at the points shown and the limiting great circles are established as those through I_{23} and I_{13} , intersecting the tunnel section respectively 24° above east and 83° above west. The JP is outside the first of these and inside the second so JP 001 is below the first and above the second. Figure 14b transfers this information to the tunnel section.

Having performed an analysis of maximum key blocks for two JP's, we now proceed to find all the remainder. Since JP 000 and 111 contain the tunnel

axis, they have no maximum key block areas in the tunnel section. The maximum key block regions of all the other JP's are shown on Figure 15, each tunnel section being drawn in the curved polygon corresponding to the JP in question. We see at a glance that under gravity loading JP's 101, 100, and 001 may generate blocks that require support. Although these drawings are two dimensional, the three dimensional maximum keyblocks can be drawn corresponding to each of these joint pyramids, and subjected to a limit equilibrium analysis. The direction of sliding under gravity is determined by a mode analysis, based upon the direction of the resultant force and the description of the joint pyramid, as discussed by Goodman and Shi. Then when friction angles are input on each face, the support force vector can be computed for each maximum key block. It can happen that no block requires any support; on the other hand, in certain tunnel directions, the same set of joint planes and friction angles may create the need for a large support force. This is largely due to the changing size of the maximum key blocks as the direction of the tunnel is varied.

Case History - "Tunnel Support Spectrum"

The effect of tunnel direction on rock mass support requirements will be illustrated for the rock mass of Figure 5 by studying the support force for equilibrium of the most critical block as a function of a complete sweep of tunnel directions. All the examples considered thus far correspond to a horizontal tunnel axis in direction $N 21^{\circ} E$. Considering only horizontal tunnels, for the time being, we can observe the relative size of the most critical key block, for five tunnel directions, in Figure 16. The maximum key blocks become dramatically larger as the direction 315° ($N 45^{\circ} W$) is approached. Limit equilibrium analysis of this system, for a horseshoe tunnel

6 meters wide and 5.4 meters high, yields required support forces for the maximum key block varying from a low of less than 1 metric ton per meter length of tunnel, to a maximum of 33 metric tons per meter of tunnel as plotted in Figure 17. The sharpness of the peak in this diagram suggests the name "tunnel support spectrum" for this type of presentation.

We have written a computer program (for IBM PC) to perform the complete analysis of key block support requirements over the complete set of tunnel directions in space. The input to this program consists of the attitudes of the sets of joint planes and their friction angles as well as the shape and dimensions of the tunnel section. The output is a contoured equal area projection of support force requirements for all tunnel/shaft directions in space, and a list of all sliding modes and sliding force directions.

Figure 18 shows such a diagram for the problem being discussed. It demonstrates that the worst tunnel orientations are: horizontal to azimuth 315° (N 45° W); and 23 degrees above horizontal to azimuth 305° (N 55° W). Most tunnel/shaft directions not near these have very much smaller support needs.

Another example is presented in Figure 19, where a fourth joint set has been added to the three previously considered; the additional joint set has dip and dip direction equal to 75° and 190° respectively and has been assigned a friction angle of 15° . The tunnel/shaft support force contours are only slightly less polarized, with vertical shafts now showing increased support needs. The orientations of the tunnel requiring greatest force and the magnitude of this support force is the same as in the case of Figure 18, with three joint sets. The magnitude of the support force for the worst tunnel is 32 tons per meter of tunnel length.

The examples of Figure 18 and 19 were calculated for the influence of gravity alone. For military and mining applications, it may be desirable to consider support needs to resist a strong blast, such that the direction of the resultant force is rotated away from vertical. When this happens, both the joint pyramids and the modes that are critical will be changed and the support forces will, of course, be different. Figure 20 shows the results of a computation for the rock mass of Figure 19 where a blast acceleration of 1.0 g produces an inertia force directed horizontally to the north, producing a net resultant force that is inclined 45° to the north. The maximum support force is now 47 tons per meter of tunnel length, for a tunnel about 23° above the horizontal in azimuth 299° (N 61° W). There still remains a large set of tunnel directions for which the support needs are almost zero.

Conclusions

For hard, jointed rock, the design of tunnel supports should be based on the force required to stabilize potential key blocks formed by the intersection of preexisting joint planes and the tunnel surface. Describing and analyzing these blocks necessitates a three dimensional approach. Using block theory it is convenient to determine the most critical blocks given any tunnel direction and cross sectional shape and dimensions. The information required to describe the rock mass consists simply of the orientations of the joint planes and their friction angles.

This paper has reviewed the theoretical basis and graphical procedures for application of block theory to the computation of tunnel support forces. These procedures offer the engineer the possibility to optimize tunnel and shaft design with respect to support requirements. The information about the rock required to perform this analysis is minimal and the computations are not

tedious, particularly since the authors have made most of their many micro-computer programs available to the profession. Block theory offers potential cost savings in tailoring the layout and design of tunnels and shafts to the geometric properties of jointed rock masses.

References

Richard Goodman and Gen-hua Shi (1985) Block theory and its application to rock engineering (Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.) 338 pages.

Richard Goodman and William Boyle (1986) "Non-linear analysis for calculating the support of a rock block with dilatant joint faces" Felsbau Volume 4.

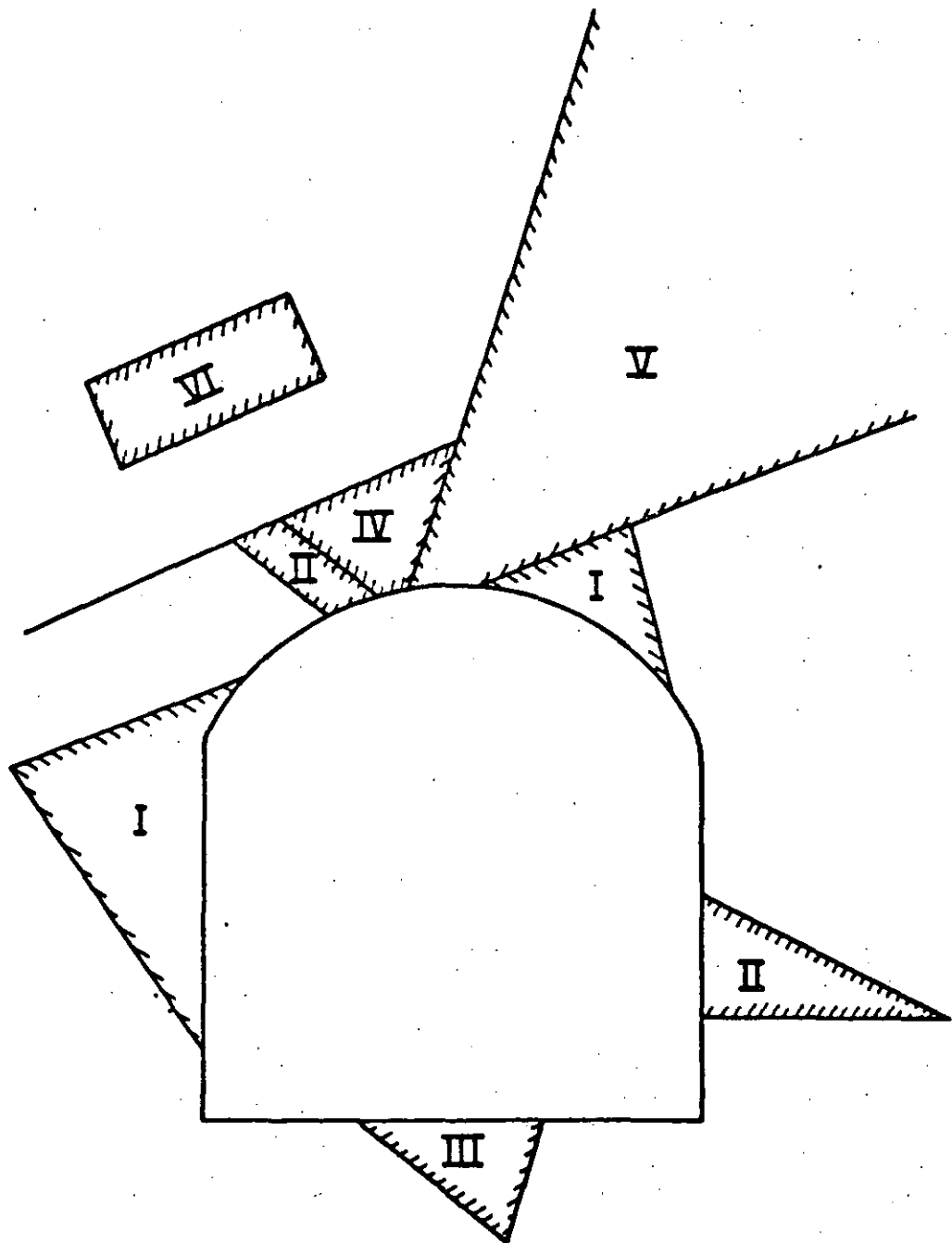


FIGURE 1
TYPES OF BLOCKS

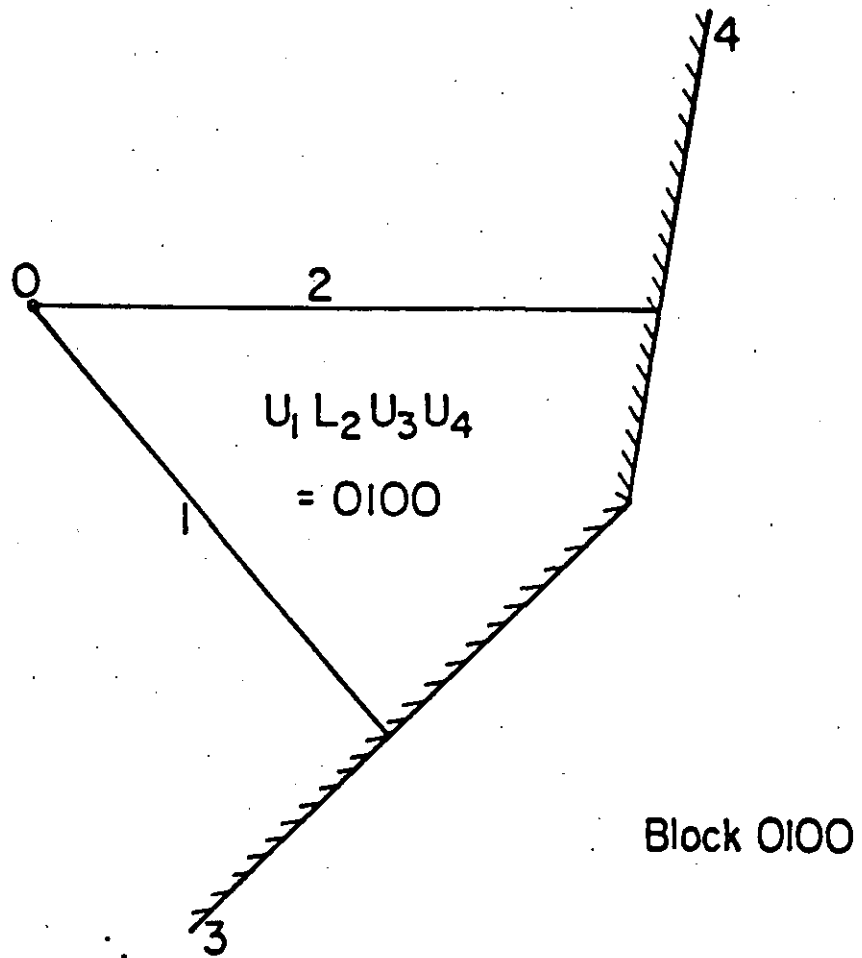


FIGURE 2
 A REMOVABLE BLOCKS WITH TWO JOINTS AND TWO FREE SURFACES

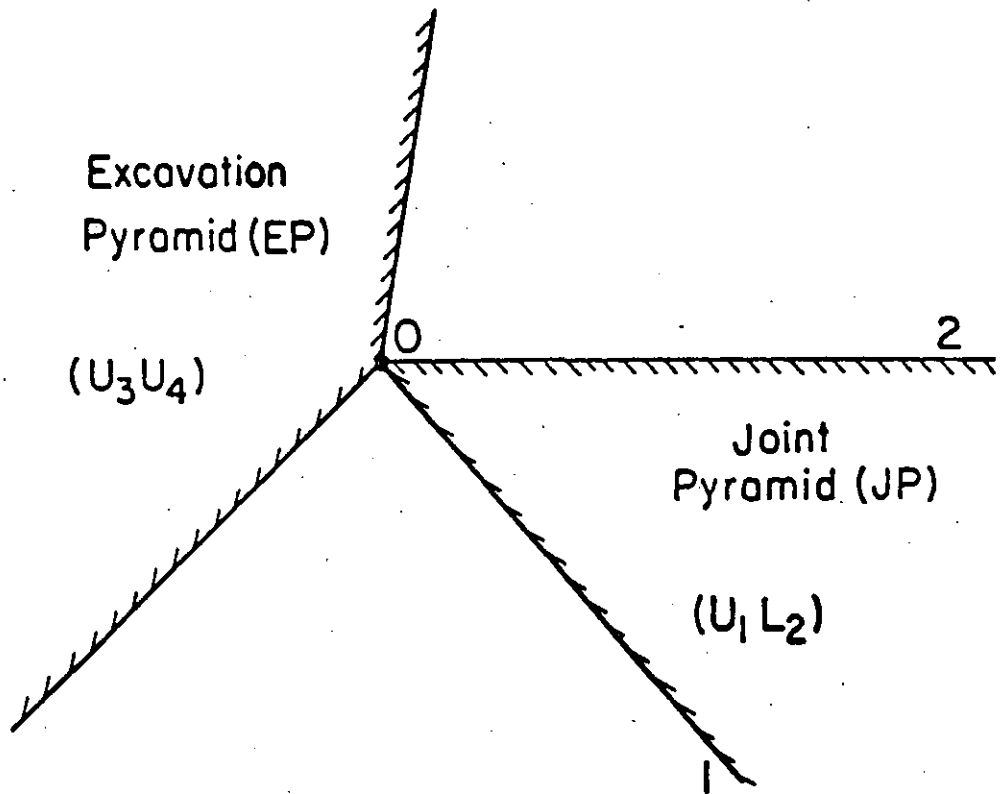
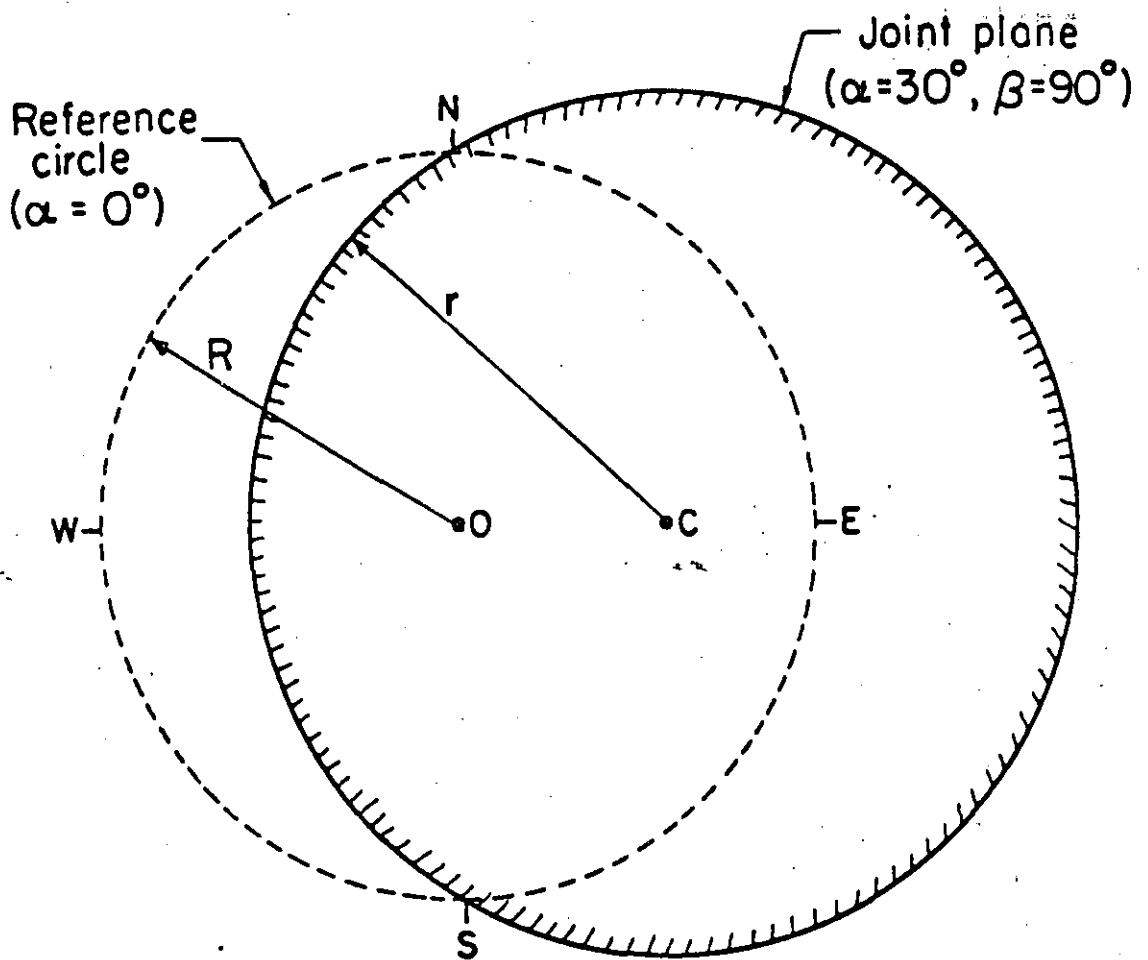


FIGURE 3
A JOINT PYRAMID AND EXCAVATION PYRAMID FOR A REMOVABLE BLOCK



Given: $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 90^\circ$

Choose $R = 5$, then:

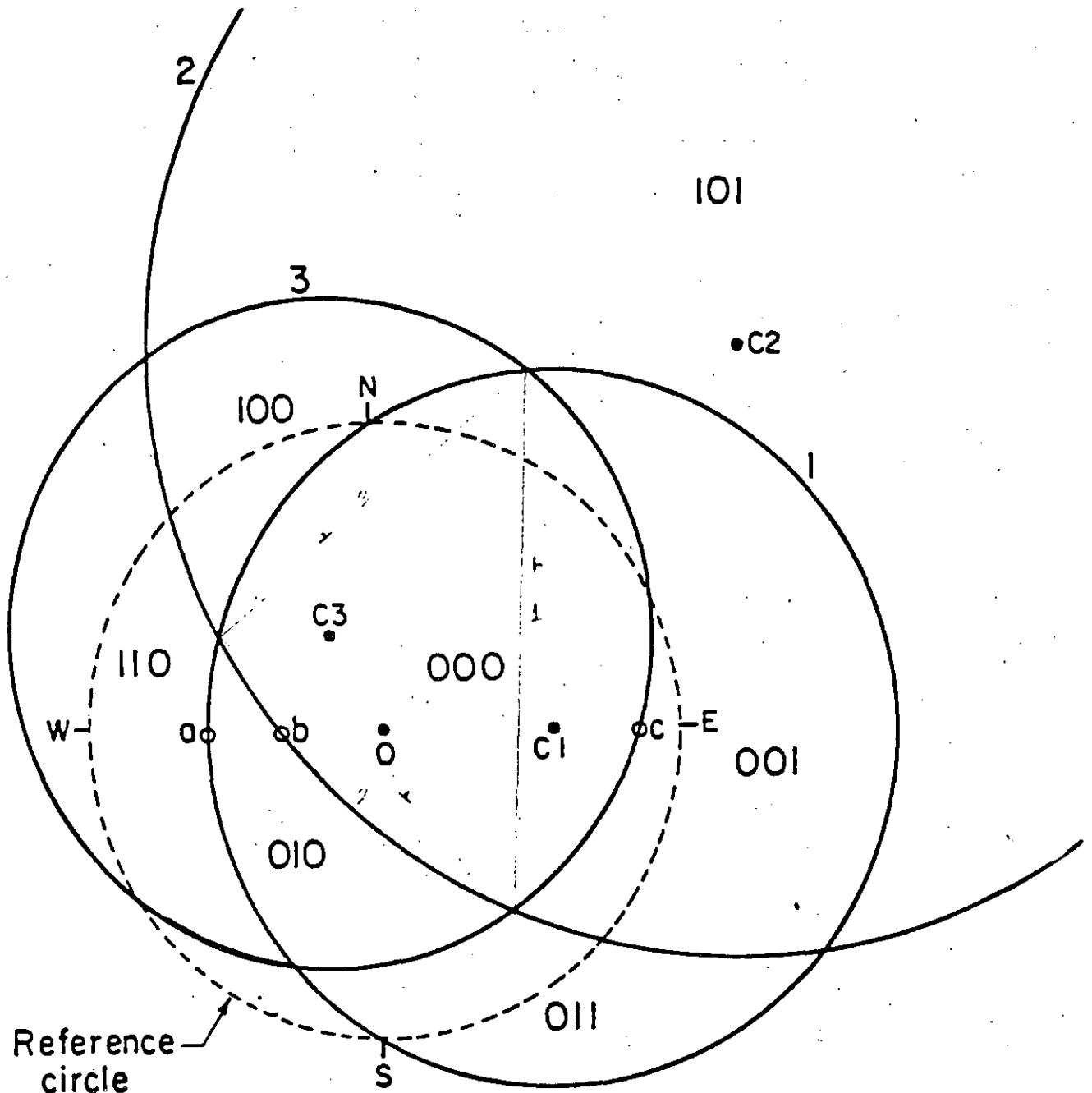
$$r = 5 / \cos 30 = 5.77$$

$$oc = 5 \tan 30 = 2.89$$

(Lower focal point)

FIGURE 4

CONSTRUCTION OF A GREAT CIRCLE GIVEN THE DIP AND DIP DIRECTION OF A PLANE IN THE UPPER HEMISPHERE (LOWER FOCAL POINT) STEREOGRAPHIC PROJECTION



III

	<u>Discontinuity Surface</u>	<u>Dip (α)</u>	<u>Dip Direction (β)</u>
1.	Bedding Joints	30	90
2.	Sheared Surfaces	60	45
3.	Main Joint Set	20	330

FIGURE 5
CONSTRUCTION OF GREAT CIRCLES AND JP'S FOR THE JOINT SYSTEM

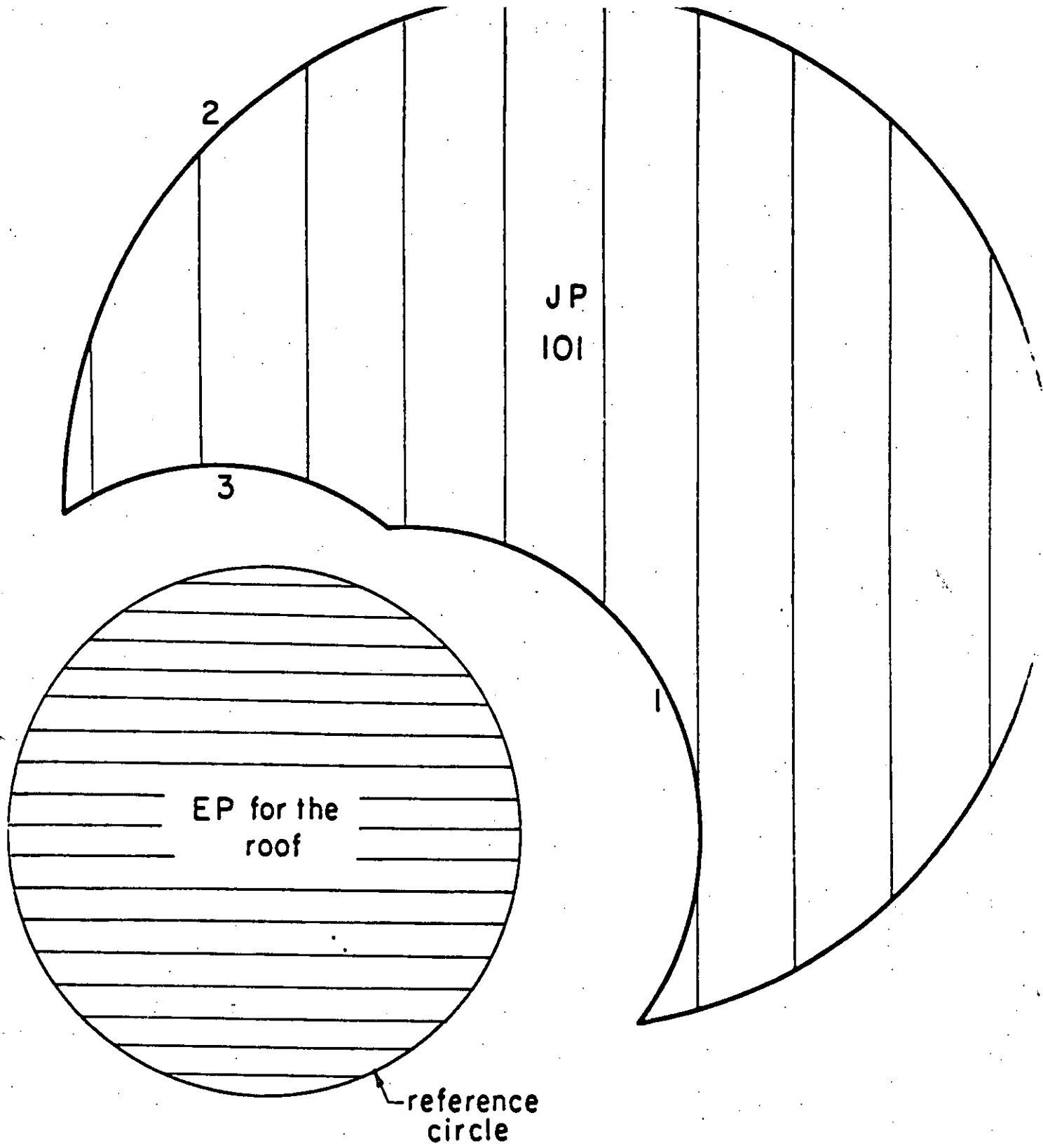


FIGURE 6
 THE ONLY JP THAT HAS NO INTERSECTION WITH EP FOR THE ROOF

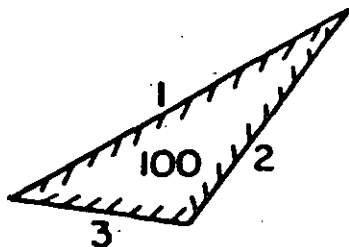
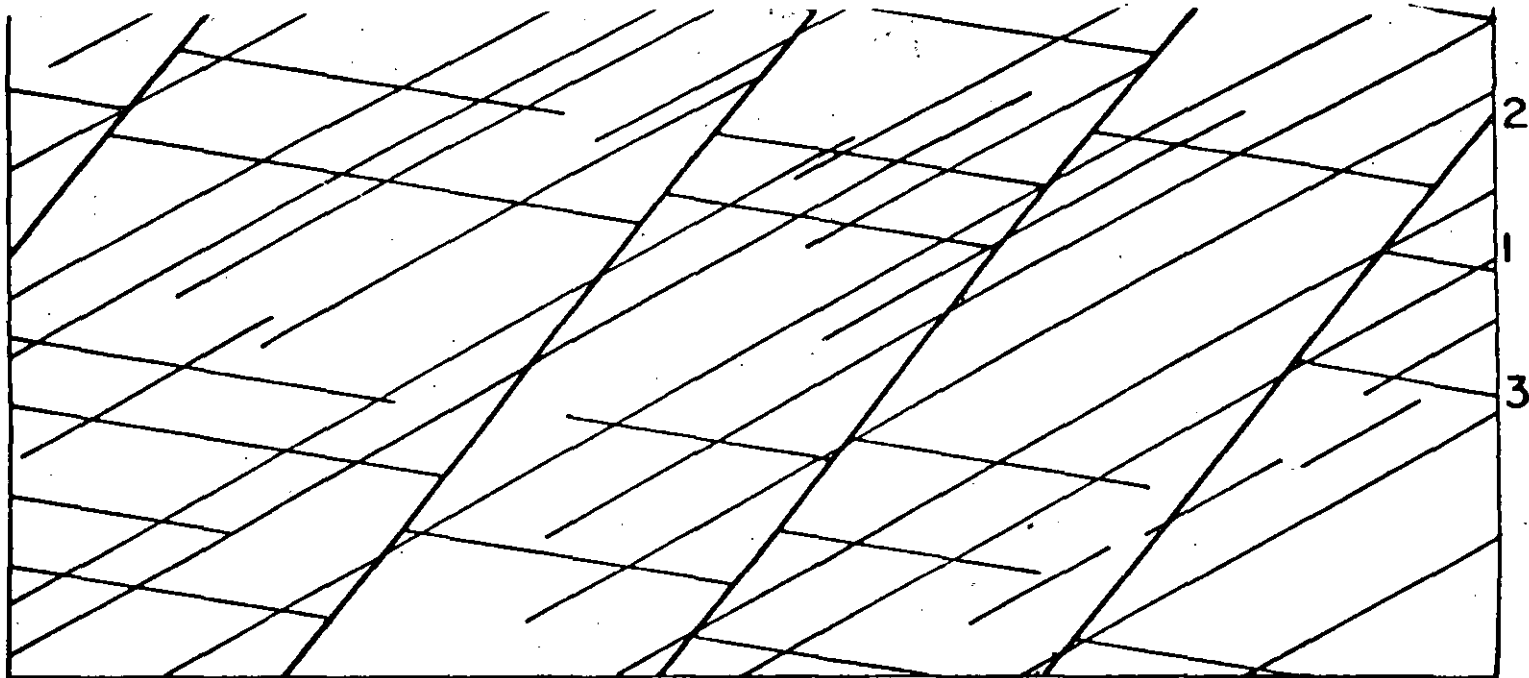


FIGURE 11a
JOINT TRACES IN THE SOUTH WALL (LOOKING SOUTH)

FIGURE 11b
REMOVABLE BLOCKS OF THE SOUTH WALL (LOOKING SOUTH)

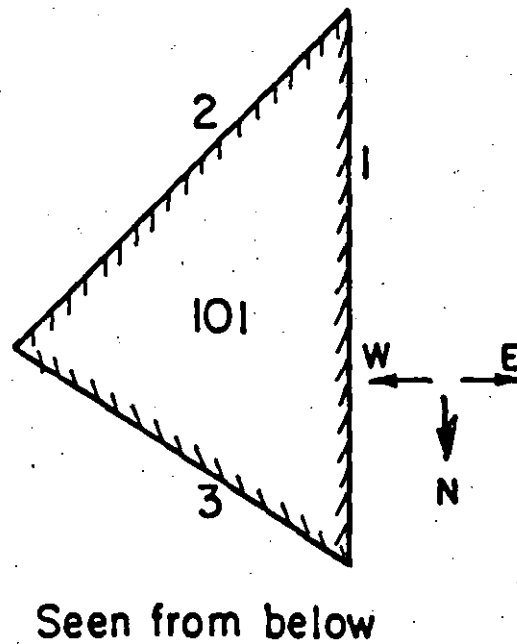
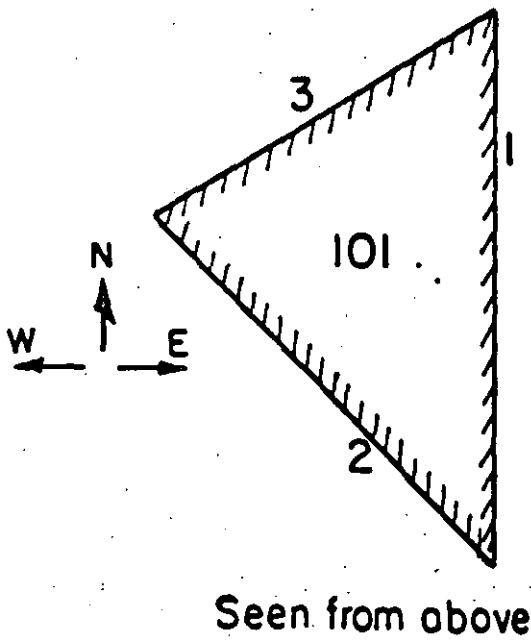
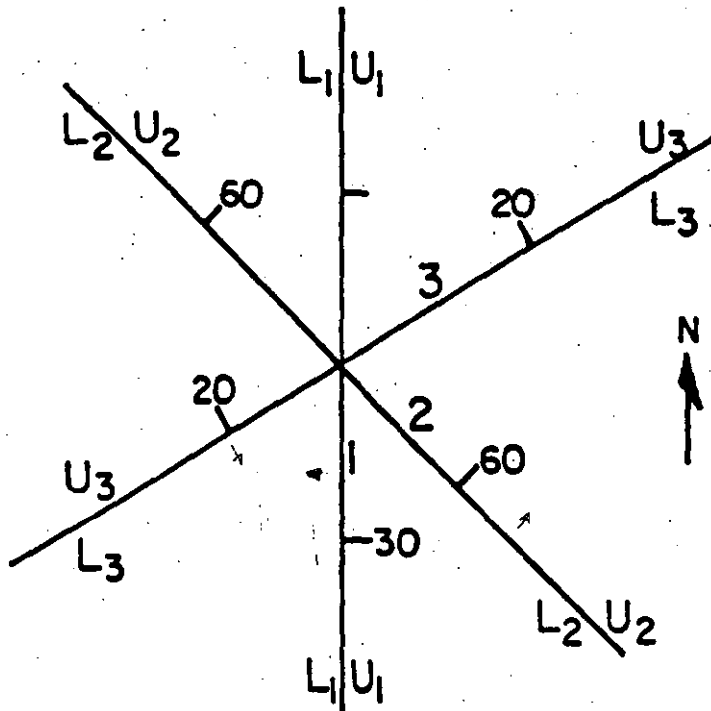


FIGURE 7
 CONSTRUCTING THE TRACE OF A CONVEX REMOVABLE BLOCK IN THE ROOF PLANE

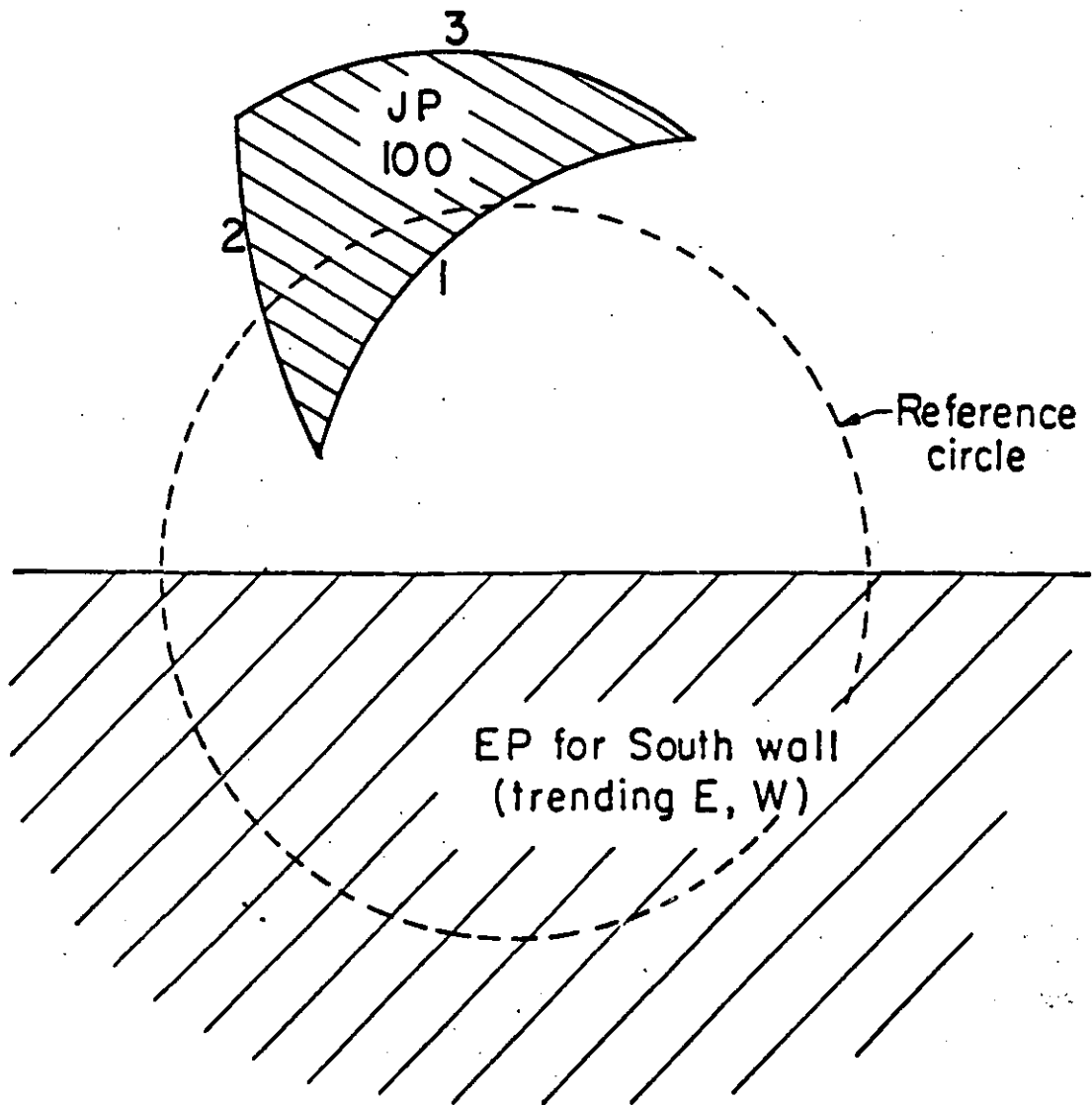
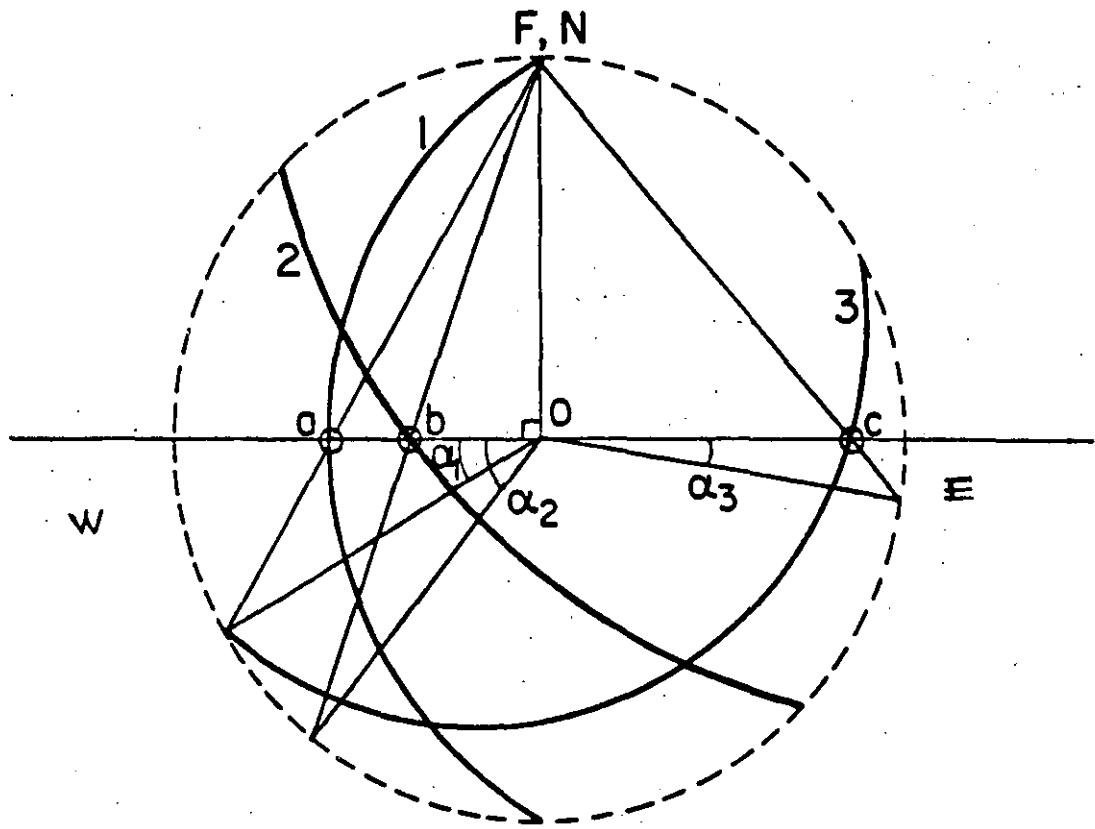


FIGURE 8
THE ONLY JP THAT HAS NO INTERSECTION WITH EP FOR THE SOUTH WALL



$\alpha_1 = 30^\circ$ above West
 $\alpha_2 = 53^\circ$ above West
 $\alpha_3 = 9^\circ$ above East

FIGURE 9
 CONSTRUCTION FOR THE EDGES OF THE REMOVABLE BLOCK IN THE SOUTH WALL

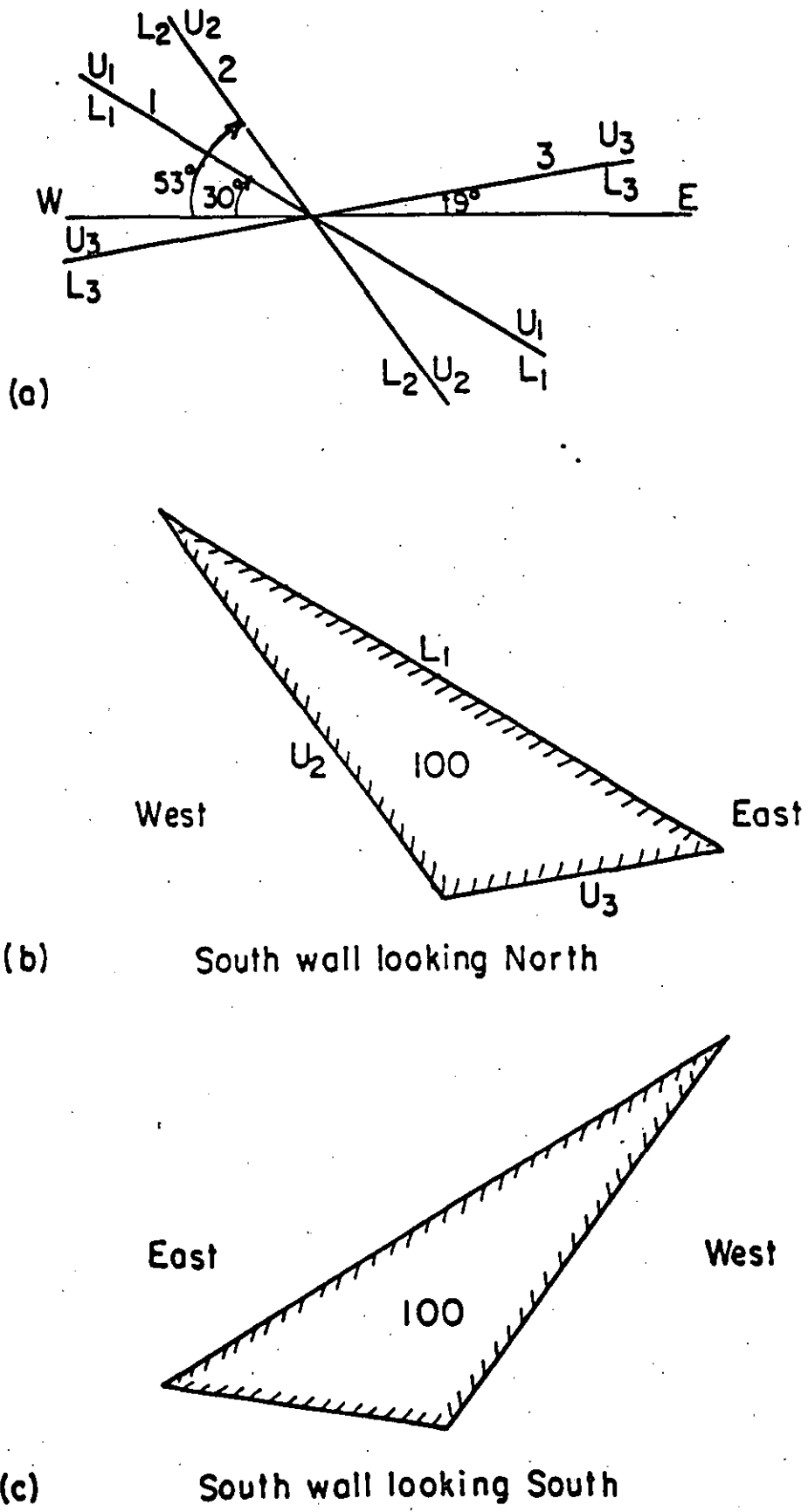
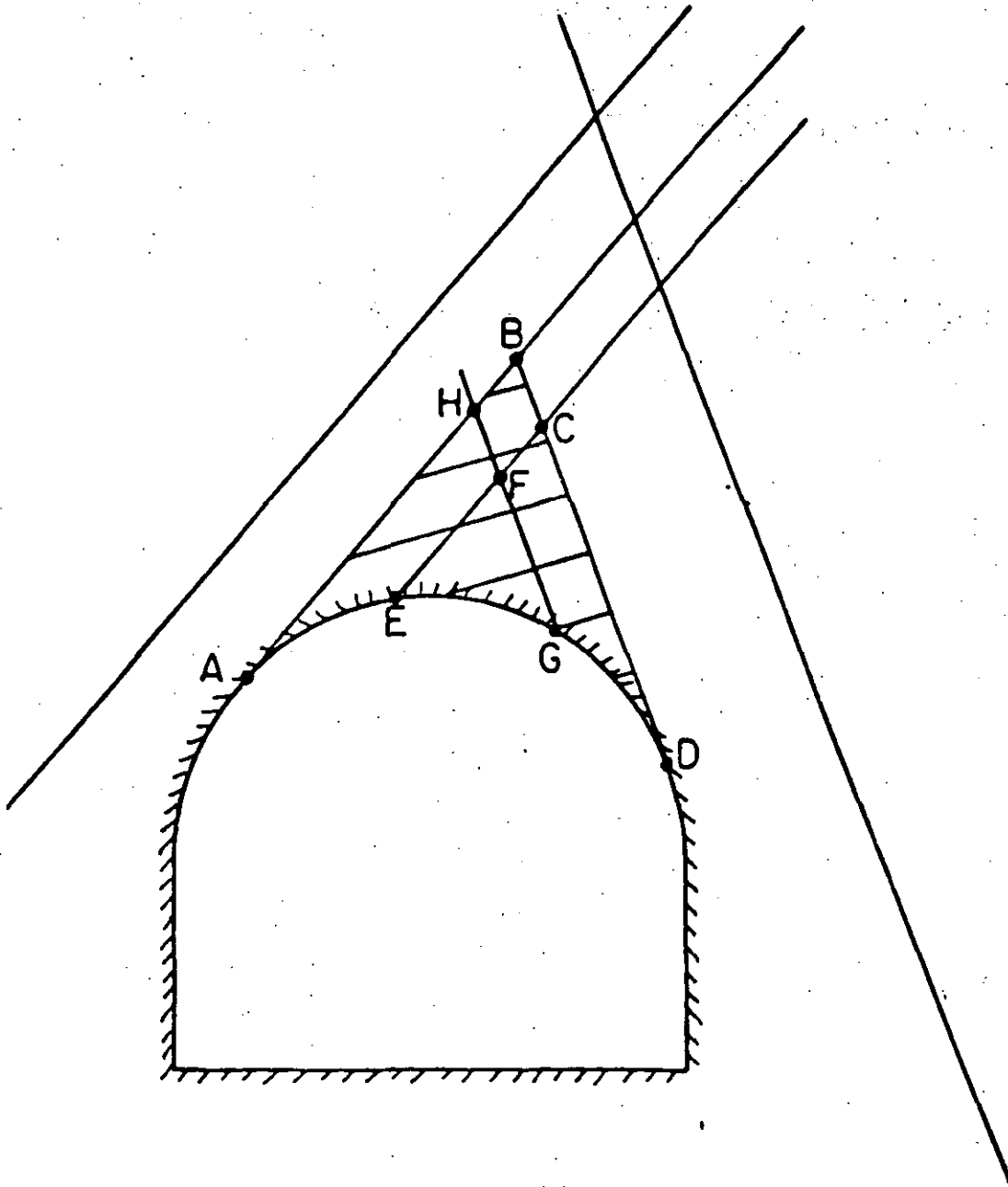


FIGURE 10
 CONSTRUCTING THE EDGES OF A CONVEX REMOVABLE BLOCK IN THE SOUTH WALL



tion)

ABD = maximum key block

$\left. \begin{array}{l} \text{EFG} \\ \text{ECD} \\ \text{AHG} \end{array} \right\} = \text{key blocks of the same JP}$

FIGURE 12
 MAXIMUM KEY BLOCK OF A TUNNEL CORRESPONDING TO A GIVEN JP

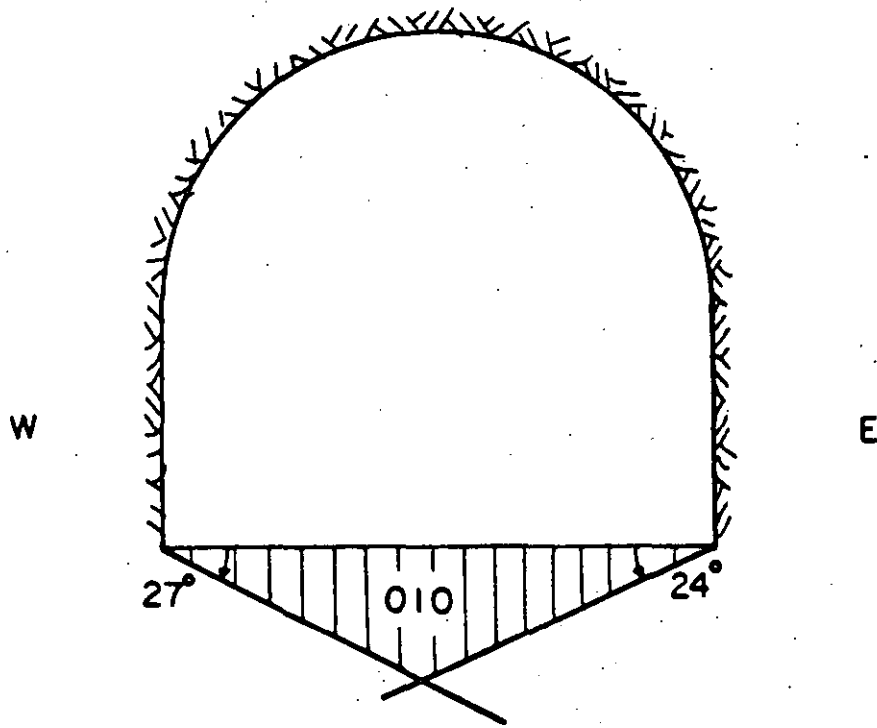
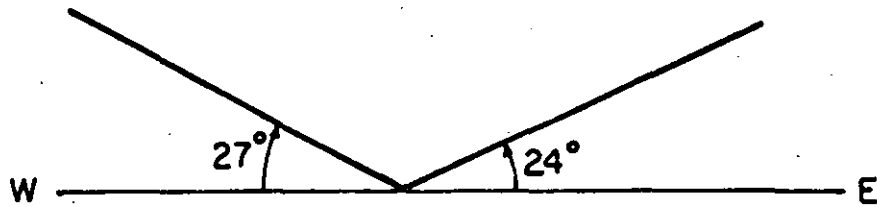


FIGURE 13b
 PROJECTION IN THE TUNNEL SECTION OF THE MAXIMUM REMOVABLE BLOCK
 CORRESPONDING TO JP 010

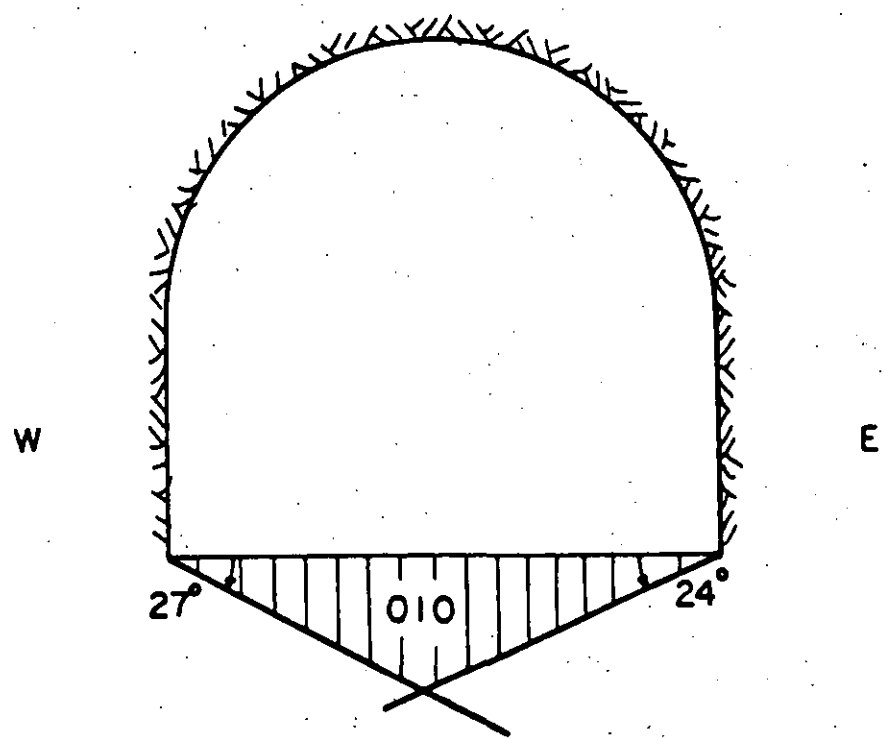
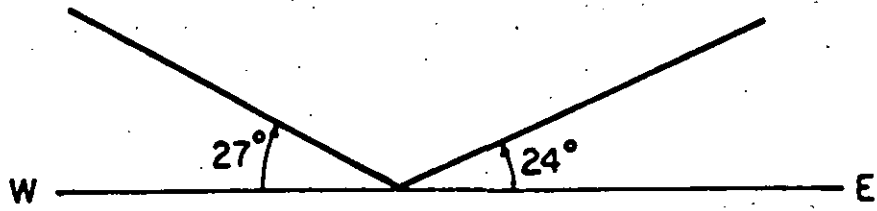
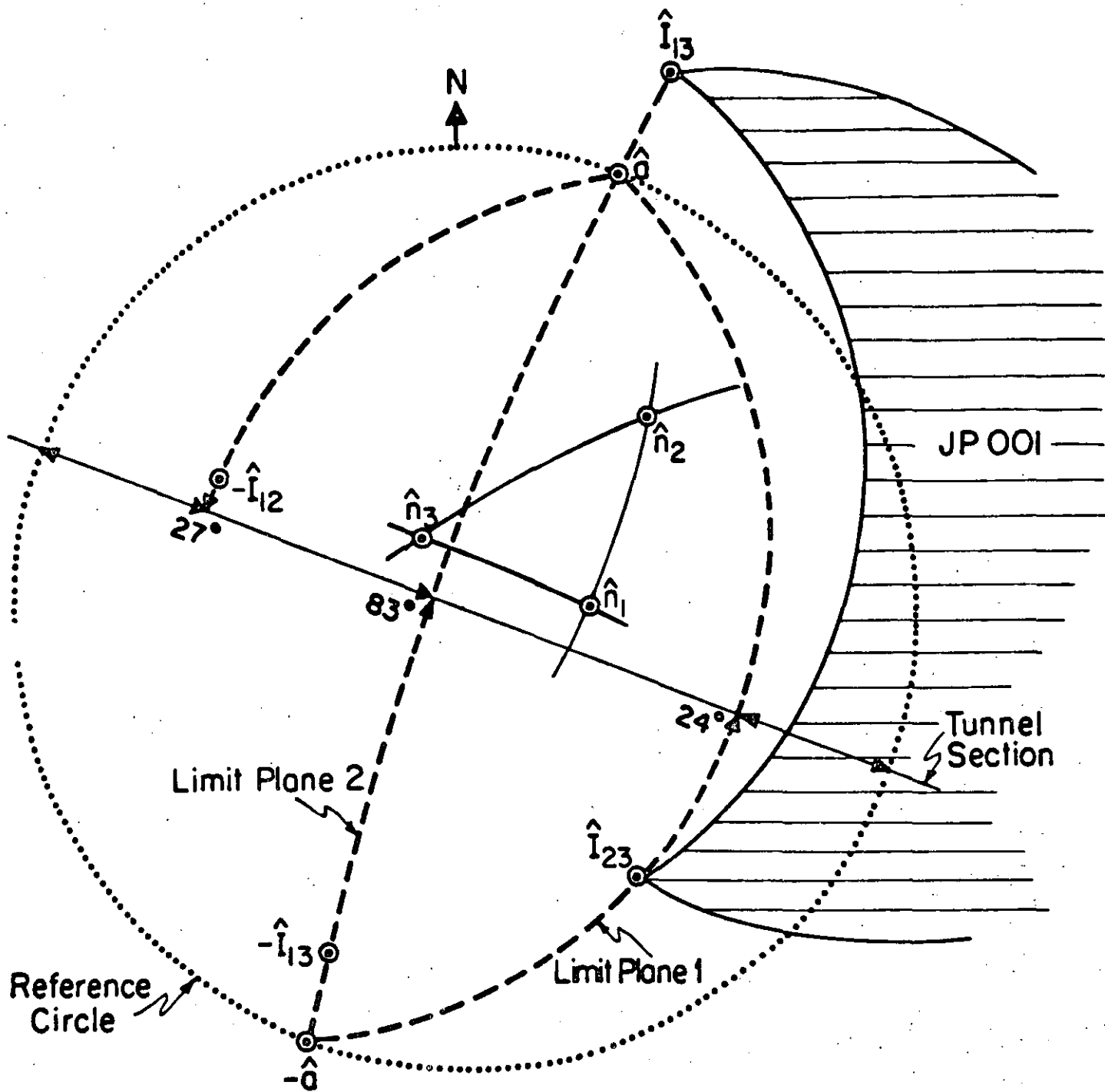


FIGURE 13b
PROJECTION IN THE TUNNEL SECTION OF THE MAXIMUM REMOVABLE BLOCK
CORRESPONDING TO JP 010



JP 001 is below limit plane 1
and above limit plane 2

FIGURE 14a
CONSTRUCTION FOR THE PROJECTIONS OF THE EDGES OF THE MAXIMUM
REMOVABLE BLOCK IN THE TUNNEL SECTION CORRESPONDING TO JP 001

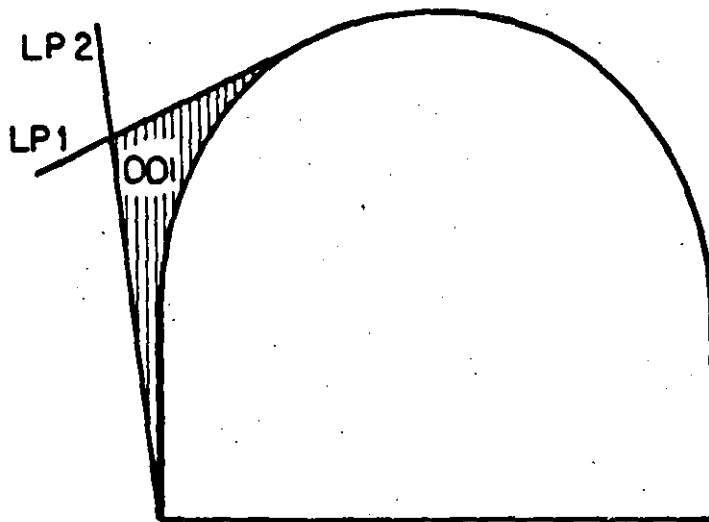
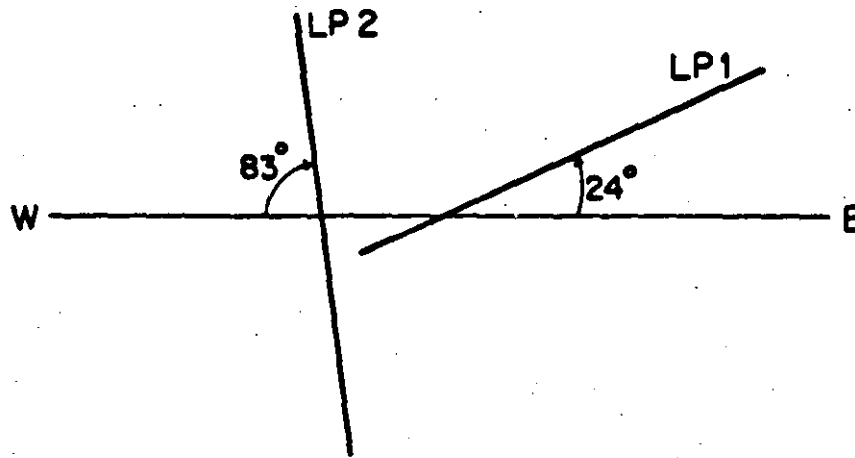


FIGURE 14b
PROJECTION IN THE TUNNEL SECTION OF THE MAXIMUM REMOVABLE BLOCK
CORRESPONDING TO JP 001

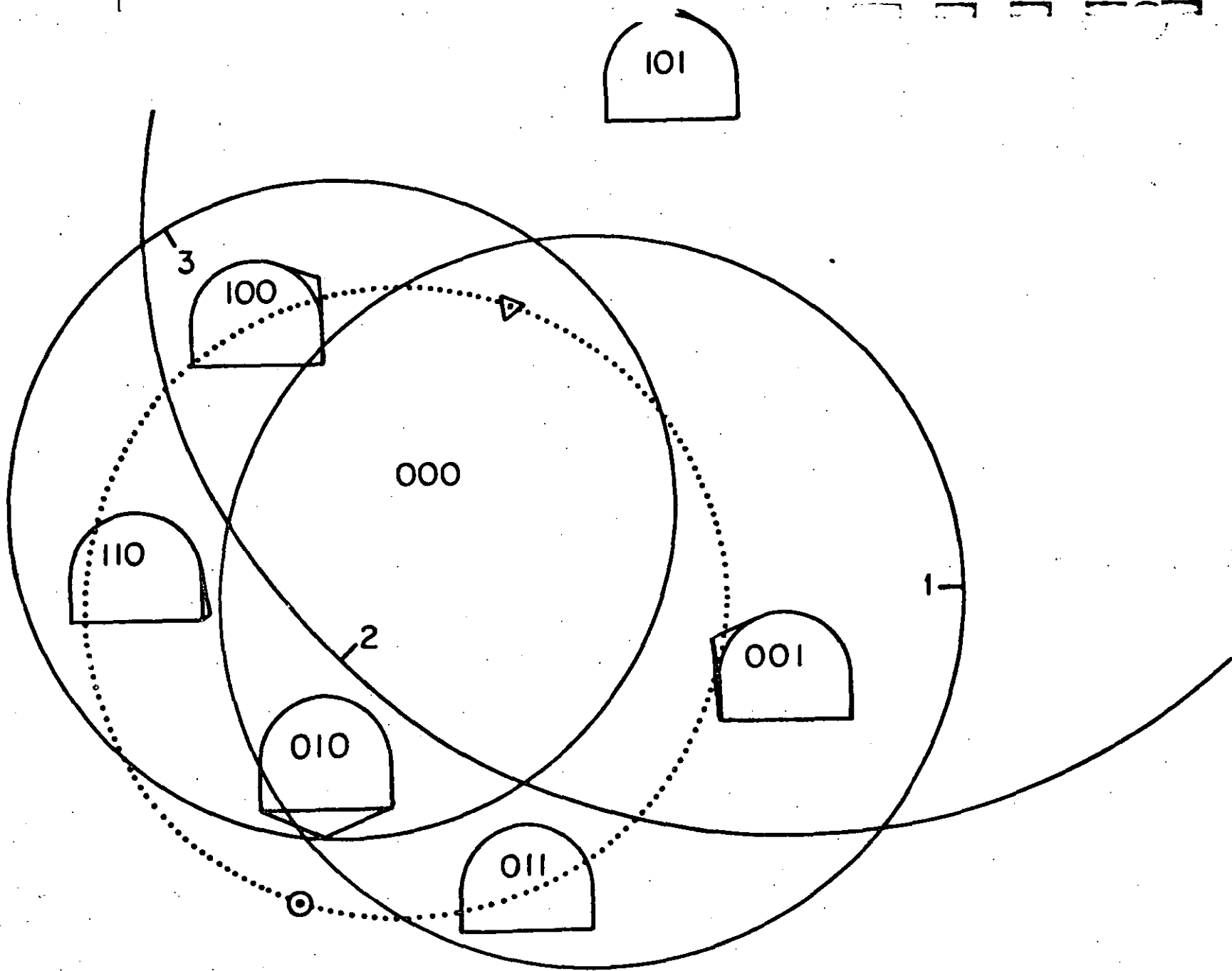


FIGURE
 TUNNEL SECTIONS SHOWING MAXIMUM RECOVERABLE BLOCKS FOR EACH JP
 SUPERIMPOSED ON THE STEREOGRAPHIC PROJECTION OF THE JP'S

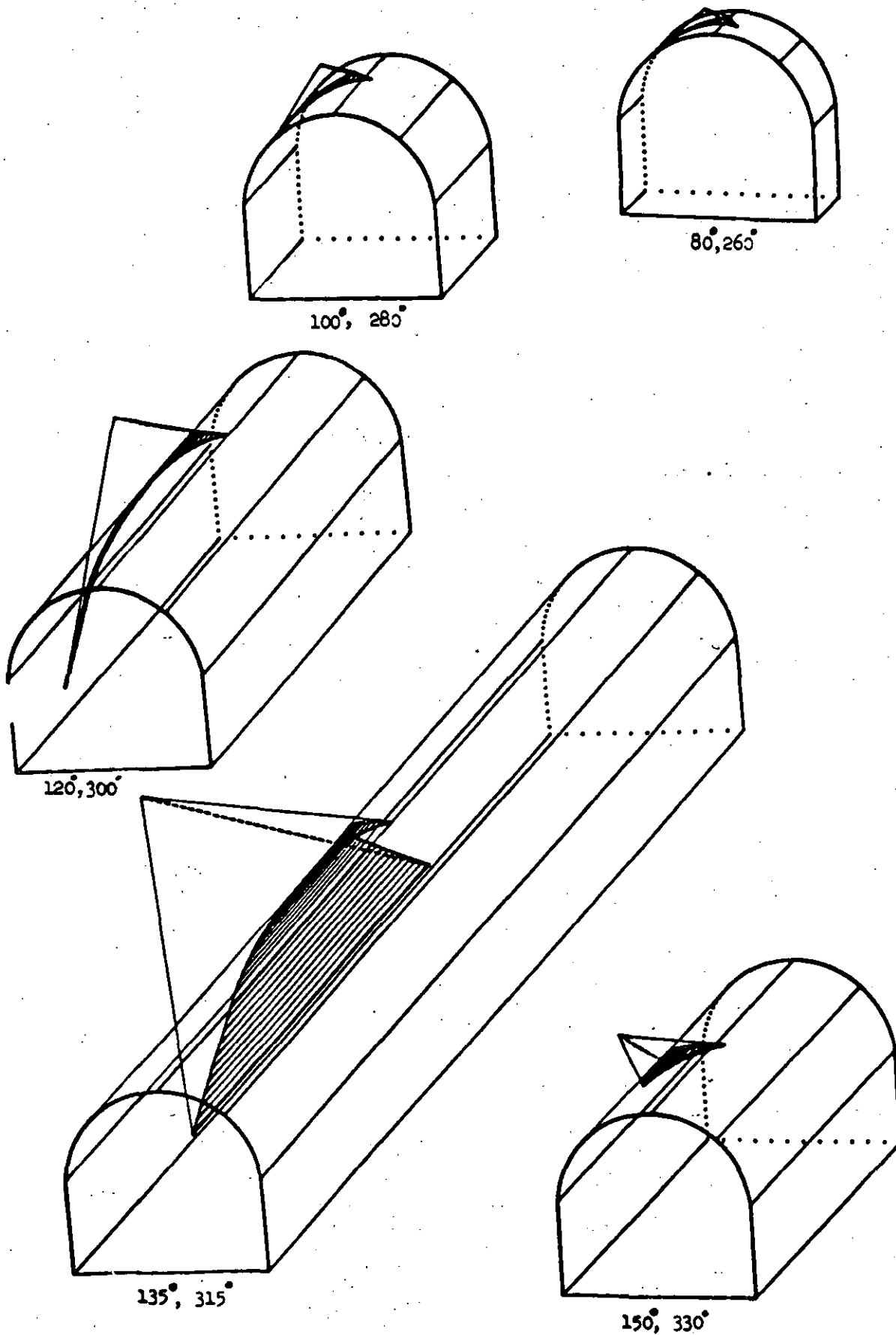


FIGURE 16 .
 THE MAXIMUM KEY BLOCKS OF THE MOST CRITICAL JOINT PYRAMIDS,
 TAKING INTO ACCOUNT LIMIT EQUILIBRIUM ANALYSIS, FOR TUNNELS IN
 DIFFERENT DIRECTIONS (INDICATED BY THE TUNNEL AZIMUTH VALUES GIVEN)

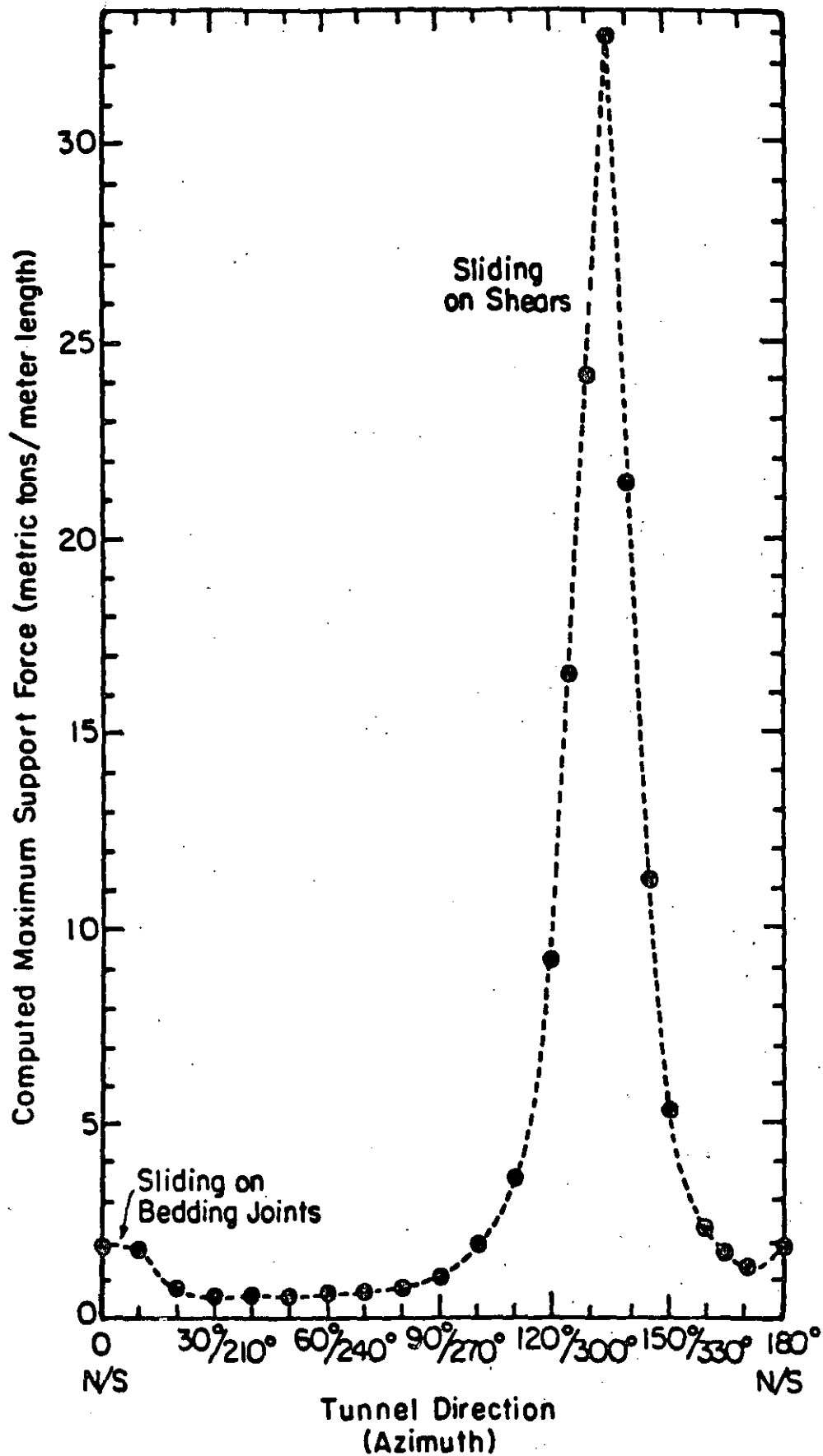
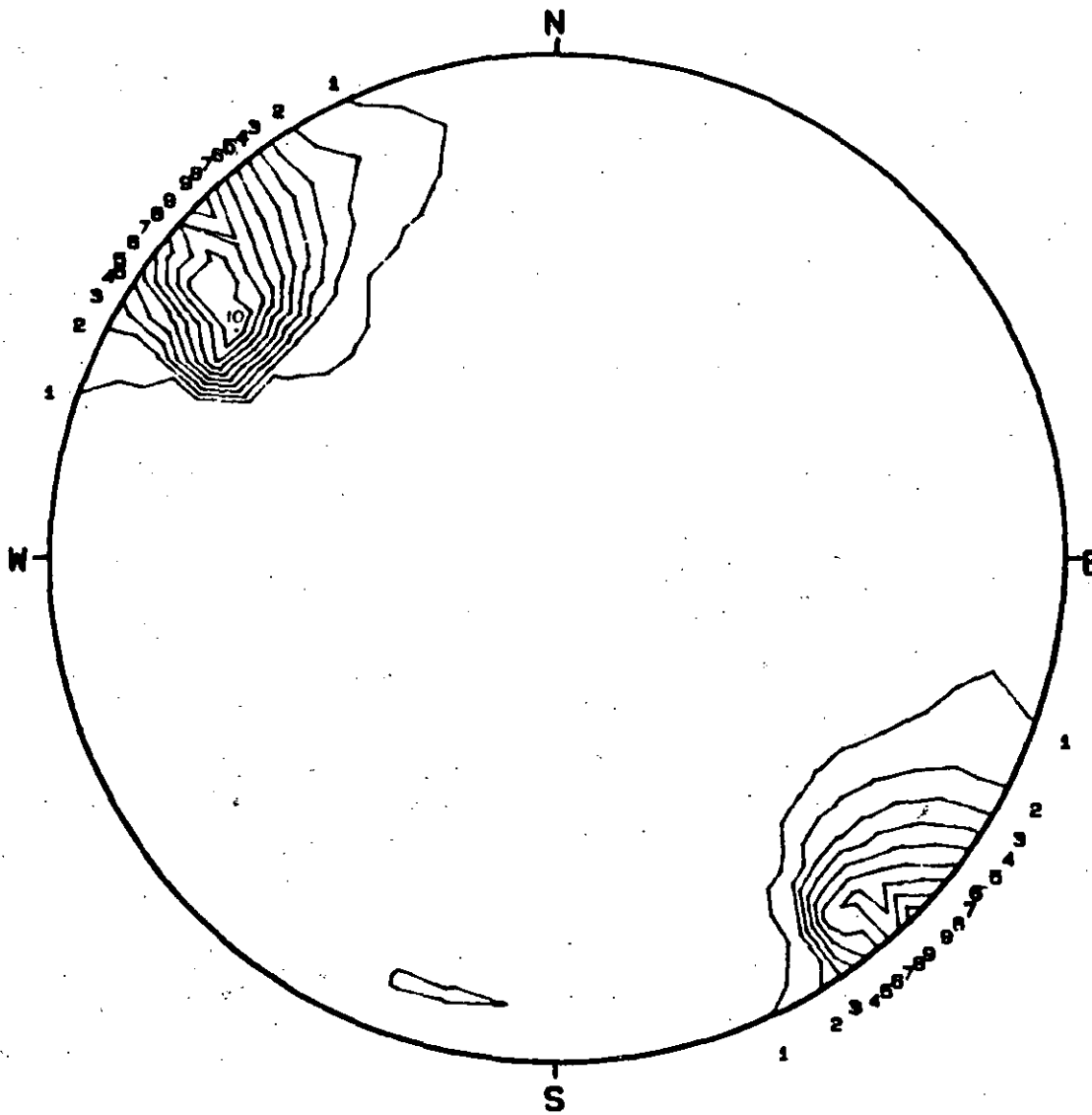


FIGURE 17
 THE "TUNNEL SUPPORT SPECTRUM":
 THE SUPPORT FORCE, DIRECTED OPPOSITE TO THE SLIDING DIRECTION, TO
 REACH LIMITING EQUILIBRIUM FOR THE MOST CRITICAL REMOVABLE BLOCK
 FOR HORIZONTAL TUNNELS IN ALL DIRECTIONS. HORSESHOE TUNNEL 6m
 WIDE BY 5.4 m HIGH.



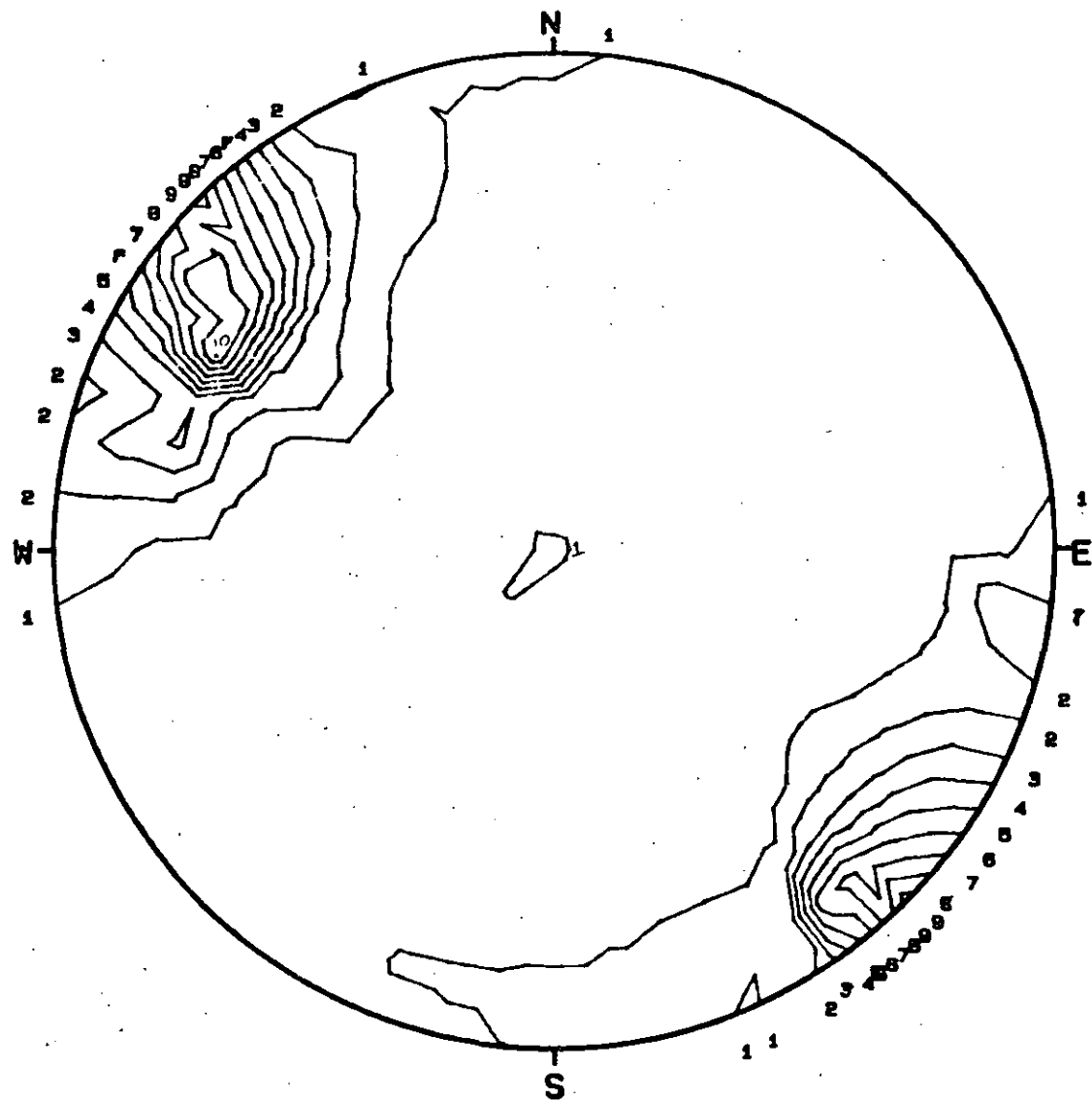
α	β	ϕ
30	90	25
60	45	16
20	330	35

$\rho = 2.75 \text{ tons/m}^3$
 $\hat{R} = 0, 0, -1$

EQUAL AREA PROJ
UPPER HEMISPHERE

FIGURE 18
 THE SUPPORT FORCE AS IN FIGURE 17 FOR ALL TUNNEL/SHAFT DIRECTIONS
 FOR THE ROCK MASS WITH THREE JOINT SETS; MULTIPLY CONTOUR VALUES
 BY 3.3 METRIC TONS PER METER OF TUNNEL LENGTH

117



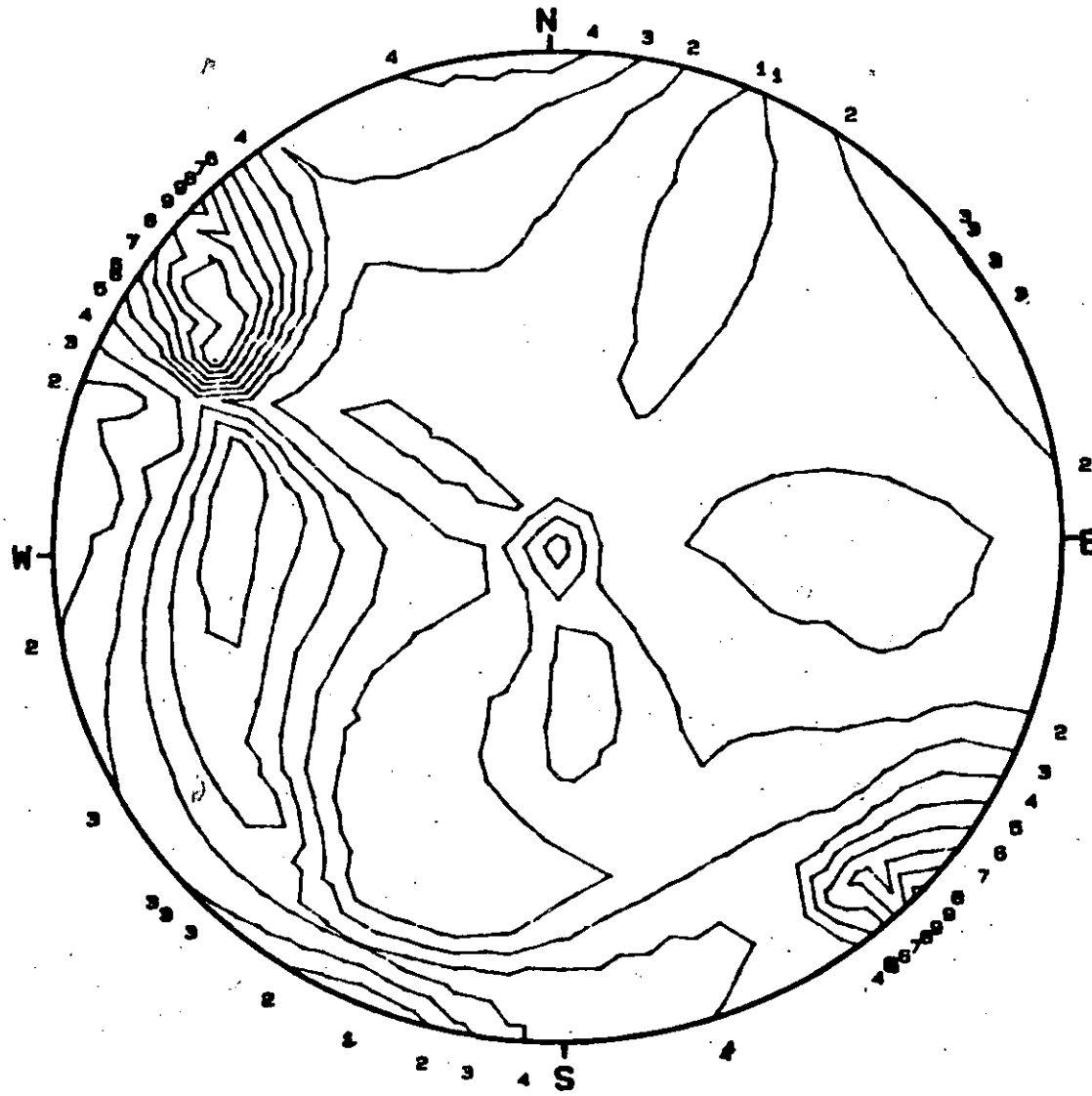
α	β	φ
30	90	25
60	45	16
20	330	35
75	190	15

$$\hat{\sigma} = 2.75 \text{ tons/m}^3$$

$$\hat{R} = 0, 0, -1$$

EQUAL AREA PROJ
UPPER HEMISPHERE

FIGURE
THE SUPPORT FORCE AS IN FIGURE 18 FOR ALL TUNNEL/SHAFT DIRECTIONS
FOR THE ROCK MASS WITH FOUR JOINT SETS; MULTIPLY CONTOUR VALUES
BY 3.3 METRIC TONS PER METER OF TUNNEL LENGTH



α	β	φ
30	90	25
60	45	16
20	330	35
75	190	15

$\gamma = 2.75 \text{ tons/m}^3$
 $\hat{R} = 0, 0.707, -0.7$
 (downward 45° to

EQUAL AREA PROJ.
UPPER HEMISPHERE

FIGURE 20
 THE SUPPORT FORCE AS IN FIGURES 18 AND 19 FOR ALL TUNNEL/SHAFT
 DIRECTIONS FOR THE ROCK MASS WITH FOUR JOINT SETS AND SUBJECTED
 TO A HORIZONTAL ACCELERATION OF $1g$ DIRECTED TO THE NORTH; MULTIPLY
 CONTOUR VALUES BY 4.7 METRIC TONS PER METER OF TUNNEL LENGTH

THE KEY BLOCKS OF UNROLLED JOINT TRACES IN DEVELOPED MAPS OF TUNNEL WALLS

GEN-HUA SHI AND RICHARD E. GOODMAN

Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA 94720, U.S.A.

SUMMARY

This paper presents a general method of key block analysis for cylindrical surfaces with numerous real or statistically produced joint traces. General tunnel curves, analytically represented, are unrolled to yield a 'developed view' on which the joint traces are continuous curves. Then, using extended block theory, the maximum key block regions are delimited from the curved polygons of the unrolled joint trace map. The methods discussed here apply to a cylindrical tunnel of any shape in section and in any orientation, including inclined tunnels and shafts. The trace maps for which the method applies can be generated statistically, as described herein, or surveyed from real traces on exposed tunnel walls. A brief introduction to the basic theory about tunnel key blocks is provided here so that this paper can be understood without reference to other papers on block theory.

INTRODUCTION

A tunnel key block is a complete convex or concave block (or their unions) having a face on the tunnel surface, and the other faces formed by pre-existing joint planes. Furthermore, for a block to be a key block it must tend to move towards the excavated tunnel space without penetrating any of the bounding blocks (see Figure 10). General convex key blocks have been addressed in a comprehensive book.¹ The method of finding complex, non-convex key blocks on a joint trace map of a plane slope has previously been published.^{2,3} The fundamental axiom of block theory is that an excavation is completely safe only if the key blocks are adequately supported.

This paper extends block theory to the curved surfaces of tunnel walls. A formal rigorous procedure is developed to determine the combined, non-convex, 3D key blocks of a tunnel having a general cross-sectional shape. Without block theory, it would be impractical to determine all the nesting 3D united key blocks that result from dense joint systems intersecting tunnels. However, block theory, as extended in this paper, makes such a computation possible, even for a very large number of joints.

Microcomputer programs have been developed, using this theory, to draw 3D views, unrolled curved joint maps and delimited maximum key blocks of tunnels. The drawings of key blocks, accurately located in 3D views and in 2D unrolled joint maps, permit engineering applications of the results even by persons untutored in the methods of block theory.

This method can be applied to the design of the support and the lining of tunnels in hard jointed rocks. When the initial stress is very high or the strength of the rock is low, new joints or failure surfaces may be produced, accompanying slabbing, shearing or bending failure of the rock. Block theory is incapable of predicting these types of failure and should not be used alone for such situations. For jointed, blocky rocks, block theory has distinct advantages over stress/strain formulations; it makes full use of the joint sets, friction angles and the statistical data of joint

spacings and lengths, and relates directly to the real joint map; the support placement and design detail can be accurately estimated; and the correctness of the conclusions can be verified directly and adjusted to practical experience during a project.

We assume here that the joints having traces in the tunnel surface extend sufficiently far behind the tunnel surface to form blocks by their mutual intersections. It has been proved⁴ that if the joints do thus extend behind the tunnel surface, the maximum 3D key blocks of the tunnel can be delimited by operating only with the joint traces exposed on the tunnel surface.

The tunnel surface and the joint traces on it can be unrolled onto a plane; on this plane, the joint traces become curved lines and their intersections define curved polygons. All the 3D key blocks are located using this unrolled view. This greatly facilitates the otherwise onerous task of describing the key blocks in three dimensions all the way round the tunnel. Instead of finding volumes in space, the problem reduces to one of finding areas on a 2D map. Normally there are so many individual key blocks that only the maximum key blocks are needed. These are usually formed by combinations of many individual key blocks.

If we require only the maximum key block areas of the unrolled joint map, the problem of key block determination reduces to one of determining only bounding loops on the unrolled trace map. These key loops can be found through successive deletions of curved traces, as will be shown. Thus, the determination of maximum key block areas reduces to the delineation of particular loops, a problem in 1D graph theory—in other words, the method solves a 3D computation by a 1D algorithm. It can be proved that the 3D maximum curved key block corresponding to any maximum key block loop on the unrolled joint map can be constructed completely from the information on the unrolled map.

The formulae, algorithms and derivations given here make for efficient computation of a complete method. The sections that follow contain independent parts of the theory and can be read without reference to other sections. (These individual elements are in some ways exportable to other, related computations.)

ALGORITHM FOR COMPUTING THE TUNNEL BOUNDARY

Tunnels show a wide variety of shapes. The tunnel interior is usually a cylinder—a surface whose perpendicular sections are constant. On any such section the tunnel boundary is a closed, continuous loop which may be represented by a straight-sided polygon, a curved polygon or a totally smooth curved loop.

A short segment of smooth curve (Figure 1) can be represented by the following complete second-order approximation (the errors are of third order):

$$x = a_1 t^2 + b_1 t + c_1, \quad y = a_2 t^2 + b_2 t + c_2 \quad (1)$$

By choosing two end points, (x_1, y_1) and (x_3, y_3) , and a mid-point, (x_2, y_2) , the coefficients of

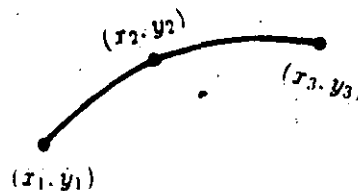


Figure 1

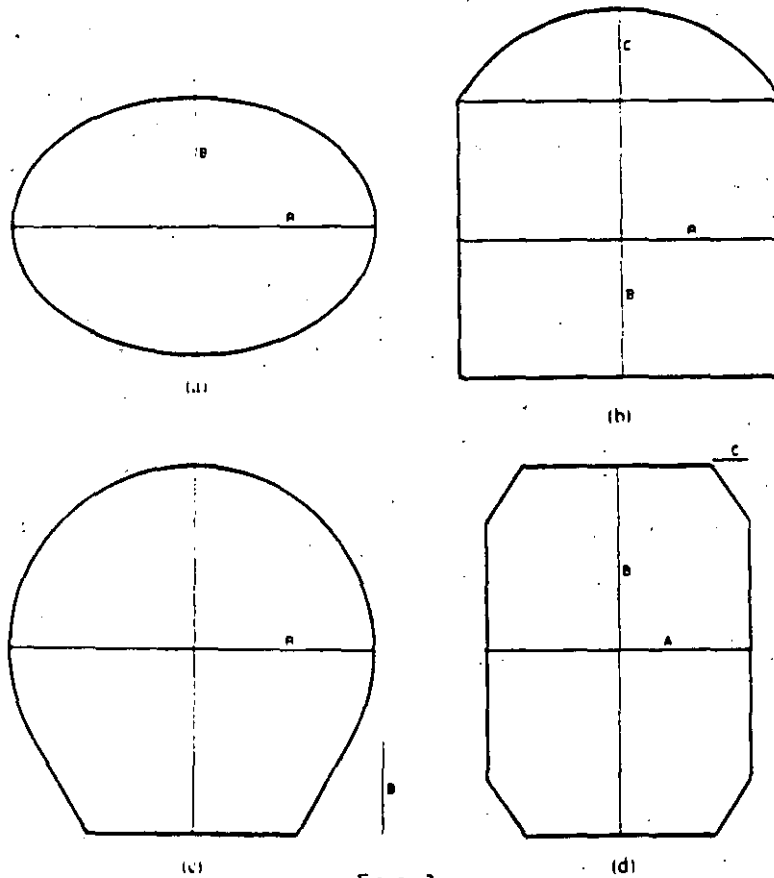


Figure 2

equations (1) can be computed:

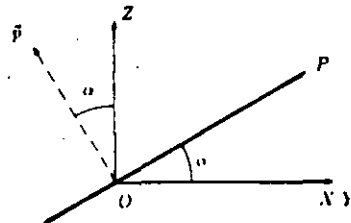
$$\begin{aligned}
 a_1 &= \frac{1}{2}(x_3 - 2x_2 + x_1), & a_2 &= \frac{1}{2}(y_3 - 2y_2 + y_1) \\
 b_1 &= 2x_2 - \frac{3}{2}x_1 - \frac{1}{2}x_3, & b_2 &= 2y_2 - \frac{3}{2}y_1 - \frac{1}{2}y_3 \\
 c_1 &= x_1, & c_2 &= y_1
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

where the points (x_1, y_1) , (x_2, y_2) and (x_3, y_3) correspond to $t=0$, $t=1$ and $t=2$, respectively. Equations (1) give the co-ordinates of the curved segment with $0 \leq t \leq 2$.

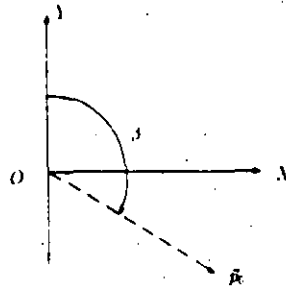
For a general tunnel shape, the loops are divided into short segments meeting at angular points. By choosing a mid-point for each segment the entire tunnel shape can be computed. Tunnel sections like those in Figure 2 can be satisfactorily formed with 10-12 curved segments. In such cases two to three parameters (a, b, c) are sufficient to characterize each example.

TUNNEL CO-ORDINATE SYSTEM

The orientations of joint planes are input according to a right-handed co-ordinate system $OXYZ$ with OX pointing east, OY pointing north and OZ pointing upwards. Let α be a dip angle of a joint



(a)



(b)

Figure 3

plane; that is, the angle between the joint plane and the horizontal plane OXY . Also, α is the angle between the upward normal vector \mathbf{p} of the joint P and the vector OZ . The dip direction β is the angle from OY clockwise to the projection \mathbf{p}_0 of \mathbf{p} onto the horizontal plane OXY . The coordinates (X, Y, Z) of the unit normal vector \mathbf{p} of the joint plane P are (Figure 3)

$$X = \sin \alpha \sin \beta, \quad Y = \sin \alpha \cos \beta, \quad Z = \cos \alpha. \quad (3)$$

To represent tunnel unrolling, a convenient local co-ordinate system is introduced. Assume that the tunnel axis unit vector is $\mathbf{t} = (x_0, y_0, z_0)$ with $z_0 \geq 0$; ox , oy and oz are the co-ordinate vectors of the tunnel co-ordinate system $oxyz$. Let

$$\begin{aligned} ox &= (0, 0, 1) \times \mathbf{t} = (0, 0, 1) \times \mathbf{t}, \\ oy &= oz \times ox = \mathbf{t} \times ((0, 0, 1) \times \mathbf{t}) = (0, 0, 1) \times \mathbf{t} \\ oz &= \mathbf{t} \end{aligned} \quad (4)$$

The tunnel co-ordinate system $oxyz$ is right-handed; oz is the upward tunnel axis and oxy is the tunnel section, perpendicular to the tunnel axis, where ox is horizontal and oy is the steepest upward vector on the tunnel section (see Figure 6). Denote

$$ox = (X_1, Y_1, Z_1), \quad oy = (X_2, Y_2, Z_2), \quad oz = (X_3, Y_3, Z_3) \quad (5)$$

in the co-ordinate system $OXYZ$; then any vector or point $\mathbf{p} = (X, Y, Z)$ in the tunnel co-ordinate system $oxyz$ satisfies

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_1 & Y_1 & Z_1 \\ X_2 & Y_2 & Z_2 \\ X_3 & Y_3 & Z_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix}. \quad (6)$$

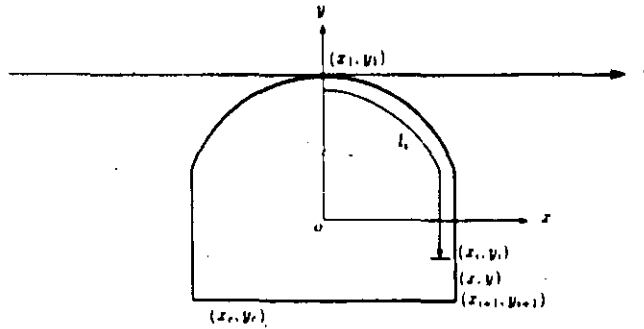


Figure 4

Equation (6) transforms any global vector into one referred to local tunnel co-ordinates. Thus it is not necessary to refer to the global system in further derivations. With equations (1), a series of points (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$, is computed to form an oriented polygon to represent the tunnel section. Vertices (x_i, y_i) rotate in the direction from oy to ox . A general curved tunnel section loop can be well represented by polygon (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$, by choosing $n = 200-300$.

Define the centre of the co-ordinate system $oxyz$ inside the tunnel section loop and beneath its summit (x_1, y_1) as shown in Figure 4, with the choice of centre

$$x_1 = 0, \quad y_1 \geq y_i, \quad i = 1, \dots, n \quad (7)$$

In the following derivations, the tunnel section loop is replaced by the polygon (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$, throughout.

A joint trace intersection of a joint plane and the curved tunnel surface can be represented by the set of intersection points (x_i, y_i, z_i) of the joint plane and the straight lines

$$x = x_i, \quad y = y_i \quad (8)$$

which pass through (x_i, y_i) and are parallel to oz .

Denote the normal unit vector of the joint plane as $\mathbf{p} = (A, B, C)$, with $A^2 + B^2 + C^2 = 1$. The equation of the joint plane is then

$$Ax + By + Cz = D \quad (9)$$

Simply substituting equations (8) into equation (9) gives

$$z_i = (D - Ax_i - By_i)/C \quad (10)$$

The set (x_i, y_i) is the same for all joint traces corresponding to a given joint set; so the whole joint set is produced by (x_i, y_i) with a sequence of z co-ordinates

$$z_i, \quad i_1 \leq i \leq i_2 \quad (11)$$

UNROLLING OF THE CURVED TUNNEL SURFACE AND THE JOINT TRACE

The tunnel surface is unrolled by cutting the tunnel section loop at a point (x_c, y_c) and flattening the loop to a line segment (Figure 4). The unrolled plane has the co-ordinate system $\delta\bar{x}\bar{y}$ with the origin at (x_1, y_1) and $\delta\bar{x} = ox$, $\delta\bar{y} = oz$. For any point (x, y) of the tunnel section polygon, define the function $l(x, y)$ to be the length from (x_1, y_1) clockwise to the point (x, y) along the tunnel section

polygon. For any (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$, define l_i as the length from the point (x_i, y_i) along the tunnel section polygon. Then we have

$$l_i = \sum_{j=1}^{i-1} \sqrt{[(x_{j+1} - x_j)^2 + (y_{j+1} - y_j)^2]} \quad (12)$$

Assume that the point (x, y) is between (x_i, y_i) and (x_{i+1}, y_{i+1}) in the tunnel section polygon; then

$$h(x, y) = l_i + \sqrt{[(x - x_i)^2 + (y - y_i)^2]} \quad (13)$$

Any point (x, y, z) of the tunnel polygon surface corresponds to an unrolled point (\bar{x}, \bar{y}) in the unrolling plane:

$$\bar{x} = \begin{cases} h(x, y), & h(x, y) \leq l_c \\ h(x, y) - l_n, & h(x, y) > l_c \end{cases} \quad (14)$$

$$\bar{y} = z$$

where $l_c = h(x_c, y_c)$ is the length from (x_i, y_i) to the cutting point (x_c, y_c) , and l_n is the length of the whole tunnel section polygon. Equations (14) describe the unrolling co-ordinate translation.

The unrolling procedure can be shown continuously by a curve which gives, step by step, the trace connecting the tunnel section point to its corresponding unrolling point. Given a vertex point (x_i, y_i) of the tunnel section polygon, between δ and (x_c, y_c) , in the clockwise sense, for each $1 \leq j \leq i$ extend the line OB_j to U_j (Figure 5), such that the distance from B_j to U_j equals the distance from (x_i, y_i) to (x_j, y_j) along the tunnel section polygon, where $B_j = (x_j, y_j)$, $U_j = (u_j, v_j)$. Then (u_j, v_j) can be computed in the co-ordinate system oxy :

$$u_j = x_i + \frac{(x_j - x_i)(l_i - l_j)}{\sqrt{[(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2]}}, \quad v_j = y_i + \frac{(y_j - y_i)(l_i - l_j)}{\sqrt{[(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2]}} \quad (15)$$

If (x_i, y_i) is on the other side of the cutting point (x_c, y_c) , the (u_j, v_j) are computed for $n \geq j \geq i$; equations (15) still hold in this case. Points (u_j, v_j) from curves determine the step-by-step unrolling of points (x_i, y_i) . Figure 27(a) shows an example.

A joint trace in the tunnel surface can be projected onto the oxy plane. The projection is part of the tunnel section polygon, which starts from (x_b, y_b) , goes clockwise and ends at (x_c, y_c) , as shown in Figure 6. Let

$$l_b = l(x_b, y_b), \quad l_c = l(x_c, y_c)$$

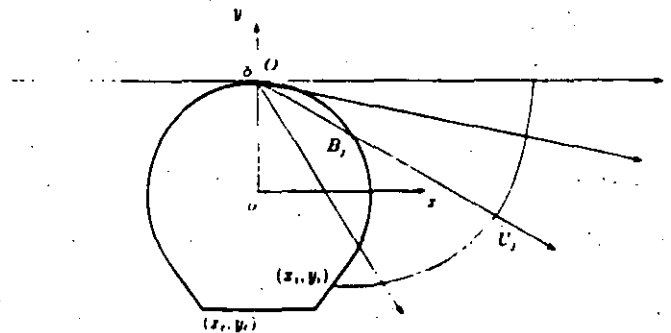


Figure 5

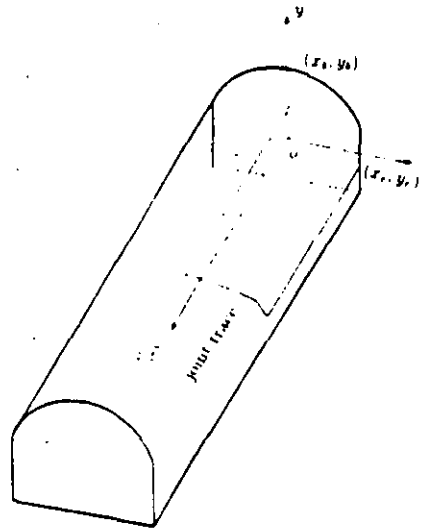


Figure 6

Knowing l_b , l_e and the normal unit vector $\mathbf{p} = (A, B, C)$ of the joint plane, both the 3D joint trace in the $oxyz$ system and its unrolling image in the $\delta\bar{x}\bar{y}$ system can be computed by using equation (16):

$$z_b = (D - Ax_b - By_b) / C, \quad z_e = (D - Ax_e - By_e) / C, \quad z_j = (D - Ax_j - By_j) / C \quad (16)$$

where $l_b < l_j < l_e$.

The joint trace is a broken line in the tunnel prism surface; by using equations (16), all its vertices can be computed:

$$(x_b, y_b, z_b), \dots, (x_j, y_j, z_j), (x_{j+1}, y_{j+1}, z_{j+1}), \dots, (x_e, y_e, z_e) \quad (17)$$

Substituting the co-ordinates of each point of equation (17) into equations (14), we obtain

$$(\bar{x}_b, \bar{y}_b), \dots, (\bar{x}_j, \bar{y}_j), (\bar{x}_{j+1}, \bar{y}_{j+1}), \dots, (\bar{x}_e, \bar{y}_e)$$

which define the points of the unrolled joint trace in the $\delta\bar{x}\bar{y}$ co-ordinate system.

ONE-DIMENSIONAL PERTURBATION METHOD OF GENERATING JOINT TRACE MAPS ON THE TUNNEL SURFACE

Existing methods of generating joint trace maps, for example the method of Chan and Goodman,⁵ are fully 3D, the joints being modelled by disks, rectangles or polygons in space. The joint traces in the tunnel surfaces are the intersections of the curved tunnel surface with disks or rectangles. Following Baecher *et al.*⁶ and Chan and Goodman,⁵ we take the centre (x, y, z) of a disk to be a point inside a generating volume centred on the region to be excavated. These numbers x , y and z determining each point in space are selected using a combination of three distribution functions. Since long joints can reach the tunnel from distant centres, the generating volume has to be large and the method therefore requires much computation. However, since only the joint traces on the

natural or excavated rock surface can actually be observed, it stands to reason that the observed joint traces should be the ones from which the parameters of statistical models of jointing may be derived. Conversely, given statistical descriptions of jointing, it should be sufficient to proceed directly to creating traces on the observable surface. Therefore, the joint traces on the excavation surface can be generated using only two numbers, x and y , where the joint is a line segment and the centre (x, y) of a joint is a point of a generating area. The numbers x and y can be produced by combining two distribution functions, and computation is reduced. However, the amount of computation required is still larger because the generating area is still large. The computation is further reduced substantially by adopting a 1D trace generating procedure, using a perturbation method.

Given the average joint spacing S_m , the average joint length L_m , the average joint bridge B_m and a degree of randomness $0 < D_r < 1$, the joint trace can be produced by the following steps:

1. Compute the intersection of the whole joint plane, $Ax + By + Cz = D$, and the tunnel surface; the intersection is a trace polygon. The intersections of the tunnel surface and a set of equally spaced joint planes

$$Ax + By + Cz = D + iS_m, \quad i = 0, \pm 1, \pm 2, \dots \quad (18)$$

are the identical polygons spaced at equal distances S_s along the tunnel axis. This distance is

$$S_s = S_m / C \quad (19)$$

where $A^2 + B^2 + C^2 = 1$ (Figure 7). The advance direction of the joint polygon is defined by the advance direction of the tunnel boundary polygon x, y .

2. Divide each joint trace polygon into individual units separated by rock bridges such that the perturbed joint length L_p and perturbed joint bridge B_p (Figure 8) are computed by

$$L_p = L_m [1 + 2D_r(R_0 - \frac{1}{2})], \quad B_p = B_m [1 + 2D_r(R_0 - \frac{1}{2})] \quad (20)$$

where $0 < D_r < 1$ is the degree of randomness and R_0 is a computer-produced random number with $0 < R_0 < 1$.

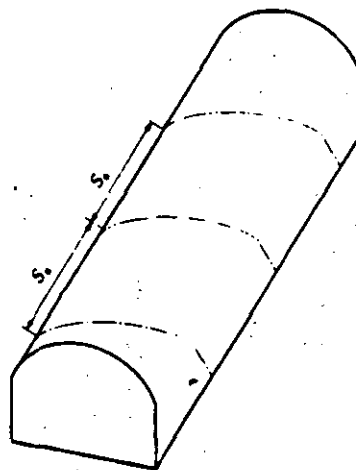


Figure 7

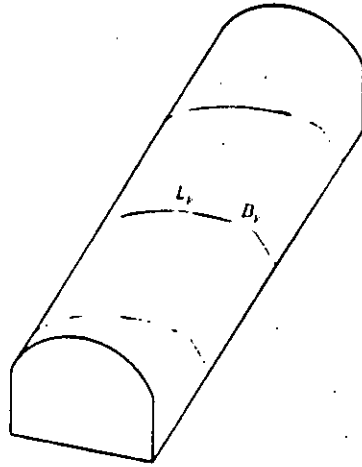


Figure 8

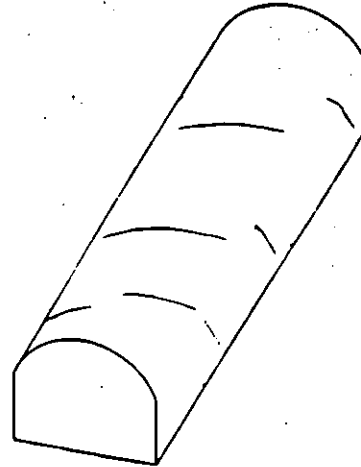


Figure 9

3. Translate each joint, without rotation, a distance D_p along the tunnel axis to a 'perturbed' position $D_p = S_m [1 + D_r (R_0 - \frac{1}{2})]$. At this point, a joint trace map for one complete joint set has been produced (Figure 9).

Here functions of the uniform distribution are selected for L_p , B_p and D_p . Any length L_p (computed by equations 20) has an equal probability of occurring throughout the range $L_p(1 - D_r)$ to $L_p(1 + D_r)$. Equations (20) provide a simple approximation for general distribution functions. However, the method is not dependent on this assumption as the distribution functions can be introduced by simply changing equations (20).

4. With several joint sets, as in the general case, repeat the previous procedure for each, yielding a total joint trace map like that shown in Figure 27(c). The natural advance direction of a joint is the same as the natural advance direction of its joint polygon.

Figures 7, 8, 9 and 27(c) show the parallel projection views of the 3D joint traces. The parallel projection is a co-ordinate translation from (x, y, z) to (x', y') , where x' and y' are the co-ordinates in the projection plane $o'x'y'$. Assume the vector from the viewer to the tunnel is

$$v = (x_0, y_0, z_0), \quad x_0^2 + y_0^2 + z_0^2 = 1 \tag{21}$$

Let the vector $o'x'$ be horizontal and perpendicular to v :

$$o'x' = [v \times (0, 0, 1)] / |v \times (0, 0, 1)| = \frac{1}{\sqrt{(x_0^2 + y_0^2)}} (y_0, -x_0, 0) \tag{22}$$

$$o'y' = [(v \times (0, 0, 1)) \times v] / |v \times (0, 0, 1)| = \frac{1}{\sqrt{(x_0^2 + y_0^2)}} (-x_0 z_0, -y_0 z_0, x_0^2 + y_0^2)$$

The projection co-ordinate translation is

$$\begin{pmatrix} x' \\ z' \end{pmatrix} = \frac{1}{\sqrt{(x_0^2 + y_0^2)}} \begin{pmatrix} y_0 & -x_0 & 0 \\ -x_0 z_0 & -y_0 z_0 & x_0^2 + y_0^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} \tag{23}$$

REMOVABLE BLOCKS AND JOINT PYRAMID ZONES OF THE TUNNEL

A removable block of a tunnel is a convex or non-convex volume that satisfies the following two conditions:

- (i) *finiteness*: the block is finite, its boundary consists of either joint planes or tunnel surfaces.
- (ii) *removability*: there is at least one direction, \mathbf{m} , along which the block can move without rotating such that it does not invade any neighbouring rock. (Figure 10)

Assume that there are m joint sets, each of which can be represented by a plane:

$$P_i: A_i x + B_i y + C_i z = 0, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (24)$$

where

$$A_i^2 + B_i^2 + C_i^2 = 1$$

A block can be described as occupying the space on either the upper or the lower side of each of its joint faces. (Except for smooth or clay-filled joints, blocks with parallel sides cannot move.) The joint pyramid code JP is a string of digits

$$JP = c_1 c_2 \dots c_m$$

identifying the block side, the side of each joint face that contains the block, for all joint sets: $c_i = 0$ means the block occupies the upper side of the i th joint set P_i , $c_i = 1$ means the block occupies the lower side of the joint set P_i . If a removable block has code

$$JP = c_1 c_2 \dots c_m$$

then if $c_i = 0$ the direction of block motion \mathbf{m} is into the upper side (i.e. the upper 'half space') of the joint set P_i ; if $c_i = 1$, \mathbf{m} is directed into the lower side of the joint set P_i , otherwise the block cannot move along \mathbf{m} . The vector (x, y, z) pointing into the block side of P_i satisfies the inequality

$$2(\frac{1}{2} - c_i)(A_i x + B_i y + C_i z) \geq 0, \quad i = 1, \dots, m \quad (25)$$

The solution set of equations (25) is an intersection of half-spaces. Either it is empty (meaning that no solution exists) or it defines a pyramid in space with vertex at the origin; we call this the 'joint pyramid' JP . Because \mathbf{m} belongs to all the half-spaces of equations (25), then the JP is not empty. Also, this block can move along any direction vector of the JP . (A 'direction vector' of the JP is a vector from O contained within the JP .) When the block moves along any vector \mathbf{v} of the JP , any point A within the block must cross the tunnel surface. Therefore, \mathbf{v} cannot coincide with the tunnel axis vector $(0, 0, 1)$ or $(0, 0, -1)$ (Figure 10).

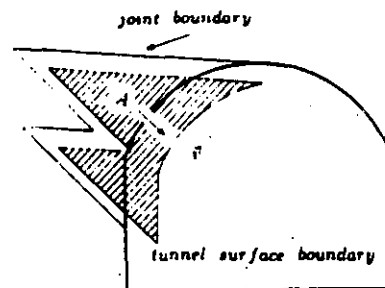


Figure 10

The number of removable blocks is indefinite, and tends to be infinite when the joints are long and dense. The possible number of codes $JP = c_1 c_2 \dots c_m$ is 2^m . In order for a JP to have removable blocks, the following two conditions have to be fulfilled:

- (i) JP is a non-empty 3D pyramid.
- (ii) JP does not contain the tunnel axis vector $(0, 0, 1)$ or $(0, 0, -1)$.

Any JP with removable blocks can be projected onto the tunnel section plane. The projection angle is less than 180° (Figure 11). Moving the angle to cover the tunnel section, a sector CAB is obtained as in Figure 11. The sector is the set of all points from which any vector v of the JP will intersect the tunnel boundary. If O is a point of a removable block of $JP = c_1 c_2 \dots c_m$, the ray starting from O and going along any vector v of the JP must intersect the tunnel boundary; therefore, the whole removable block belongs to the sector (Figure 11). The removable block intersects the tunnel surface to define an area with joint traces as its boundary. The area of a removable block is in the interval BC; this interval is a property of $JP = c_1 c_2 \dots c_m$ and the tunnel boundary, and can be computed by the following steps:

1. Compute the intersection vector of two joint sets P_i and P_j : $e_{ij} = \pm p_i \times p_j$. If the inequalities (26) are fulfilled, e_{ij} is an edge vector of $JP = c_1 c_2 \dots c_m$.

$$(1 - c_k) e_{ij} \cdot p_k \geq 0, \quad k = 1, \dots, m, \quad k \neq i, j \tag{26}$$

where $p_i = (A_i, B_i, C_i)$ is the upward normal vector of plane P_i .

2. All edges $e_{ij} = (x_{ij}, y_{ij}, z_{ij})$ are projected onto the tunnel section plane; the projection vectors are (x_{ij}, y_{ij}) with direction angle α_{ij} (Figure 12):

$$\alpha_{ij} = \begin{cases} \tan^{-1}(y_{ij}/x_{ij}) & x_{ij} > 0 \\ \tan^{-1}(y_{ij}/x_{ij}) + 180^\circ & x_{ij} < 0 \end{cases} \tag{27}$$

3. With α_{ij} , find the position of the boundary edge vectors AB and AC (Figure 11) on the tunnel section plane. (Both are tangents of the tunnel section.)
4. Compute the direction angle of each line segment of the tunnel section polygon (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$, and find the line segments which have the same direction angle as the boundary edges AB and AC. Then the tangent vertices B and C of the section polygon can be found. All the removable blocks of $JP = c_1 c_2 \dots c_m$ are in the interval BC of the tunnel boundary. The interval defines a band in the unrolled joint map within which all the removable blocks of the JP must lie. It can be proved that, given $JP = c_1 c_2 \dots c_m$, if the JP is not empty and contains no tunnel axis vector $(0, 0, 1)$ or $(0, 0, -1)$, and the tunnel boundary encloses a convex region, then the

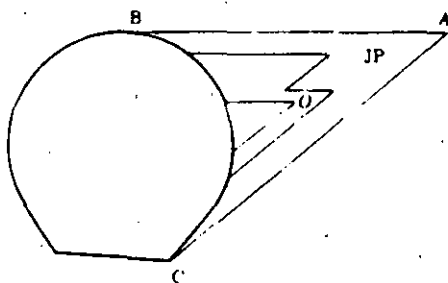


Figure 11

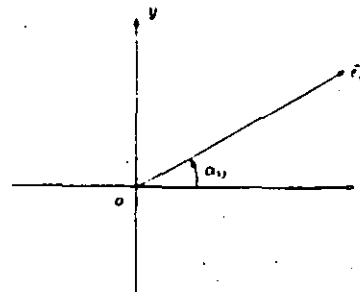


Figure 12

interval BC can be computed in this way. Any curved area delimited by joint traces where the area is on the JP side of the joint trace is the face of a convex or non-convex removable block.

Often there are many faces of removable blocks in the unrolled joint trace map. Faces can intersect each other, and one loop of traces can contain another. The sum of two or more faces is another removable block face. Most of the faces lie within a few unconnected maximum removable blocks. The number of faces of the maximum removable blocks is much smaller. In the following, only faces of maximum removable blocks are delimited. The loadings from the maximum removable blocks are considered the largest that can act on the tunnel supports or lining. (Sub-maximum blocks may, however, exert loads on particularly critical sections of a lining and would also merit consideration in design, as discussed by Karzulovic⁷.)

FINDING PRIMARY LOOPS IN THE UNROLLED JOINT TRACE MAP

In the unrolled joint trace map, the joint traces intersect to form loops. Each loop has two directions in which it is possible to advance all the way round. The directions shown in Figure 13 are adopted here as the 'advance direction' for computation. The advance direction is defined such that, if we are travelling in this direction around the loop, the block is to the right. By this definition, the area in Figure 13 pertaining to the advance direction indicated for loop A is the region inside the loop; the area for the advance direction indicated for loop B is the region outside the loop; and the area pertaining to the advance direction for loop C is the shaded area, which contains a hole.

A primary loop is one that encloses no other complete loop. In Figure 14 loop A is a primary loop, but loop B is not because it encloses loops C and D, which are primary. Computed primary loops will be used to delimit the loops of maximum removable blocks. The algorithm of this section gives a general method to determine 2D curved blocks from a set of curved lines. It can also generate a curved or straight-lined mesh from curved or straight-line segments.

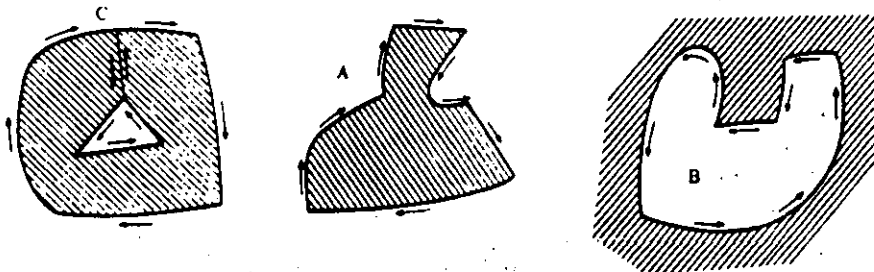


Figure 13

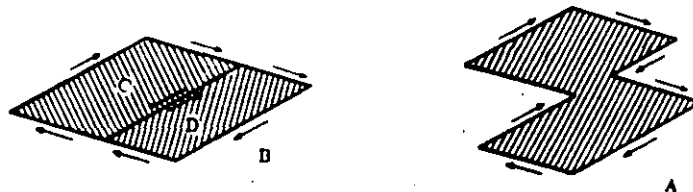


Figure 14

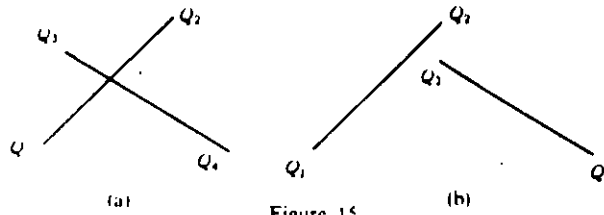


Figure 15

The joint traces are line segments. Finding the intersection point of two joint traces is reduced to finding the intersection point of two crossing line segments Q_1Q_2 and Q_3Q_4 (Figure 15(a)). Let $Q_i = (\bar{x}_i, \bar{y}_i)$, $i = 1, 2, 3, 4$. The equation of Q_1Q_2 is

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \bar{x}_1 + (\bar{x}_2 - \bar{x}_1)t, & 0 \leq t \leq 1 \\ \bar{y} &= \bar{y}_1 + (\bar{y}_2 - \bar{y}_1)t, & 0 \leq t \leq 1 \end{aligned} \tag{28}$$

The equation of Q_3Q_4 is

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \bar{x}_3 + (\bar{x}_4 - \bar{x}_3)T, & 0 \leq T \leq 1 \\ \bar{y} &= \bar{y}_3 + (\bar{y}_4 - \bar{y}_3)T, & 0 \leq T \leq 1 \end{aligned} \tag{29}$$

At the intersection point (\bar{x}, \bar{y}) , we have from equations (28) and (29)

$$\bar{x}_1 + (\bar{x}_2 - \bar{x}_1)t = \bar{x}_3 + (\bar{x}_4 - \bar{x}_3)T, \quad \bar{y}_1 + (\bar{y}_2 - \bar{y}_1)t = \bar{y}_3 + (\bar{y}_4 - \bar{y}_3)T \tag{30}$$

Equations (30) are linear equations with unknowns t and T :

$$\begin{pmatrix} \bar{x}_2 - \bar{x}_1 & \bar{x}_3 - \bar{x}_4 \\ \bar{y}_2 - \bar{y}_1 & \bar{y}_3 - \bar{y}_4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} t \\ T \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{x}_3 - \bar{x}_1 \\ \bar{y}_3 - \bar{y}_1 \end{pmatrix} \tag{31}$$

If a solution exists, and t and T satisfy

$$0 \leq t \leq 1, \quad 0 \leq T \leq 1$$

then the two line segments Q_1Q_2 and Q_3Q_4 have an intersection point (\bar{x}, \bar{y}) , which can be computed by either equations (28) or (29). (If a solution exists but t or T is not in the required interval, there is no real intersection and the situation is as in Figure 15(b).)

The whole procedure for finding primary loops consists of the following steps:

1. A matrix $Q = [Q_{ij}]$ is used for recording the intersection points along each joint trace. Each row of $[Q_{ij}]$, $j = 1, 2, \dots$, contains the intersection point numbers on the i th joint trace. Every computed intersection point of joint trace i and joint trace j is identified by elements in the i th row Q_{ij} and the j th row Q_{jk} . Previously computed values t and T give the positions of the computed intersection points along the i th and j th joint traces. All the intersection points or nodes of the i th joint trace $Q_{i1}, Q_{i2}, Q_{i3}, \dots$, are ordered along the natural advance direction of the joint trace, as shown in Figure 16. The element Q_{ij} is a number which identifies an

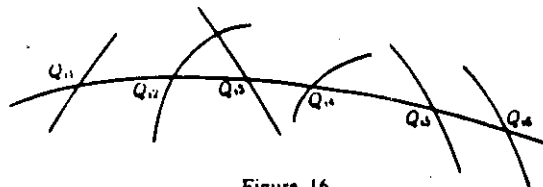


Figure 16

intersection point or node ij . If two or more intersection points have the same, or very nearly the same, co-ordinates (\bar{x}, \bar{y}) , those nodes are treated as one and assigned the same number. In this case, more than two joint traces cross this node and the node number appears in the matrix $[Q_{ij}]$ more than twice.

2. Trees are eliminated. Some joint traces lack nodes; also, some segments of joint traces, together with their nodes, are branches that go nowhere. These joint traces, segments and nodes cannot form loops, and are therefore deleted.

In Figure 17 the joint traces 8, 2, 10, 4, 3 and 9, and the corresponding nodes, are removed. This can be done by operating on matrix $Q = [Q_{ij}]$ only. The matrix Q for Figure 17 is as given in the first column of Table I. Rows 3, 8 and 10 of the matrix Q have only a single node. Removing the single node 8 from the row 3 requires that we remove the number 8 from any other row where it may occur. It is found in row 9 and deleted therefrom. (If node 8 had been found in more than one additional row, it would mean that more than two joints cross node 8; it should not then have been deleted.)

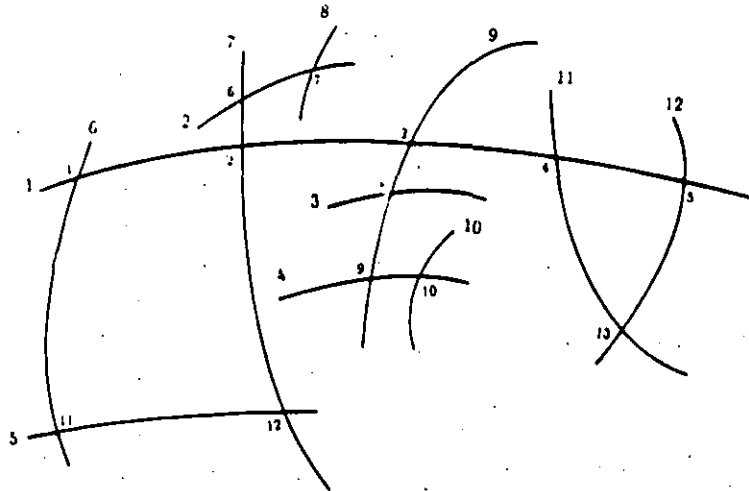


Figure 17

Table I. Nodes along each joint trace

1	1,2,3,4,5	1,2,3,4,5	1,2,3,4,5	1,2,3,4,5	1,2,3,4,5	1,2,3,4,5	1,2,4,5
2	6,7	6,7	6	6			
3	8						
4	9,10	9,10	9,10	9	9		
5	11,12	11,12	11,12	11,12	11,12	11,12	11,12
6	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
7	6,2,12	6,2,12	6,2,12	6,2,12	2,12	2,12	2,12
8	7	7					
9	3,8,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3	
10	10	10	10				
11	4,13	4,13	4,13	4,13	4,13	4,13	4,13
12	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13

The single nodes of rows 8 and 10 are deleted in the same way, resulting in the smaller matrices located in the second, third and fourth columns of Table I. Considering the fourth column of Table I as a new matrix Q , node 6 in rows 2 and 7 is removed, as is node 9 from rows 4 and 9. The resulting matrices Q are located in the fifth and sixth rows of Table I. Operating on the sixth matrix now requires removing node 3 from rows 9 and 1. Since there is no row with a single node, no further changes are made and we have obtained a matrix Q including only edges of loops. The seventh column of Table I gives the final form of this matrix.

- Each joint trace remaining in the matrix Q has two or more nodes, which cut the joint trace into ordered edges. No edge between two adjacent nodes intersects any other edge. The matrix Q which, together with the direction angles at nodes, determines how edges connect, will enable us to find all primary loops. In each row of the matrix Q there are r nodes, which form $r - 1$ edges.

Figure 18 shows the edges of the joint trace map after cutting trees or removing the dead ends. The edges cut the whole JP interval band into unconnected domains. Each domain is bounded by a primary loop and a set of arrows along all edges determining the block side (i.e. the domain is on the right-hand side of the advance direction arrow). Each edge is on the boundary loop of exactly two domains. Therefore, each edge has two opposite arrows. The area outside all the loops is also considered as a domain having a primary loop. The edge $Q_{ij}Q_{i,j+1}$ of joint trace i is defined to have the natural direction of joint trace i , which is from node Q_{ij} to node $Q_{i,j+1}$. The edge $Q_{i,j+1}Q_{ij}$ is the same edge with reverse orientation.

The procedure for finding primary loops is to move to the next oriented edge $Q_{ij}Q_{i,j+1}$ or $Q_{i,j+1}Q_{ij}$ in advancing around each loop. A matrix $M = [M_{ij}]$ is been used to book keep, as will be illustrated. The i th row of the matrix Q is

$$Q_{i1}, Q_{i2}, \dots, Q_{ir}$$

the i th row of the matrix M is

$$M_{i1}, M_{i2}, \dots, M_{i,r-1}$$

The element M_{ij} is set equal to 00, 01, 10 or 11, according to the rules in Table II.

An example will help explain the procedure (Figure 19). The computation begins at node P_1 . Check the matrix M to see whether the edge P_1P_2 has been used (since this is the first step around the loop, it has not been used—see Figure 19) then find node P_2 . There may be many edges crossing P_2 . These edges are generally curved and represented mathematically by multi-segmented lines. However, only the direction angles of the line segments passing through node P_2 need be computed. At node P_2 , from the line segment of edge P_1P_2 and rotating counterclockwise,

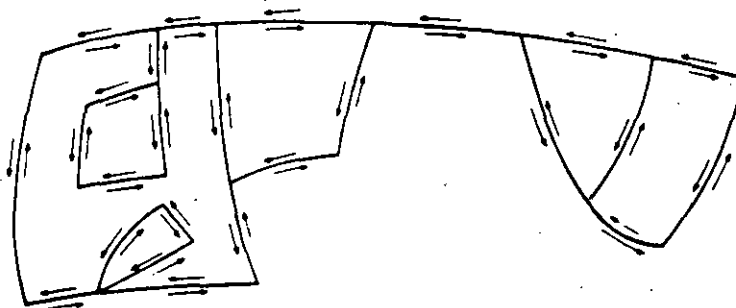


Figure 18

Table II. Code representing remaining edges

$M_{ij} = 00$	Both edges Q_i, Q_{i-1} and Q_{i-1}, Q_i have been used in the advance around the loops
$M_{ij} = 01$	Only edge Q_i, Q_{i-1} remains
$M_{ij} = 10$	Only edge Q_{i-1}, Q_i remains
$M_{ij} = 11$	Neither edge Q_i, Q_{i-1} nor Q_{i-1}, Q_i has been used in the advance

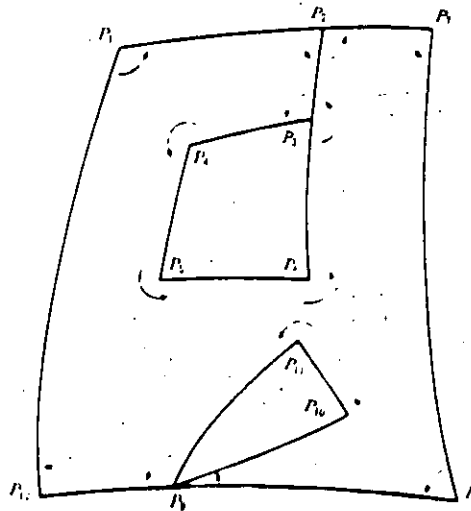


Figure 19

the nearest edge is P_2P_3 , which will therefore be the second edge of the primary loop. The edge P_2P_3 is now assigned a code value from Table II for the matrix M . Starting from P_2P_3 and proceeding counterclockwise, the nearest edge P_3P_4 at node P_3 is found. Subsequently edges P_4P_5 , P_5P_6 and P_6P_7 are found. At node P_7 , the loop is still not complete. Edges P_7P_8 , P_8P_9 , P_9P_{10} , $P_{10}P_{11}$, $P_{11}P_{12}$ and $P_{12}P_1$ are found and the appropriate code values assigned in the matrix M according to Table II. From edge $P_{12}P_1$, edge P_1P_2 is next since it coincides with the first edge of the loop; we know that the loop is now complete.

In Figure 20, using the same method, the primary loop consisting of P_1P_2 , P_2P_3 , P_3P_4 , P_4P_5 , P_5P_6 , P_6P_7 , P_7P_8 , P_8P_9 , P_9P_{10} , $P_{10}P_{11}$, $P_{11}P_{12}$, $P_{12}P_1$ is computed. The loop rotates counterclockwise. The domain of this loop is on the right-hand side of the advance arrow, and therefore lies outside it. Most primary loops rotate clockwise, with the domain inside the loop.

DELIMITING THE LOOPS OF MAXIMUM REMOVABLE BLOCKS

The edge Q_i, Q_{i-1} is a curved line, simulated by a multi-segmented line for joint trace i , belonging to joint set P :

$$P: Ax + By + Cz = 0 \quad (32)$$

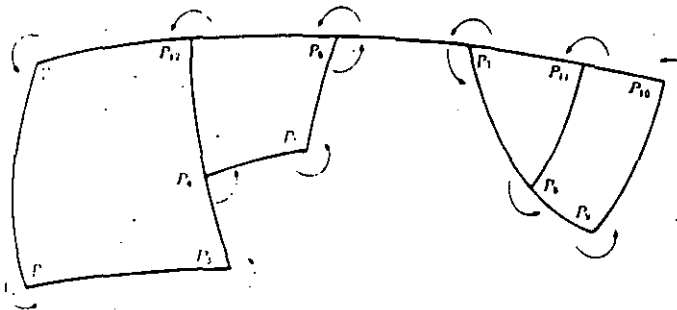


Figure 20

Knowing the co-ordinates of the end points of the edge $Q_{ij} = (\bar{x}_i, \bar{y}_i)$, $Q_{ij+1} = (\bar{x}_{j+1}, \bar{y}_{j+1})$, all of the line between Q_{ij} and Q_{ij+1} can be computed in either the $oxyz$ or the $\bar{o}\bar{x}\bar{y}$ co-ordinate system: \bar{x}_i and \bar{y}_i are the lengths along the tunnel boundary, according to equations (14). Let

$$(x_i, y_i), \quad i = e_1, \dots, e_m$$

be the tunnel polygon vertices that are situated between Q_{ij} and Q_{ij+1} . Using equation (10), the vertices of line $Q_{ij}Q_{ij+1}$ can be computed.

Given the joint pyramid $JP = c_1 c_2 \dots c_m$, the corresponding joint sets are

$$P_k: A_k x + B_k y + C_k z = 0, \quad C_k \geq 0, \quad k = 1, \dots, m \quad (33)$$

where $p_k = (A_k, B_k, C_k)$ points upwards. The JP side of the joint set P_k will contain the tunnel axis vector

$$(0, 0, (\frac{1}{2} - c_k)C_k)$$

After unrolling the tunnel surface, this vector is translated to

$$(0, (\frac{1}{2} - c_k)C_k)$$

in the unrolled co-ordinate system $\bar{o}\bar{x}\bar{y}$. The joint trace i belongs to a joint set P_k . It is important to observe that the tunnel axis vector $(0, 0, 1)$ is always on the right-hand side of the joint trace advance direction, as shown in Figure 21. If $(\frac{1}{2} - c_k)C_k > 0$, the JP side is the right-hand side of the joint advance direction in the unrolled plane. If $(\frac{1}{2} - c_k)C_k < 0$, the JP is on the left of the joint trace i . In this case we change the joint natural advance direction by reversing the order of the i th row of the matrix Q : the i th row

$$Q_{i1}, Q_{i2}, \dots, Q_{i(i-1)}, Q_{ii}$$

is changed to

$$Q_{ii}, Q_{i(i-1)}, \dots, Q_{i2}, Q_{i1}$$

After the changes are made, the JP (the removable block) is always the right-hand side of the joint advance direction. The procedure for delimiting maximum removable blocks is therefore as follows:

1. The new matrix $Q = [Q_{ij}]$ and the matrix $M = [M_{ij}]$ with $M_{ij} = 11$ are used to guide or record the deleting of loops outside the loop of the maximum removable block. Therefore we delete the primary loop having as its domain the area outside the loop (see Figure 13(c)). There are three methods of identifying such loops.

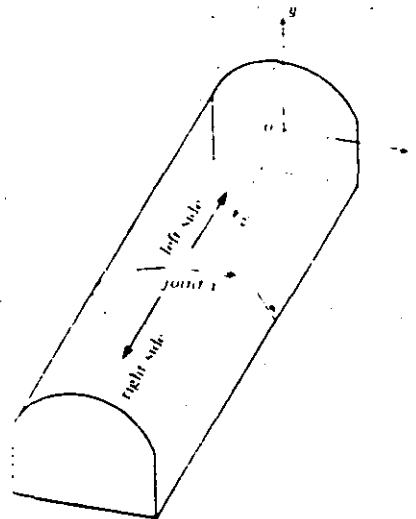


Figure 21

Method 1. Angular method. The loops are considered as polygons with s line segments. The sum of counterclockwise angles α_i along the loop advance direction are calculated: if

$$\sum_{i=1}^s \alpha_i = 180(s + 2) \quad (34)$$

the loop has outside domain. Figure 22(a) shows a loop with outside domain and $s = 5$. If

$$\sum_{i=1}^s \alpha_i = 180(s - 2) \quad (35)$$

the domain is the inside area of the loop. Figure 22(b) shows a loop with inside domain and $s = 10$.

Method 2. Point method. Find any one point D which is very near the loop to the right of the advance direction on the loop. From point D draw a ray in any direction. If the number I of

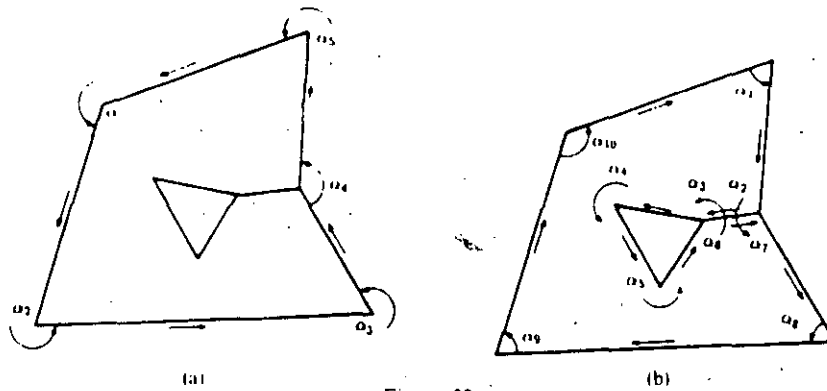
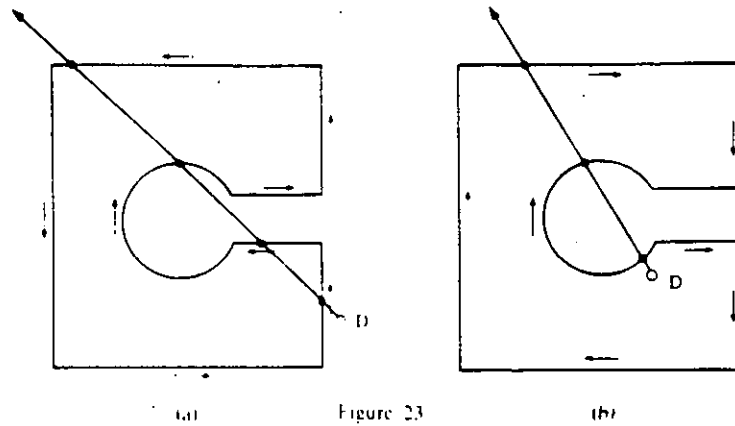


Figure 22



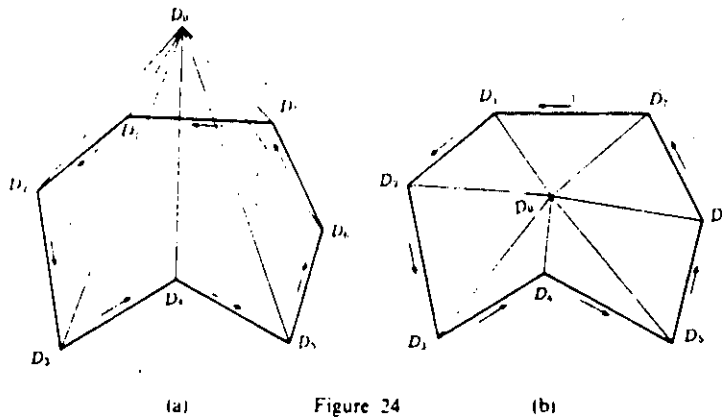
intersection points of the ray and the loop is even, the loop has outside domain. Figure 23(a) shows a loop with outside domain, where the number of intersection points is $I = 4$. If I is odd, the loop has inside domain. Figure 23(b) shows a loop with inside domain, where the number of intersection points is $I = 3$.

Method 3 Area method. Consider the loop as a polygon. The vertices of the polygon along the advance direction are $D_i = (\bar{x}_i, \bar{y}_i), i = 1, \dots, s$. Point $D_0 = (\bar{x}_0, \bar{y}_0)$ can be any selected point of the unrolling plane. The oriented area of the primary loop is defined as

$$A = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^s \begin{vmatrix} 1 & \bar{x}_0 & \bar{y}_0 \\ 1 & \bar{x}_i & \bar{y}_i \\ 1 & \bar{x}_{i+1} & \bar{y}_{i+1} \end{vmatrix} < 0 \tag{36}$$

Area A is invariant when $D_0 = (\bar{x}_0, \bar{y}_0)$ is changed. If $A < 0$, the loop has an inside domain; if $A > 0$ the loop has an outside domain. Figure 24 shows an example of a primary loop with an outside domain. This method is used in the program.

All the primary loops with outside domains are deleted from the matrix M . If $Q_{ij}Q_{i,j+1}$ is an oriented edge of such a loop, 1 is subtracted from M_{ij} . If $Q_{i,j+1}Q_{ij}$ is an oriented edge of such a



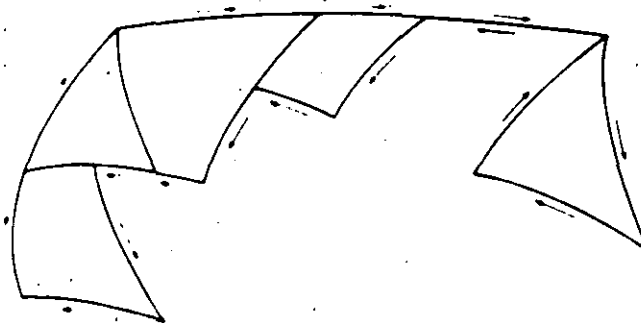


Figure 25

loop along the advance direction. 10 is subtracted from M_{ij} . After all the loops with outside domain are deleted, the oriented edges with $M_{ij} \neq 00$ or 11 form one or more great loops with inside domains which include all the primary loops. Figure 25 shows such a great loop and its oriented edges.

- 3 Non-removable block loop are delimited. Each element M_{ij} of the matrix M is checked. If $M_{ij} = 10$, the primary loop with oriented edge $Q_{i,j-1}Q_{ij}$ is found and the whole primary loop is deleted from matrix M . During this procedure, the oriented edges of $M_{ij} = 01$ or $M_{ij} = 10$ form great loops or boundaries, which are squeezed until each oriented edge in the great loops has its right side as the JP side. When $M_{ij} = 10$, its oriented edge $Q_{i,j-1}Q_{ij}$ has the right side opposite to that of the JP, so the whole primary loop having $Q_{i,j-1}Q_{ij}$ as an edge should be deleted.

In Figure 26, the spikes point into the JP side of each edge: the arrows represent the oriented edges. Edge 12 of loop 1 has a spike on the left side which is the outside of the loop. Therefore loop 1 is deleted. Loop 2 has an edge 34 whose left side is the JP side defining a domain outside the loop ('right' when facing from the tail to the tip of the advance arrow), so loop 2 is also deleted. The remaining loop, indicated by a thick line, is then the loop of the maximum removable block (which we may call the 'maximum removable loop').

- 4 If there is no $M_{ij} = 10$ in the matrix M , all oriented edges with $M_{ij} = 01$ form the maximum removable loops. All edges $Q_{ij}Q_{i,j-1}$ with $M_{ij} = 01$ are picked up and connected at the common nodes and form the maximum removable loops.

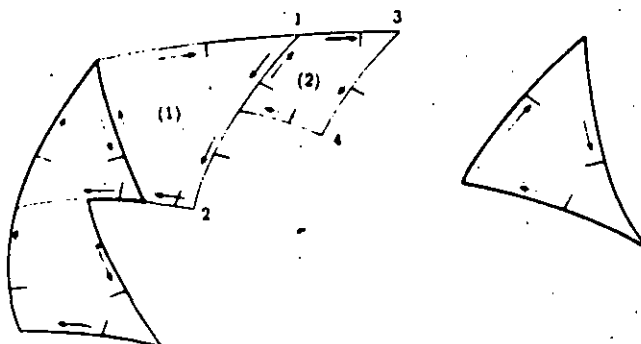


Figure 26

APPLICATIONS AND EXAMPLES

Two programs, S02 and S03, have been written for HP 9000 series 300 microcomputers. Program S02 produces the joint traces, unrolls the tunnel surface and joint traces, draws the 3D view of the tunnel surface and joint traces, and computes the JP sector and JP intervals; it then truncates the whole tunnel surface unrolling joint trace map to the band of JP intervals. Program S03 reads the unrolled joint trace data of the JP interval, computes the primary loops and delimits the maximum removable loops. Any tunnel direction, any tunnel shape and any number of joint sets can be considered by Programs S02 and S03.

Several examples show typical applications and document the efficiency of this method. Given the four joint sets in Table III, the bearing and rise angle of the tunnel axis vector in the original coordinate systems are 0° and 20° , respectively. For all examples the degree of randomness $D_r = 0.5$, and $JP = 1101$.

Example 1. The input tunnel section is as shown in Figure 2(b), with $A = 1$, $B = 0.5$ and $C = 0.7$. The average spacing, length and bridge are 0.6, 6.0 and 0.2, respectively. Figure 27 is the output drawing. The maximum removable loops are very small. In Figures 27(b) and 27(c), there are two lines parallel to the tunnel axis. The area between these two lines is the interval of removable blocks of $JP = 1101$. Figure 27(d) shows joint traces in the interval of the removable blocks after eliminating trees. Figure 27(e) shows the loops of maximum removable blocks, obtained by deleting the non-key-block primary loops of Figure 27(d).

Table III. Four joint sets

No.	Dip	Dip direction
1	71	163
2	68	243
3	45	280
4	13	343

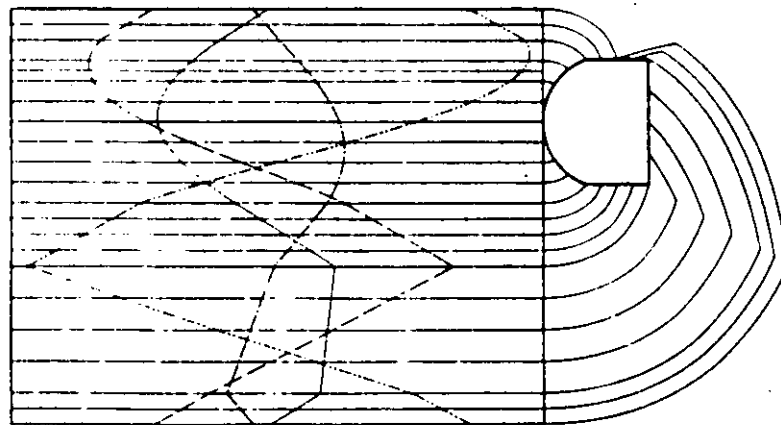


Figure 27 (a)

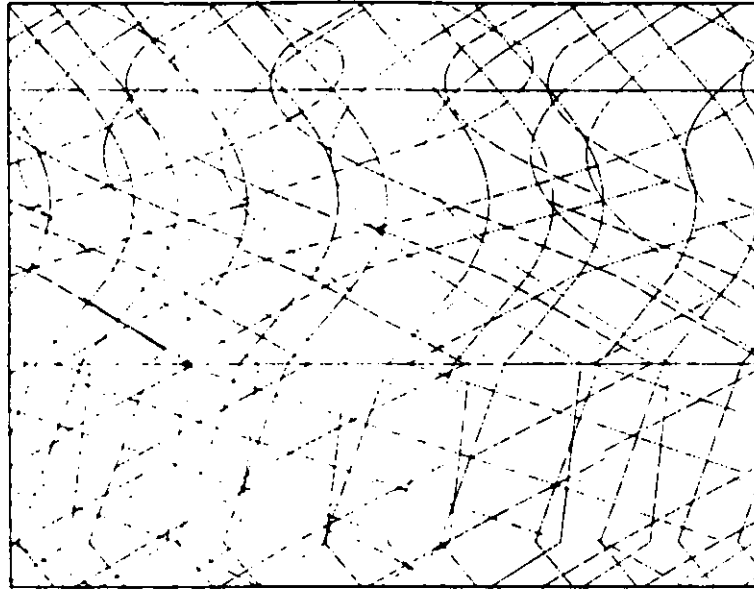


Figure 27(b)

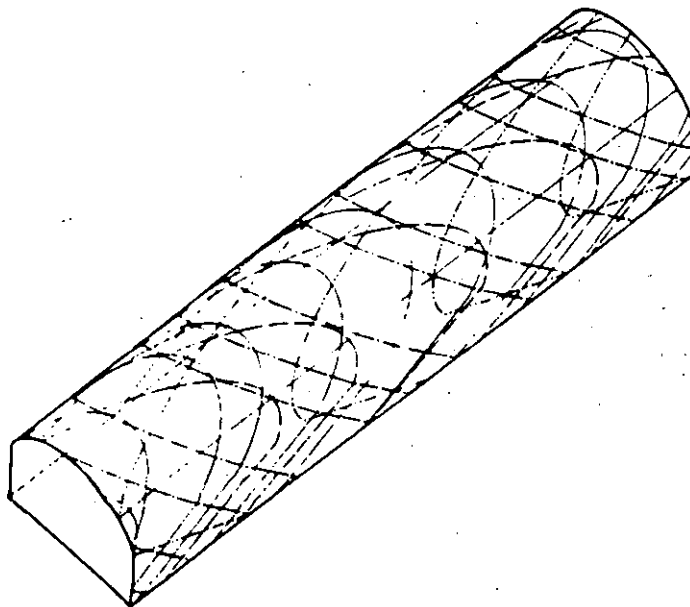


Figure 27(c)

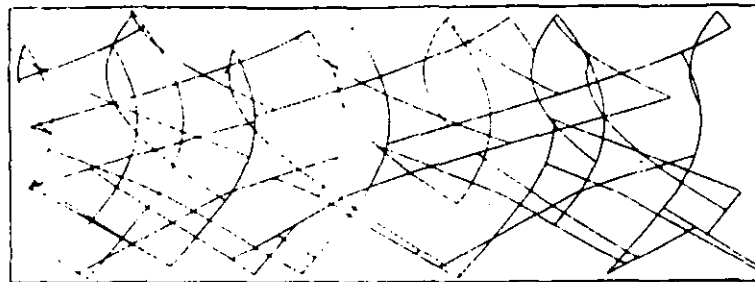


Figure 27(d)

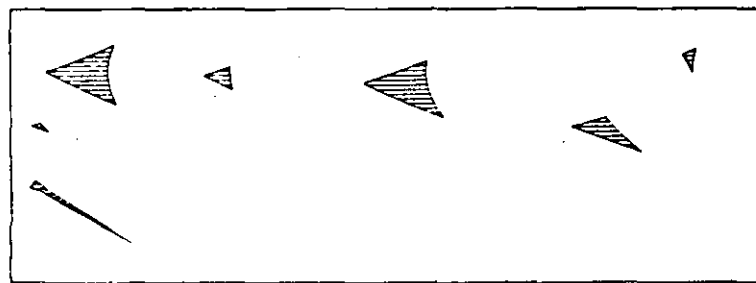


Figure 27(e)

Example 2. The tunnel shape is the same as in Example 1, but the average joint spacing has been reduced to create more joints. The average spacing, length and bridge are 0.3, 6.0 and 0.2, respectively. Figure 28 is the output drawing. The maximum removable blocks are larger than those of Example 1.

Example 3. The input tunnel section is as shown in Figure 2(d), with $A = 1$ and $B = 0.4$. The input average spacing, length and bridge are 0.6, 6.0 and 0.2, respectively. Figure 29 is the output drawing

Example 4. The input data are the same as for Example 3, except that the average spacing, length and bridge are 0.3, 6.0 and 0.2, respectively. The output drawing shows the maximum removable areas (Figure 30). The removable blocks are much larger than in Example 3.

The main applications to tunnel engineering are the following:

1. Parametric studies of the influence of jointing on key block and tunnel lining. The parameters are average joint spacing, joint length, joint bridge and size of the tunnel.
2. Preliminary design studies for the lining. In the stage of planning or preliminary design, the maximum key blocks can be computed from the statistical parameters of jointing, deduced from joint data of nearby rock surfaces, exploration tunnels or bore holes.

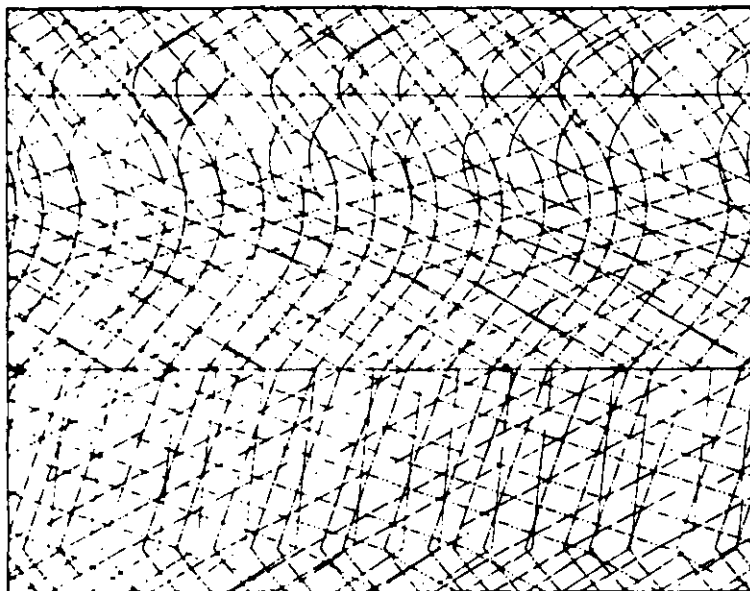


Figure 28(a)

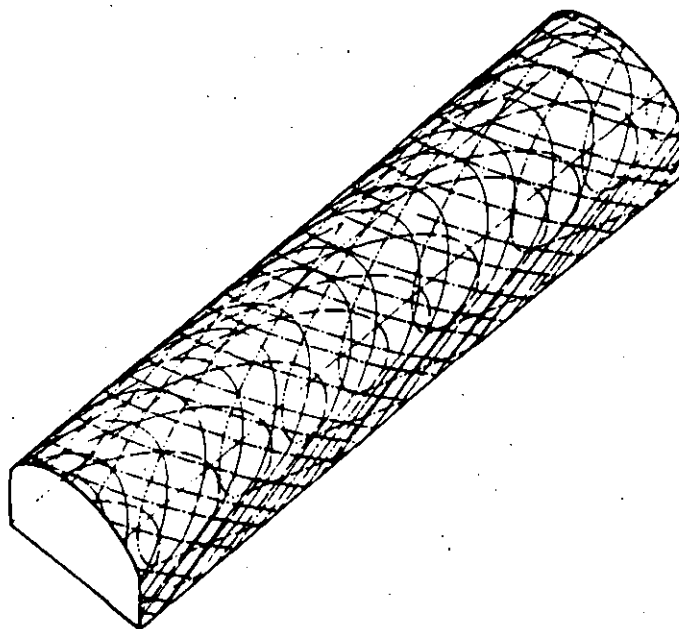


Figure 28(b)

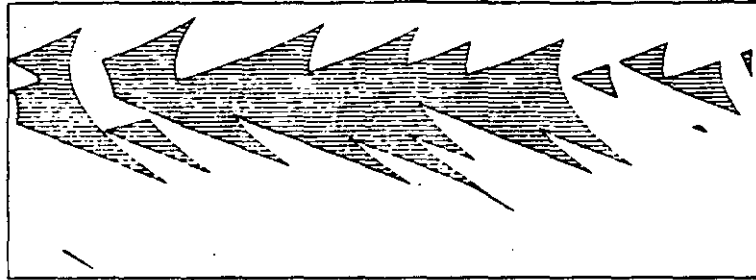


Figure 28(a)

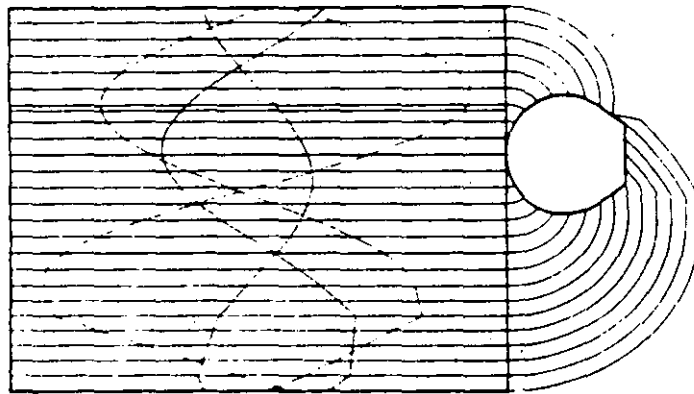


Figure 29(a)

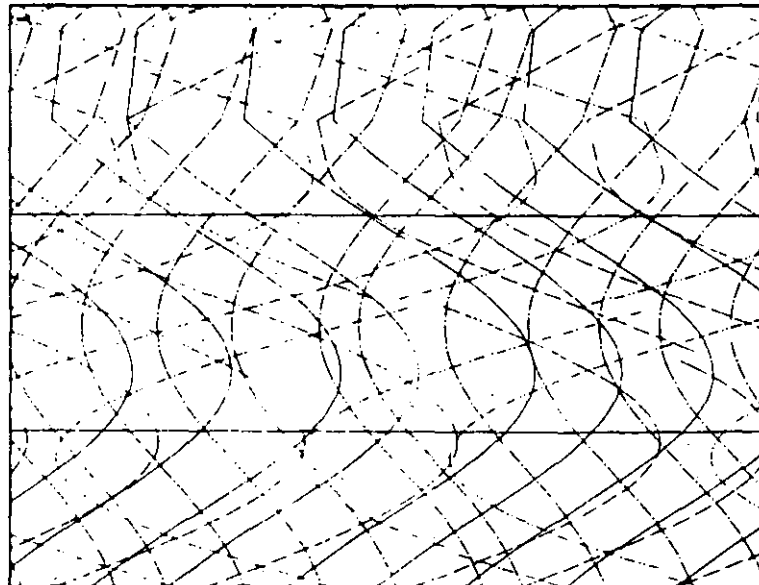


Figure 29(b)

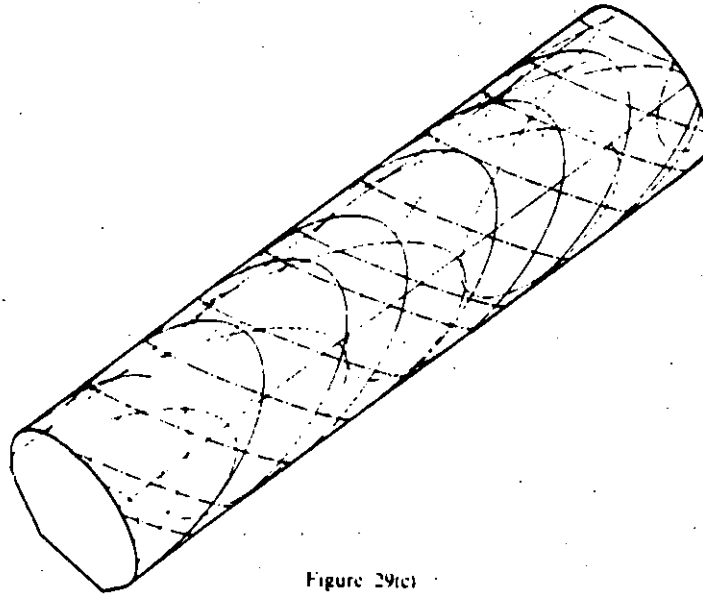


Figure 29(c)

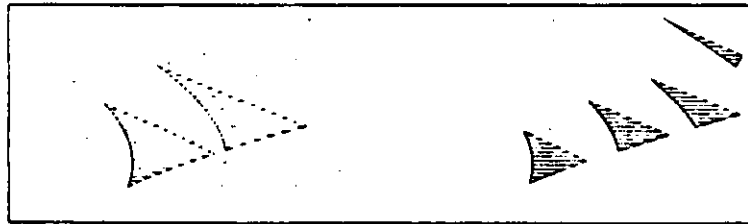


Figure 29(d)

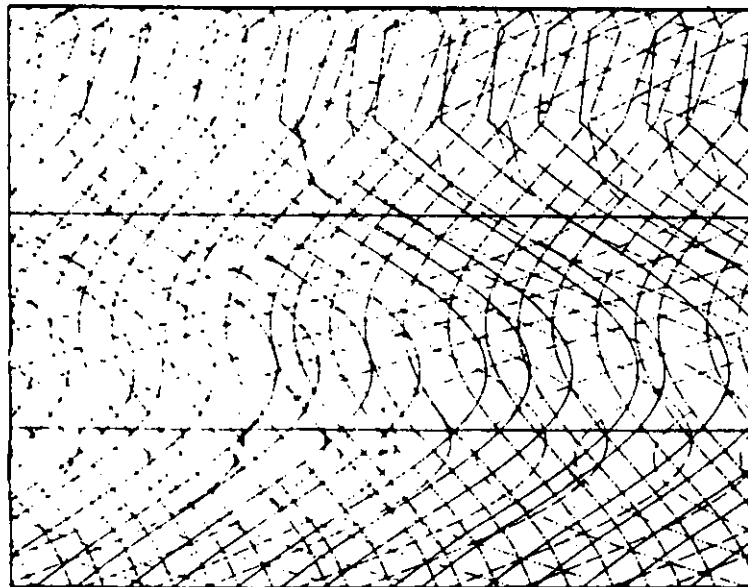


Figure 30(a)

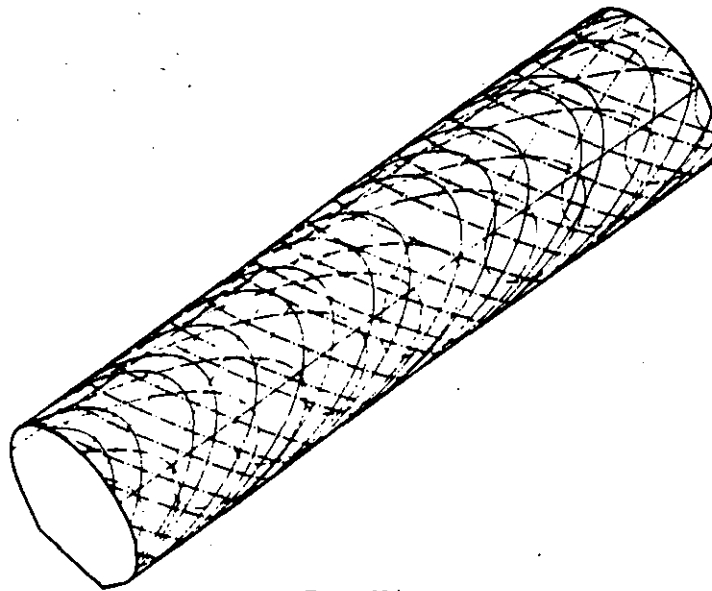


Figure 30(b)

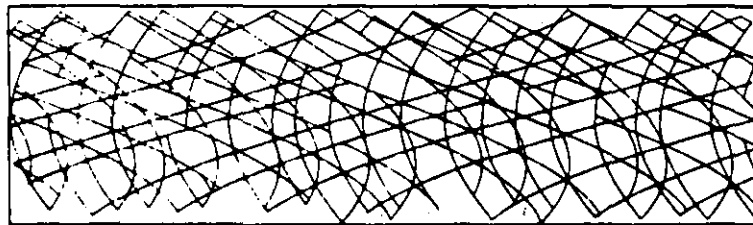


Figure 30(c)

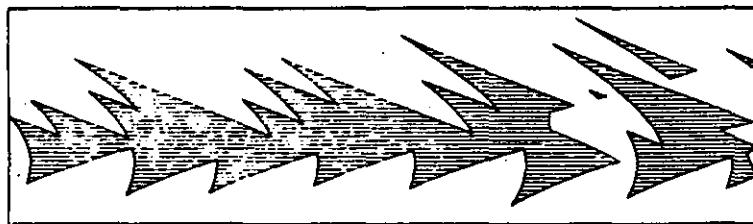


Figure 30(d)

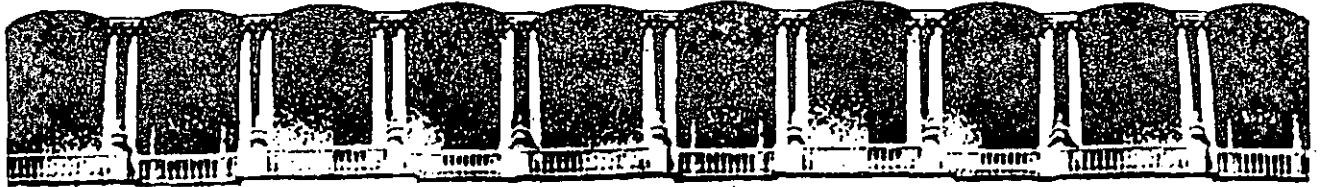
3. Tunnel surface inspection during construction. The updating of joint statistics from the excavated tunnel surface can be used to give accurate sizes of key blocks. Also, based on the real joint survey, the unrolling map and 3D view can be drawn and the real removable blocks can be identified and supported. The authors hope this method can offer a useful tool for the engineering geologist and tunnel designer.

ACKNOWLEDGEMENT

This work was financed by a contract with Weidlinger and Associates, Palo Alto, CA, and sponsored by the Defense Nuclear Agency. The initial work leading to these results stemmed from a seed grant provided by the California Mining and Mineral Resources Research Institute (Director: Douglas Fuerstenau).

REFERENCES

1. R. E. Goodman and Gen-hua Shi, *Block Theory and its Application to Rock Engineering*, Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1985.
2. Gen-hua Shi, R. E. Goodman and J. P. Tinucci, 'Application of block theory to simulated joint trace maps', in *Fundamentals of Rock Joints*, (O. Stephansson, Ed.), Centek Publishers, Luleå, 1985, pp. 367-383.
3. Gen-hua Shi and R. E. Goodman, 'Stability analysis of infinite block systems using block theory', in *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, (E. T. Brown, Ed.), Allen & Unwin, London, 1987, pp. 205-245.
4. Gen-hua Shi, 'Discontinuous deformation analysis - A new numerical model for the statics and dynamics of block systems', Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1988.
5. L. Y. Chan and R. E. Goodman, 'Prediction of support requirements for hardrock excavations using key block theory and joint statistics', in Proc. 24th U.S. Symp. on Rock Mechanics, 1983, pp. 557-576.
6. G. B. Baecher, N. A. Lanney and H. H. Einstein, 'Statistical descriptions of rock joints and sampling', in Proc. 18th U.S. Symp. on Rock Mechanics, 1977, pp. 561-568.
7. A. Karzulovic, 'The use of keyblock theory in the design of linings and supports for tunnels', Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1988.



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

PRINCIPIOS DE INGENIERIA GEOLOGICA

ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA

JUNIO - 1992

**PRINCIPIOS DE INGENIERIA
GEOLOGICA**

- Excavaciones a Cielo Abierto
- Excavaciones Subterráneas
- Cimentaciones
- Análisis de La Información

Miercoles 3, 9-14 Hrs

Ing. Sergio Herrera Castañeda

LOS METODOS GEOFISICOS EN LA GEOTECNIA

Roboam León Sánchez

Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN Los Métodos Geofísicos son técnicas indirectas para la caracterización de cuerpos y estructuras geológicas, por parámetros físicos, como auxiliares en la planeación, construcción y conservación de obras civiles. Se presentan los principios generales de las Técnicas Geofísicas usadas en Geotecnia.

1. INTRODUCCION

La Geofísica forma parte del grupo de Ciencias de la Tierra, que estudia los fenómenos físicos que ocurren en el globo terráqueo y su entorno. Geofísica Aplicada es la reunión de tecnologías específicas para la investigación y estudio de estructuras geológicas o cuerpos, a partir de propiedades y fenómenos físicos naturales o creados artificialmente. Los Métodos Geofísicos son las técnicas utilizadas para la exploración y definición de estructuras geológicas y cuerpos, en términos de propiedades físicas: velocidad de propagación de las ondas sísmicas, parámetros sismoelásticos, resistividad eléctrica, carga eléctrica, densidad, susceptibilidad magnética, radiactividad, etc.; se describen los métodos mencionando los principios básicos y algunas de sus más conocidas aplicaciones en geotecnia.

2. CLASIFICACION

Los Métodos Geofísicos son diversos y se pueden clasificar de varias maneras:

- (i) Tiempo. Estáticos: cuando el campo estudiado no varía sustancialmente con el tiempo; Relajación: la variable medida sí es dependiente del tiempo y el campo estudiado es invariante en el tiempo; y Dinámicos: si el fenómeno investigado es variable en el tiempo (Parasnis, 1976).
- (ii) Aplicabilidad. Mayores: cuando las áreas de aplicación usual son varias, y Menores: si se emplea para resolver problemas muy específicos.
- (iii) Sistema Operativo. Terrestres: cuando las lecturas se toman en la superficie del terreno; Marinos: en la superficie de masas de agua; Subterráneos: en el interior de cavidades; y Aéreos: sobre la superficie terrestre.
- (iv) Objetivo. Detector de Cuerpos: si el objeto de interés es restringido

lateralmente, y de superficies cuando lo buscado presenta rasgos de horizontalidad y de extensión lateral grande.

- (v) Origen de Campo. Natural, si el campo estudiado existe, y artificial, si es creado para la toma de datos.
- (vi) Escala. Someros y Profundos dependiendo de la profundidad de investigación del método.
- (vii) Técnica: Gravimetría, Magnetometría, Sísmicos, Eléctricos, Electromagnéticos, Registros de Pozos, Radiometría, Termometría, Percepción Remota.

3. GRAVIMETRIA

Es la determinación de cuerpos que producen efectos gravitacionales de atracción por existir discrepancia entre la densidad de ellos y el medio que los rodea. Las medidas de gravedad se efectúan con gravímetro que proporciona la diferencia de gravedad entre el punto de observación y un punto base de gravedad absoluta conocida (Telford *et al.*, 1976). La Ley de la Atracción Universal de Newton es la que sustenta la formulación teórica del Método. Si la Tierra fuese homogénea o estratificada y permaneciera inmóvil, la gravedad sería la misma en cualquier punto sobre la superficie de ella. Sin embargo, la gravedad varía apreciablemente de un lugar a otro y se debe a la presencia de cuerpos densos o con escasez de masa, estén someros o profundos. Anomalía gravimétrica es la diferencia entre las lecturas de gravedad observada en los puntos de interés y la que debería existir si la tierra fuese un geode homogéneo, y es positiva si existieran cuerpos más densos que el medio que los rodea y negativa si tuvieran deficiencia de masa (menos densos); la anomalía gravimétrica es más ancha y de menor intensidad si el cuerpo objetivo es profundo que si estuviera somero. Los datos deben corregirse (Grand y West, 1965) para tener la gravedad referida a un datum uniforme en todo el

dio, las correcciones utilizadas son: Aire Libre para llevar el dato de campo al nivel base, Bouguer para considerar la masa no contemplada en la corrección anterior, Topográfica para eliminar los efectos de las irregularidades del terreno adyacentes al punto de observación y Mareas para minimizar el efecto de la acción Luna-Sol sobre la Tierra. La anomalía corregida se le conoce como de Bouguer. La Anomalía de Bouguer se separa en dos, para tratar de delimitar los efectos profundos o regionales y los cuerpos someros de probable interés. Adicionalmente, se efectúan otros procesos generalmente digitales para visualizar algunos rasgos estructurales o quizás cambios verticales de densidad. La interpretación de los datos es doble, cualitativa y cuantitativa. Para la primera es necesario construir planos que expresen secciones o mapas de la zona estudiada para tener una burda idea del tipo de cuerpos y sus dimensiones. La interpretación cuantitativa es para definir la distribución de la densidad en el subsuelo y es sencilla si los cuerpos anómalos son de geometría regular, por conocer los efectos según expresiones analíticas y modelando con técnicas numéricas si la estructura del subsuelo es más complicada. El Método Gravimétrico es empleado como de Reconocimiento en tareas de Exploración. Aplicaciones a la Ingeniería Civil son escasas; se ha usado en Hidrogeología para la solución de algún problema geológico-estructural y en la búsqueda de cavidades naturales y obras mineras. La utilidad de la Microgravimetría dependerá en gran medida de la calidad del trabajo topográfico pues debe ser sumamente preciso y en el tipo de gravímetro a utilizar. En general, se puede decir que la Microgravimetría se puede emplear para la búsqueda de rocas compactas y densas o fracturadas con respecto a su entorno, cuya dimensión lateral sea comparable a su profundidad.

4. MAGNETOMETRIA

Es un método similar al Gravimétrico, con la salvedad de que no sólo se puede estudiar el campo vertical, sino las otras componentes o la intensidad total, y la propiedad física estudiada es la susceptibilidad magnética, las medidas de campo magnético se pueden efectuar con magnetómetros de respuesta casi inmediata montados en vehículos en movimiento (Cantos, 1974). Esto último ofrece grandes posibilidades para el cubrimiento aéreo de zonas grandes en poco tiempo. Es casi imprescindible el empleo de dos magnetómetros, uno en la estación base para las correcciones por deriva y el otro en los puntos de interés. El proceso digital y la interpretación de los datos magnéticos es similar a la utilizada en la información gravimétrica. El Método Magnetométrico es usado en trabajos de Reconocimiento en tareas de Exploración Petrolera y de localización de yacimientos de hierro y uranio en Exploración Minera. Para el caso de Geotecnia se podría utilizar en la ubicación de cuerpos con alto contenido de minerales ferromagnéticos localizados en el trazo de alguna línea de comunicación o en la localización de tuberías de acero cubiertas de material.

Al igual que el Gravimétrico, el método adolece del defecto de que la fuente del campo estudiado es producida por el cuerpo o cuerpos de interés.

5. SISMICOS

Este grupo de métodos es de los más empleados tanto en geotecnia como en exploración. Al igual que los otros se basa en una característica específica del medio; en este caso son las propiedades elásticas de los materiales, a partir de perturbaciones naturales (sismos) o creadas artificialmente en la "superficie" del terreno. Las propiedades elásticas estudiadas a partir de sismos se emplean en la investigación de la tierra como un globo y en el estudio sobre fenómenos de movimientos naturales del terreno, importantes para el emplazamiento de obras civiles relevantes. Para el caso de que la fuente de ondas sísmo-elásticas sea artificial, ésta se puede originar de diferentes formas: caída de pesos, explosivos, vibradores, etc., generalmente emplazados en la superficie o a muy poca profundidad y en agujeros de diámetro pequeño (barreros). La energía generada se propaga por el subsuelo y en el aire, y es recibida por sismodetectores o geófonos que transforman la vibración mecánica en señales eléctricas que son amplificadas, filtradas y registradas en los sismógrafos. La perturbación se propaga en el medio por frentes de onda que sufren modificaciones: reflexiones, refracciones, difracciones, dispersiones, etc., que son detectadas en la superficie del terreno por sismógrafos; el parámetro experimental es el tiempo de arribo de las distintas ondas en que se transforma la perturbación mecánico-elástica en las refracciones y reflexiones de contacto entre capas en el subsuelo. Las ondas normalmente estudiadas son las ondas longitudinales P, las ondas transversales S, y las ondas superficiales Love y Rayleigh. Un problema difícil de distinguir en un sismograma, es la llegada de las distintas ondas en función del tiempo y de las características en amplitud y frecuencia. El objetivo de los métodos sísmicos es describir espacialmente la velocidad de propagación de las ondas.

4.1. Sísmico de Reflexión

Es de los Métodos Geofísicos más costosos pero el más preciso. Es muy utilizado en la Exploración de Hidrocarburos y de Yacimientos Geotérmicos. Se basa en producir un disturbio en la superficie del terreno y registrar en un sismograma de varios segundos, las reflexiones de las ondas que llegan a la superficie; generalmente las ondas de interés son las longitudinales por su mayor velocidad de propagación. Los datos requieren de procesos digitales de eliminación de ruidos, mejora y realce de la información útil e interpretación. En la actualidad es poco conocido el Método de Reflexión para objetivos someros, aunque existen posibilidades de su futura utilización.

4.2. Sísmico de Refracción

Es un método similar al anterior donde las profundidades de investigación son menores y el tiempo de registro es cuando más del orden del segundo y las ondas grabadas (analógica, digital) son producto de refracciones de discontinuidades del medio y los geófonos deben tener características distintivas según la dirección medida y el tipo de onda deseada. Una condición importante para la aplicación del método, es que la velocidad de propagación de las ondas aumente con la profundidad (Dobrin, 1975). El punto donde se produce la perturbación y la ubicación de los geófonos se define en función del objetivo estudiado. Cuando el estudio es en la superficie, es común efectuar perfiles continuos con puntos de tiro a ambos lados de la línea de geófonos. En ocasiones es necesario corregir los datos por altitud, para así referirlos a un nivel base y eliminar la capa más superficial cuando es de muy baja velocidad. Del análisis de los sísmogramas es posible distinguir el arribo de las ondas y de ahí construir una gráfica tiempo-distancia. El estudio de las gráficas permite definir la distribución de las velocidades de propagación de la onda en el subsuelo; para esto, existen técnicas gráficas, analíticas y numéricas. La combinación de dos de ellas parece ser lo más indicado. Cuando lo que se desea es cuantificar parámetros elásticos, tales como la Relación de Poisson y el Módulo de Young, es necesario conocer las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales; para esto es necesario elegir adecuadamente la fuente y los sísmodetectores. El método de Refracción es de los más utilizados en trabajos de geotecnia para definir la calidad de la roca y los parámetros elásticos en obras civiles sujetas a vibraciones.

4.3. Uphole y Crosshole

Son técnicas más precisas porque la fuente y/o los geófonos se ubican en los materiales que interesan, en el interior de barrenos. La Técnica Uphole (Davenport et al., 1978) consiste en situar en el interior de un barreno una serie de geófonos para registrar las ondas generadas por una fuente de energía ubicada en la superficie del terreno junto a la perforación. Este método sirve para detallar la información obtenida con Refracción y para definir la velocidad de las ondas en materiales de baja velocidad no definidas por el Método de Refracción. En ocasiones se hacen estudios Uphole como antecedentes a los de Refracción. El Método Crosshole (Davenport et al., 1978) proporciona los mejores datos porque la fuente y la ubicación del geófono están en el mismo medio. El problema para la ejecución consiste en no dañar la perforación si se desea registrar varios horizontes. Estas técnicas son útiles para incrementar la confiabilidad de la información en áreas de geología compleja por ejemplo en túneles.

5. ELECTRICOS

Los Métodos Eléctricos son Técnicas empleadas comúnmente en problemas de Ingeniería Civil e Hidrogeología. Consiste en crear artificialmente un campo eléctrico estacionario por contactos galvánicos (electrodos) y medir los potenciales generados en otros puntos para tener el valor de la resistividad eléctrica. El procedimiento de operación puede efectuarse de dos maneras. Sondeo Eléctrico cuando la geometría de la disposición de electrodos se conserva con respecto a un punto de simetría y sólo se incrementa su tamaño, cuya investigación es a profundidad (Orellana, 1982); el subsuelo deberá simularse como un medio pseudo estratificado para que la interpretación cuantitativa sea de buena calidad, aunque últimamente se han desarrollado técnicas para modelos más complejos. Esta técnica se ha utilizado en muchos problemas de Geotecnia en la mayoría de las ocasiones con éxito. Para el perfilaje o Calicoteo Eléctrico se emplean las mismas disposiciones de electrodos y el modo de operación es desplazar el centro de simetría sin incremento en el tamaño del arreglo (Jakubovskii y Liajov, 1980), es decir la investigación es lateral. El perfilaje se utiliza para detectar cambios laterales de litología, contactos verticales, fallas, etc. La interpretación cuantitativa se realiza con el auxilio de gráficas bilogarítmicas, que se comparan con las de modelos previamente calculados u obtenidos con algoritmos numéricos. Los procedimientos gráficos se han utilizado con bastante éxito durante mucho tiempo, pero que son susceptibles de mejorarse con técnicas numéricas bien conocidas. La tendencia actual de los métodos eléctricos es combinar los procedimientos anteriores, para que la investigación de resistividad sea según dos direcciones: a profundidad y sobre un eje paralelo a la superficie del terreno; de esta manera se podrían interpretar modelos más complejos y efectuar correcciones por topografía no realizadas comúnmente en la actualidad. Los métodos Eléctricos se han utilizado con éxito en la mayoría de problemas geotécnicos en las etapas de planeación, construcción y conservación de obras civiles.

6. ELECTROMAGNETICOS

Son Técnicas esencialmente utilizadas en Exploración de Yacimientos Mineros, aunque últimamente hay ejemplos de su utilización en problemas geotécnicos. Estos Métodos abren posibilidades a la exploración debido a la gran cantidad de variables medidas, por emplearse campos eléctricos y/o magnéticos variables en el tiempo, tales como el Campo Magnético en sus tres direcciones, la elipticidad y ángulo de inclinación de la elipse de polarización, y la influencia en las observaciones de la permitividad eléctrica y la permeabilidad magnética. El Perfilaje Electromagnético es útil para la determinación de rocas con alto contenido masivo de minerales conductores, detección de fallas, y el de Polarización inducida para detectar cuerpos con mineral conductor diseminado y materiales arcillosos.

Los Sondeos Electromagnéticos son de reciente desarrollo y se pueden clasificar en el Dominio del Tiempo y de la Frecuencia. En el Dominio del Tiempo los campos inducidos en el terreno son construidos mediante una bobina en la que circula una corriente variable en forma de pulsos; la medición de los campos se hace cuando la corriente circulante anula. Los Sondeos en el Dominio de la Frecuencia se basan en inducir campos electromagnéticos en el subsuelo a través de una bobina de fuente en la que circula una corriente sinusoidal. En la modalidad de Sondeo Geométrico la frecuencia de trabajo permanece fija y la distancia entre transmisor y receptor se va incrementado continuamente para controlar la profundidad de investigación. Para el caso del Sondeo Paramétrico la distancia entre transmisor y receptor permanece constante y se hace variar la frecuencia como controlador de la profundidad de investigación. Es este caso el que ofrece mejores posibilidades prácticas y teóricas. Las ventajas de los Métodos Electromagnéticos sobre los Eléctricos es que en zonas de topografía abrupta estos son difíciles de aplicar e interpretar y en aquéllos el problema se ve disminuido pues para el caso de Sondeos Paramétricos el transmisor y el receptor permanecen fijos. Además, cuando en la superficie existen estratos resistivos es difícil penetrar con campos estacionarios producidos por contactos galvánicos y más fácil cuando los campos son inducidos. El Método de Radar es una técnica de desarrollo reciente, que ofrece grandes posibilidades de aplicación a problemas geotécnicos; se puede considerar como una técnica en el Dominio del Tiempo. Los Principios Físicos son similares a los del Radar convencional, es decir que se utilizan pulsos sin esquinas como señal fuente inyectada al terreno y de muy alta frecuencia del orden de 16 a 50 megahertz y que son reflejados en los contactos entre materiales diferentes. Cuando se usa una sola antena, ésta sirve como transmisora y receptora, cuidando solamente que el intervalo entre los pulsos transmitidos sea lo suficientemente grande para no enmascarar las señales reflejadas. Otra forma es usar dos antenas, una transmisora y la otra receptora. Las señales reflejadas se les denomina eco, que se despliegan en un osciloscopio y son las que se emplean en la interpretación para la cuantificación de profundidades. Las profundidades máximas reportadas son del orden de 25m. El Método de Radar se ha aplicado a la búsqueda de tuberías, roca firme, cavidades, túneles y definición de espesores de sedimentos en el fondo de almacenamientos de agua.

7. REGISTROS DE POZOS

Los Registros Geofísicos de Pozos hoy en día, son las herramientas más eficaces para valorar las propiedades físicas de las rocas. Registro Geofísico de Pozo es la representación gráfica o digital de una propiedad física contra la profundidad. A diferencia

de los otros Métodos Geofísicos que operan en o sobre la superficie del terreno, los Registros se efectúan en el interior de agujeros de hasta un metro de diámetro. Dada la gran información que brindan, son técnicas invaluables para la exploración directa, y la perforación y terminación de pozos de explotación. Existe una gran variedad de Registros comerciales, Eléctricos: Resistencia, Normal, Lateral, Eléctrico Enfocado, Doble Eléctrico, Microeléctrico Enfocado, Proximidad, Microesférico Enfocado, Potencial Natural, etc., Porosidad: Sónico Compensado, Neutrón Convencional, Lateral y Compensado, Densidad Compensada y Litodensidad, etc.; Acústicos, Térmicos, Mecánicos, etc. La información que proporcionan los registros es múltiple, como es porosidad, saturación, densidad, indicio de la litología y de la permeabilidad, e información para la perforación, cementación y terminación de pozos de producción. Los datos de registros de pozos son de gran utilidad para la calibración de información obtenida en estudios geofísicos de superficie, geología, mecánica de suelos y rocas.

8. RADIOMETRIA

Es una técnica comúnmente empleada en la Exploración de Yacimientos de Uranio. Consiste en detectar en un Escintilómetro o Espectrómetro las emisiones de radiación gamma del núcleo de átomos radiactivos localizados a poca profundidad y se pueden efectuar hasta en vehículos de movimiento. Este es un método que se puede usar para mapeo geológico en áreas cubiertas de vegetación, porque la mayoría de las rocas tiene un nivel de base de radiación gamma. En ocasiones es útil en la determinación de zonas arcillosas cubiertas de rellenos de grano más grueso.

9. TERMOMETRIA

La Termometría es un Método Geofísico poco utilizado por estar fuertemente influenciado por las variaciones térmicas diarias estacionales, y consiste en medir la distribución de temperaturas sobre la superficie del terreno como auxilio en la definición de flujo hidráulico subterráneo y detección de zonas fracturadas.

10. PERCEPCION REMOTA

El avance de la Tecnología Aeroespacial desarrolló consigo técnicas de detección de la energía electromagnética reflejada o emitida por rasgos terrestres ubicados a distancias considerables del aparato detector; tales técnicas se conocen como Percepción Remota. El principio de la Percepción Remota toma en cuenta que todos los objetos emiten o reflejan energía electromagnética, la cual puede ser detectada mediante dispositivos diseñados de acuerdo a la longitud de onda que se emita o refleje. Los detectores se ubican en aviones o satélites; tienen como objetivo almacenar la información obtenida, la cual a su vez es verificada en tierra en algunos puntos de control. Una vez registrada la infor-

La percepción en imágenes es procesada para llevar a cabo una interpretación acorde a las necesidades de nuestra aplicación. Por su naturaleza la Percepción Remota tiene aplicaciones multidisciplinarias como control forestal, agrícola, hidrográfica, etc. En exploración se utiliza para la localización de manifestaciones geotérmicas superficiales, determinación de rasgos geomorfológicos, tectónicos y localización de depósitos minerales. La Percepción Remota se podría considerar como una técnica de la planeación óptima de una investigación del suelo y subsuelo.

11. COMENTARIOS

El empleo de los Métodos Geofísicos en una herramienta invaluable en el estudio del subsuelo, sea con fines de exploración o en la solución de problemas geotécnicos. Con la ayuda de perforaciones es posible abatir costos pues se puede extender a zonas vecinas la información obtenida en el barreno (litológica, propiedad física). La elección a emplear es una tarea difícil de resolver pues hay que tomar en cuenta aspectos tan diversos como económicos y técnicos. Los factores técnicos que se deben tomar en cuenta para la correcta aplicación de un método geofísico son de índole diversa tales como: objetivo, información del área, propiedad física a emplear que define el Método, elección de la modalidad a utilizar, técnicas de campo, técnica de gabinete e interpretación, topografía, geología, tiempo de ejecución del estudio, precisión en el objetivo, resoluntividad del método, costo, logística, clima, etc. Los procedimientos más comunes para la ejecución de un estudio geofísico son las siguientes:

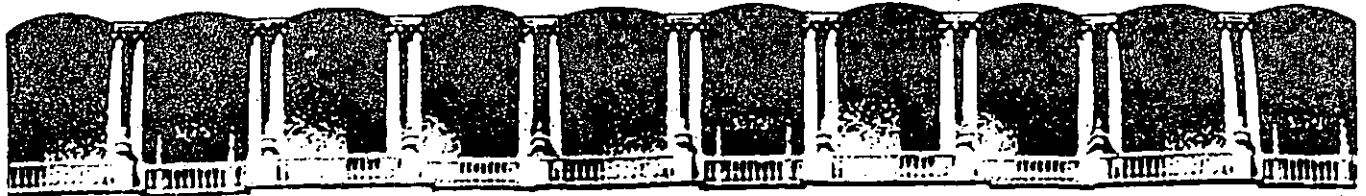
- (i) Planteamiento del problema en términos geológicos y geotécnicos
- (ii) Recopilación de información de toda índole del área por estudiar
- (iii) Elección del Método y su modalidad
- (iv) Programación y Ejecución del Trabajo de Campo

- (v) Procesamiento de la Información
- (vi) Interpretación Geofísica y Correlación Geológica-Geotécnica-Geofísica.

Por supuesto, es sano que en ocasiones exista una retroalimentación de una etapa a las anteriores. La calidad del estudio estará en función directa de lo obtenido en forma individual. Otro aspecto importante es el Control de Calidad. Actualmente, los Estudios Geofísicos se efectúan sin pruebas posteriores que definan efectivamente si lo realizado fue lo adecuado: Método, modalidad, trabajo de campo, etc., y además es deseable la retroalimentación entre los resultados posteriores y las observaciones proporcionadas por datos geofísicos.

12. REFERENCIAS

- Cantos F., J. (1974), Tratado de Geofísica Aplicada, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid
- Davenport, G.C. et al. (1978), "Técnicas Geofísicas para la determinación de Propiedades Elásticas", *Tecniferae*, Vol 22, febrero-marzo, pp. 1-23, Madrid
- Dobrin, M.B. (1975), Introducción a la Prospección Geofísica (2a. Edición), Omega, Madrid
- Grant, F.S. y West, G.F. (1965), Interpretation Theory in Applied Geophysics, McGraw-Hill Book Co., Nueva York
- Iakubovskii, I.V. y Liajov, L.L. (1980), Exploración Eléctrica, Reverté, Barcelona
- Orellana, E. (1982), Prospección Geoelectrica en Corriente Continua (2a. Edición), Paraninfo, Madrid
- Parasnis, D.S. (1976), Geofísica Minera, Paraninfo, Madrid
- Telford, W. et al. (1976), Applied Geophysics, Cambridge University Press, Londres



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

EXPLORACION GEOFISICA

ING. JAIME RUIZ REYES

JUNIO - 1992

EXPLORACION GEOFISICA

- Métodos Geosismicos
- Vibraciones en el Subsuelo
- Integración de Resultados

Miercoles 3, 16-19 Hrs

Ing. Jaime Ruiz Reyes

ESTUDIOS GEOFISICOS EN EL P.H. BACURATO, SIN.

Mario Benhumea León
Jaime A. Ruiz Reyes

Comisión Federal de Electricidad

RESUMEN Se presentan los resultados de estudios geofísicos obtenidos en el macizo rocoso que alojará la conducción a presión del P.H. Bacurato, Sin. que actualmente construye la Comisión Federal de Electricidad. Los estudios se desarrollaron en dos etapas; en la primera, que corresponde a la de prefactibilidad, se realizaron tendidos sísmicos largos de 390 m y sondeos eléctricos verticales de AB/2 = 600 m sobre el trazo de toda la conducción. Esta información se utilizó básicamente para el diseño de la excavación y soporte provisional. En la segunda etapa, que corresponde a la de construcción y diseño, se realizaron levantamientos microsísmicos con tendidos cortos de 15 m en ambas paredes del túnel y en toda su longitud. También se hicieron este tipo de mediciones en las paredes de cuatro nichos para poder correlacionar los módulos estáticos obtenidos mediante pruebas de mecánica de rocas. Esta información se utilizó básicamente para el diseño del revestimiento del túnel. Mediante estos estudios fue posible conocer la calidad de la roca a todo lo largo del túnel, demostrando con ello la utilidad y confiabilidad de los métodos en las etapas que comprendió el estudio.

1. INTRODUCCION

El P.H. Bacurato, Sin., se encuentra localizado al Noroeste de la presa " Lic. Gustavo Díaz Ordaz ", en las coordenadas 25° 51' de latitud Norte y 107° 56' de longitud Oeste. Aprovechará parte de las aguas de la presa de riego para generación de energía eléctrica a través de una planta, con capacidad instalada de 90 MW, constituida por un canal de llamada, obra de toma, túnel de conducción de 1685 m de longitud, pozo de oscilación, tubería a presión y casa de máquinas exterior con dos turbinas tipo Francis. Para evaluar la calidad del macizo rocoso que alojará la conducción del proyecto, se realizaron estudios geofísicos en las etapas de prefactibilidad (1979) y construcción (1983).

2.- METODOLOGIA

Los estudios geofísicos desarrollados en la etapa de prefactibilidad consistieron en realizar, desde la superficie y sobre el trazo del túnel, tendidos sísmicos de refracción de 390 m de longitud, con 12 geófonos detectores espaciados cada 30 m y 4 puntos de tiro en los extremos a distancias de 30 y 390 m. En total se realizaron 6 tendidos abarcan do una longitud total de 2340 m. Esperando encontrar anomalías que no serían detectadas por la sísmica de refracción, se planeó también un estudio de sondeos eléctricos verticales (SEV) con aberturas electródicas AB/2 = 600 m. En total se realizaron 10 SEV espaciados en intervalos de 200 m. La localización de los tendidos y sondeos, para esta exploración geofísica regional, se muestra

en la figura No. 1. Los estudios geofísicos en la etapa de construcción consistieron en realizar tendidos microsísmicos en ambas paredes del túnel con el fin de determinar los módulos elásticos dinámicos, espesores de roca comprimida y zonas de debilidad. La longitud de cada tendido fue de 15 m con 12 geófonos detectores espaciados cada metro y puntos de golpeo en los extremos. El total de tendidos fue de 220, repartidos equitativamente en ambas paredes del túnel. También se hicieron tendidos en los 4 nichos que fueron utilizados para pruebas de mecánica de rocas y que están ubicados en los cadenamientos 1 + 014, 1 + 878, 1 + 978 y 2 + 165 de la conducción. La longitud de estos tendidos microsísmicos fue de 7 m. Con el objeto de determinar la densidad de los diferentes cuerpos rocosos, se efectuó un muestreo a todo lo largo del túnel que consistió en extraer una muestra de mano a cada 30 m. En total se mandaron 62 muestras al laboratorio de Geoquímica y Petrografía de C.F.E., para el cálculo de sus pesos específicos. Para cada tendido, la calidad de roca se determinó en base al criterio de Myung y Helander (1972) el cual establece:

CALIDAD DE ROCA	MODULO DINAMICO DE YOUNG (ton/cm ²)	DENSIDAD (g/cm ³)
BUENA	$E_D > 492$	$\rho > 2.6$
REGULAR	$352 < E_D < 563$	$2.46 < \rho < 2.59$
MALA	$E_D < 422$	$\rho < 2.45$

3. COMPROBACION DE RESULTADOS

La figura No. 1 muestra la interpretación geofísica del macizo rocoso en la etapa de prefactibilidad; como se puede observar, la calidad de roca que atraviesa la conducción es buena, y sólo en el tramo comprendido entre los cadenamientos 0 + 970 y 1 + 420 se esperaba encontrar roca de regular calidad. Estos resultados pudieron ser verificados cuatro años después cuando la excavación del túnel arrojó los siguientes resultados: el 85% de la conducción a baja presión, está constituido por roca de buena a regular calidad, mientras que el 15% restante representa 175 m de roca de mala calidad distribuida a lo largo del túnel. Por otro lado, entre los cadenamientos 0 + 970 y 1 + 240, se localizan 52 m de roca de mala calidad intercalados en 70 m de roca de regular calidad. Estos resultados comprobaron que los métodos geofísicos utilizados en la etapa de prefactibilidad, fueron los adecuados y que la aplicación de sus resultados fue confiable para el diseño de la excavación.

Análogamente, el grado de confiabilidad de las mediciones microsísmicas, hechas en la etapa de construcción, se determinó en base a la comparación y correlación de sus resultados con los obtenidos mediante estudios geológicos y pruebas mecánicas.

3.1 CORRELACION GEOFISICA - GEOLOGICA

En el túnel de conducción, los resultados geológicos consistieron en cartografiar todas las estructuras existentes y estimar la calidad del macizo mediante el sistema "Q" de Barton de acuerdo con el siguiente criterio:

CALIDAD DE ROCA	VALORES DE " Q "
BUENA	$Q \geq 4$
REGULAR	$1 < Q < 4$
MALA	$Q < 1$

La aplicación de este índice de calidad de

P. H. BACURATO, SIN.

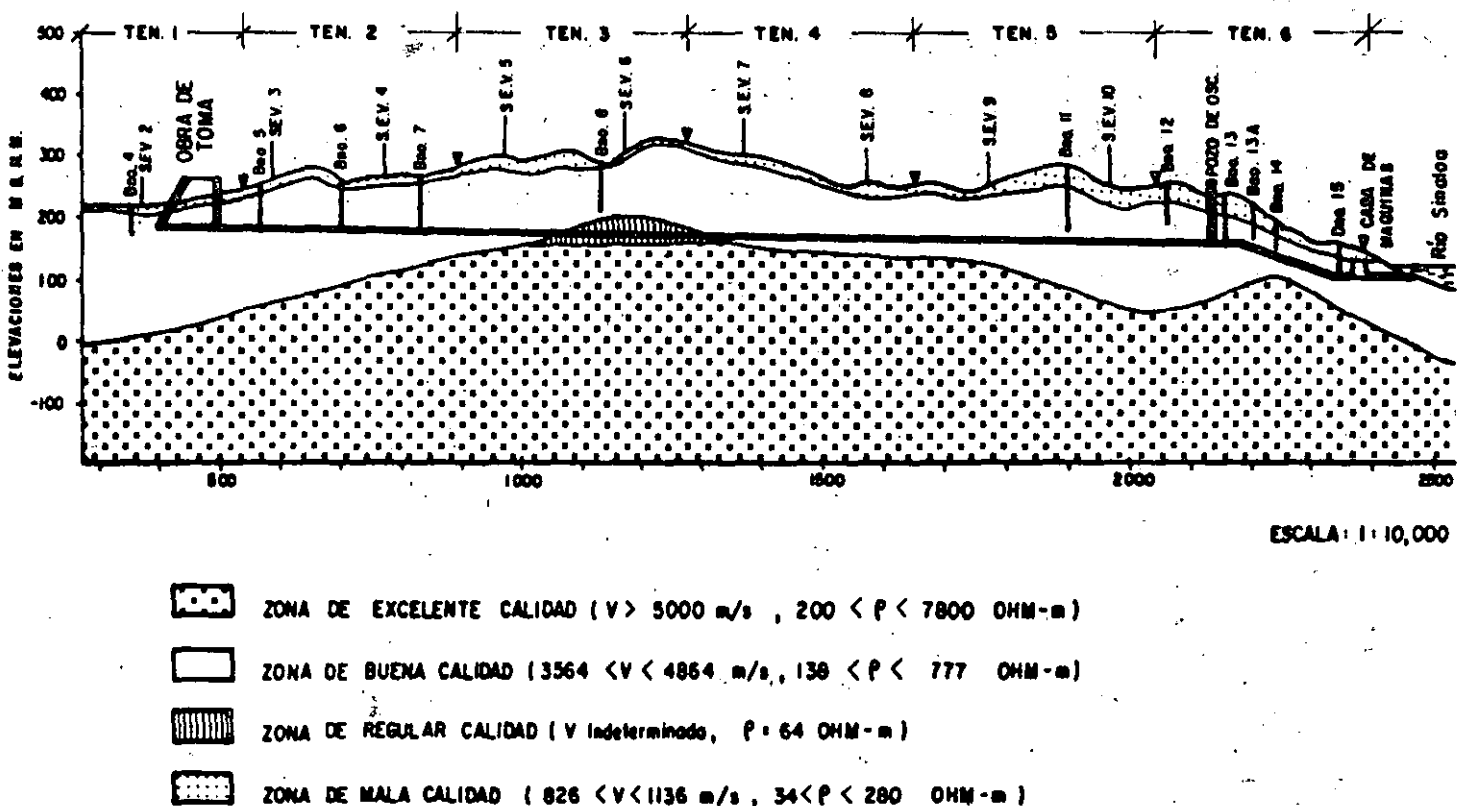


FIG. 1 DETERMINACION DE CALIDAD DE ROCA MEDIANTE ESTUDIOS GEOFISICOS DE SISMICIDAD DE REFRACCION Y SONDEOS GEOELECTRICOS EN EL P.H. BACURATO, SIN.

roca en los 1667 m de túnel arrojó los siguientes resultados: 53% de roca de buena calidad, 32% de roca de regular calidad y 15% de roca de mala calidad, mientras que los estudios microsísmicos determinaron, para este caso, los siguientes porcentajes: 41% de roca de buena calidad, 42% de roca de regular calidad y 17% de roca de mala calidad. El enfrentamiento de los resultados geológicos con los obtenidos mediante estudios geofísicos, corroboró la convergencia de los criterios utilizados en la estimación de la calidad de roca, debido a que sus resultados coinciden totalmente en el 70% (1167 m), difieren ligeramente en un 22% (365 m) y contrastan totalmente en el 8% restante (lo cual representa 135 m de los 1667 m estudiados). Fundamentalmente, estas diferencias se deben a particularidades que tiene la roca en algunos tendidos como son: fallas, fracturas, diques, cuerpos arcillosos, zonas de infiltración, etc. La figura No. 2 muestra estadísticamente la correlación que existe entre los parámetros geofísicos y geológicos

para este proyecto. Como se puede observar, el 82% de la población queda gobernada por la relación:

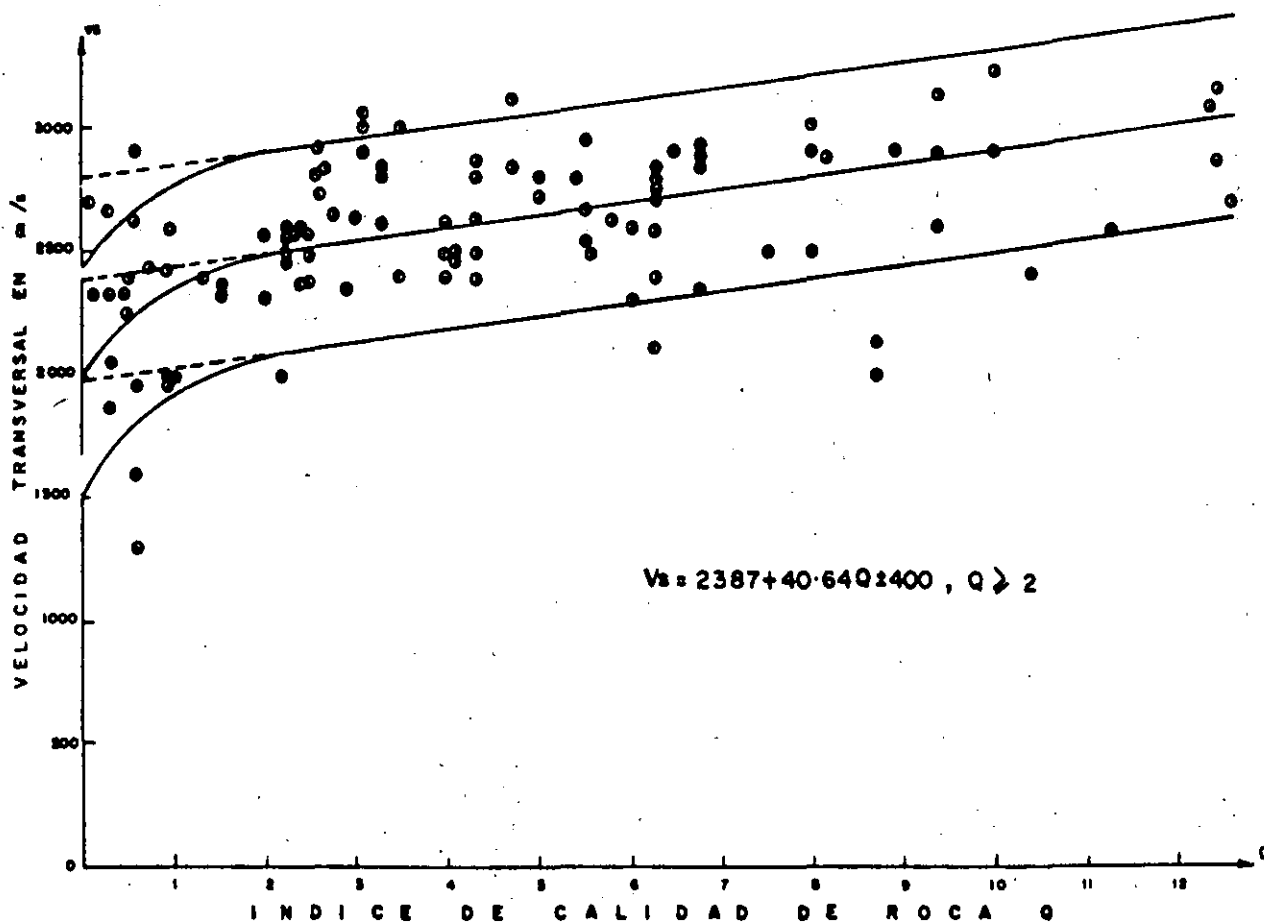
$$V_s = 2387 + 40.64 Q \pm 400$$

Se observa que la mayor dispersión ocurre para valores de $Q < 1.5$, para los cuales la velocidad transversal V_s desciende notablemente.

3.2 CORRELACION GEOFISICA - MECANICA

Las pruebas de placa flexible realizadas por la Oficina de Mecánica de Rocas utilizaron para determinar los módulos de deformación en los 4 nichos de la conducción, los cuales se encuentran distribuidos a lo largo del túnel y alojados en calizas arcillosas. Los resultados obtenidos de estas pruebas fueron los siguientes:

FIG 2 CORRELACION ENTRE LOS PARAMETROS DE VELOCIDAD TRANSVERSAL (V_s) Y "Q" DE BARTON PARA LA CONDUCCION DEL P. H. BACURATO, SIN.



NICHO	PARED	MÓDULO DE RESCANGA E_s (ton/cm ²)	MÓDULO SECANTE (ton/cm ²)
1	IZQUIERDA	169	100
	DERECHA	200	84
2	IZQUIERDA	2,179 *	1,453 *
	DERECHA	954	475
3	IZQUIERDA	585	292
	DERECHA	693	400
4	IZQUIERDA	450	400
	DERECHA	600	500

* VALORES POCO CONFIABLES

A su vez, los estudios microsísmicos arrojaron los siguientes resultados:

NICHO	PARED	MÓDULO DINÁMICO E_D (ton/cm ²)	RELACION DE POISSON
1	IZQUIERDA	290	0.30
	DERECHA	407	0.33
2	IZQUIERDA	434	0.35
	DERECHA	514	0.37
3	IZQUIERDA	607	0.12*
	DERECHA	288	0.33
4	IZQUIERDA	489	0.28
	DERECHA	400	0.35

* VALORES POCO CONFIABLES

Estos resultados dinámicos se correlacionaron con los obtenidos por las pruebas mecánicas a través de las relaciones de Schneider las cuales relacionan los módulos elásticos obtenidos mediante pruebas mecánicas con la frecuencia de las ondas transversales, obteniendo el cociente E_D/E_s y la longitud de dichas ondas. En la figura No. 3 se muestran gráficamente estas relaciones para los 4 nichos del proyecto. Como se puede observar, la mejor correlación ocurre para los nichos 1, 3, y 4, mientras que para el No. 2 resulta un poco desproporcionada. Esto indica que, al menos en un 75%, las mediciones microsísmicas son correlacionables con las pruebas estáticas, por lo que pueden tomarse en consideración para establecer el factor de seguridad en el diseño de soportes y revestimientos del túnel.

4. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

Los estudios geológicos y geofísicos realizados a todo lo largo del túnel se utilizaron para determinar la calidad de roca de los diferentes tramos que atraviesa la conducción a baja presión. Los resultados de esta zonificación, a lo largo de los 1667 m de conducción fueron: 31% de roca de buena calidad, 50% de roca de regular calidad y 19% de roca de mala calidad. Para el diseño del revestimiento que necesitará cada uno de estos tramos, se asignaron los siguientes valores de

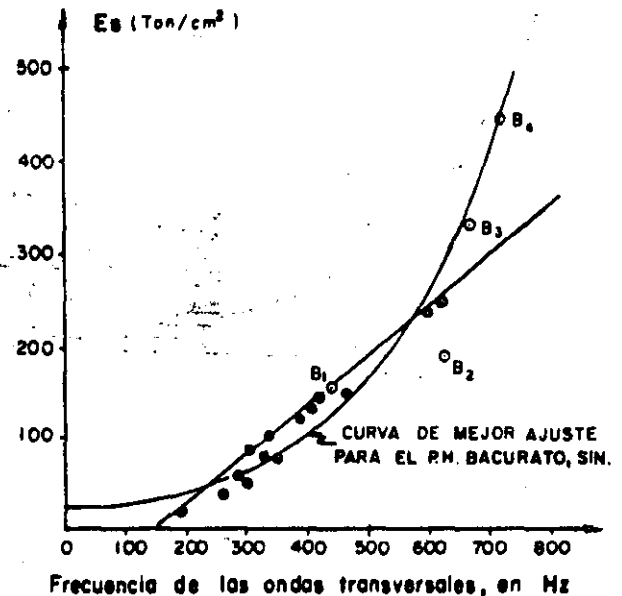
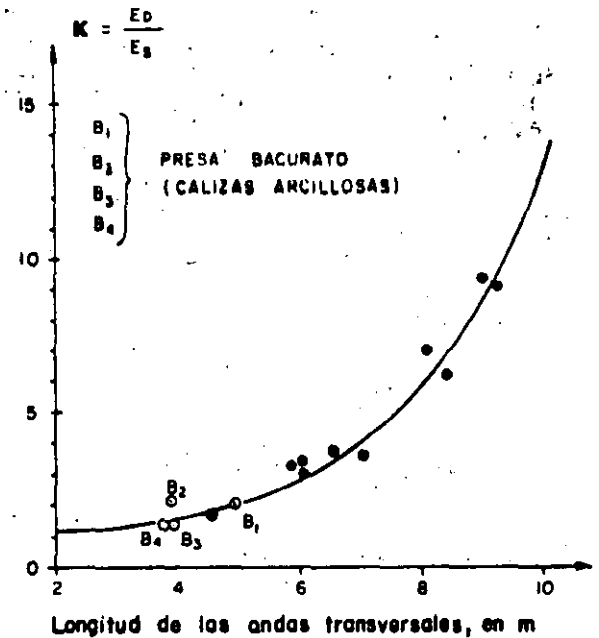


FIG. 3. CORRELACIONES EXPERIMENTALES ENTRE PARAMETROS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS DE MÓDULOS ELÁSTICOS

módulos de deformación: 100 ton/cm² para tramos de buena calidad, 70 ton/cm² para tramos de regular calidad y 50 ton/cm² para tramos de mala calidad de roca. Estos resultados se muestran en la figura No. 4 junto con los valores originales y corregidos de coeficiente de Poisson determinados por microsísmicos.

5. ESTIMACION DE MODULOS ESTATICOS

Utilizando la misma metodología que se empleó para correlacionar los resultados de las pruebas dinámicas con los obtenidos mediante estáticas en los 4 nichos de la construcción, se determinaron valores de módulos secante y de descarga a todo lo largo del túnel con el objeto de correlacionar esta información con la recomendada para el diseño del revestimiento. Como se puede observar en la figura No. 5, el módulo dinámico de Young oscila alrededor de 400 ton/cm², mientras que los valores calculados para el módulo de descarga varían alrededor de las 200 ton/cm² presentando sus valores más bajos (110 ton/cm²) en los tramos comprendidos entre los cadenamientos 1 + 105 a 1 + 140 y 1 + 725 a 1 + 780. Finalmente, la estimación de los módulos secante se realizó en base a la siguiente relación:

$$T = m \cdot E_D / K^2$$

en donde

- m = constante
- E_D = módulo dinámico de Young

T = módulo secante

K = parámetro de las relaciones de Schneider

Los valores de módulo secante encontrados al aplicar esta relación oscilan alrededor de las 70 ton/cm² con sus valores más bajos (10 a 20 ton/cm²) localizados en las mismas zonas críticas detectadas anteriormente. El primer tramo, comprendido entre los cadenamientos 1 + 105 a 1 + 140, no se encuentra soportado por marcos de acero aunque se determinó de mala calidad desde su primera evaluación. El segundo tramo, comprendido entre los cadenamientos 1 + 735 a 1 + 760, se encuentra soportado por 26 marcos de acero y se determinó de mala calidad tanto por los estudios geológicos como por las mediciones microsísmicas.

P. H. BACURATO, SIN.

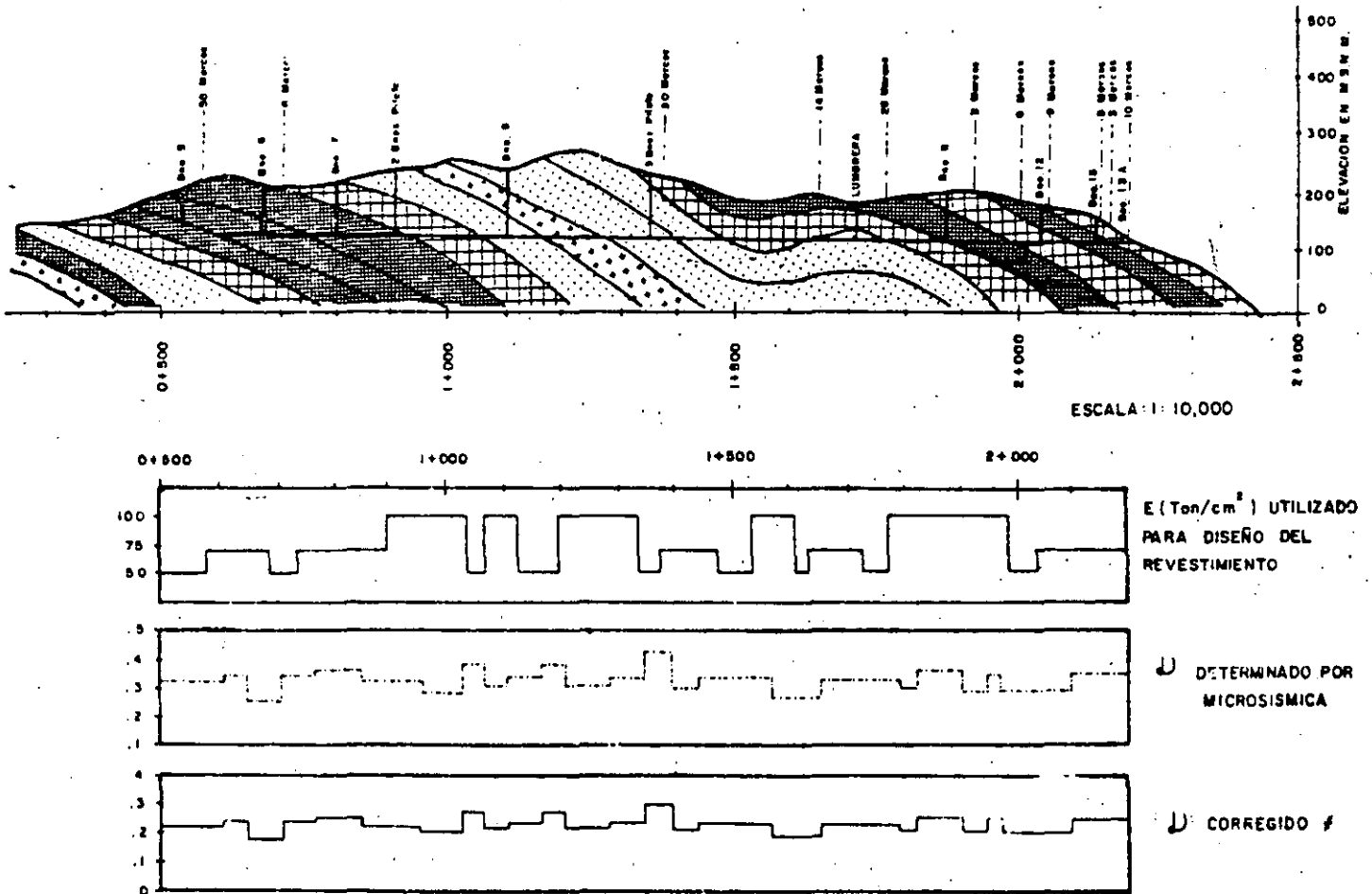


FIG. 4

SEGUN MYUNG Y STURDEVANT, 1970

La figura No. 5, que muestra la relación encontrada entre las mediciones dinámicas y las pruebas estáticas para los nichos del P.H. Bacurato; como se puede observar existe una población muy pequeña de puntos como para asegurar que esta relación es adecuada; sin embargo éstas se tomaron en cuenta en carácter de preliminar, esperando encontrar un ajuste más adecuado con ayuda de mediciones posteriores. La comparación de los resultados obtenidos mediante esta metodología con los valores de módulos de deformación asignados para diseño del revestimiento se muestran en la figura No. 7. Como se puede apreciar, existe en general un cierto parecido en la selección de los tramos de calidad de roca mediante ambos módulos; sin embargo los valores calculados son ligeramente mayores que los asignados, lo cual repercute en un mayor grado de seguridad aunque también involucra un mayor costo. De acuerdo con estos resultados podrían sugerirse los siguientes valores de módulo de deformación para diseño del revestimiento: 130 ton/cm² para roca de buena

calidad, 50 ton/cm² para roca de regular calidad y 50 ton/cm² para roca de mala calidad. También cabe comentar que los dos tramos críticos detectados en los estudios preliminares de exploración poseen un módulo de deformación menor a 50 ton/cm², lo cual constituye una ventaja de la caracterización sísmica, puesto que puede estimar para cada uno estudiado valores más adecuados de acuerdo con sus características particulares.

6. CONCLUSIONES

De las discusiones hechas con anterioridad, cabe concluir los siguientes puntos:

- i) La calidad de roca de un macizo puede estimarse, en la etapa de prefabricación, mediante estudios geofísicos.
- ii) Para el túnel de conducción, la determinación de calidad de roca en base a parámetros microsísmicos resultó confiable en un 80%.

P.H. BACURATO, SIN. CORRELACION DE PARAMETROS ESTATICOS Y DINAMICOS PARA LA ESTIMACION DEL MODULO SECANTE.

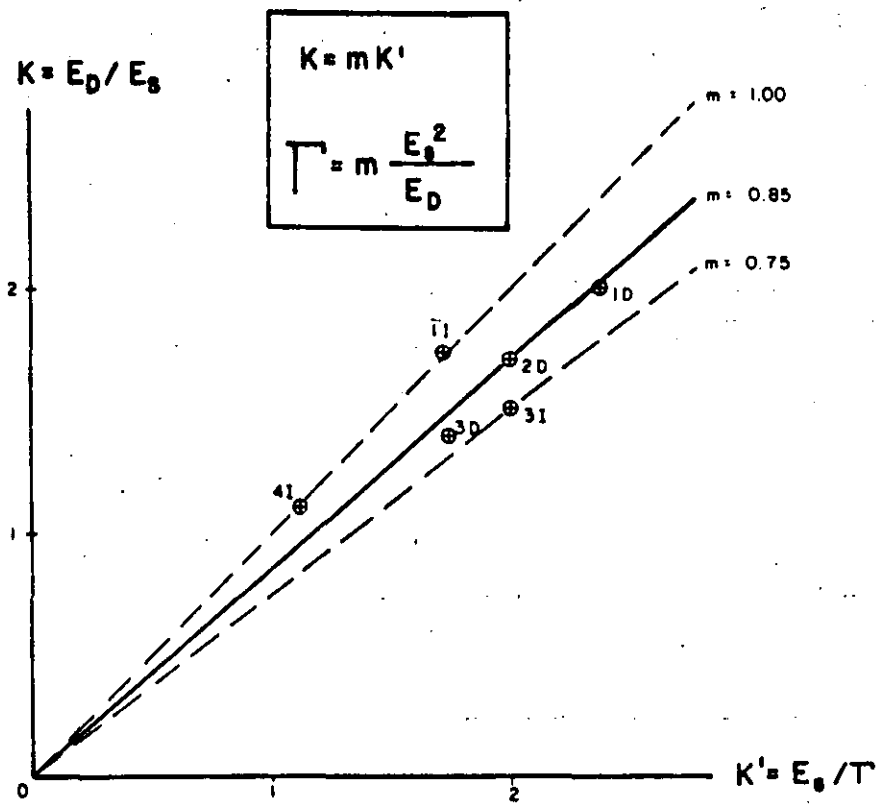
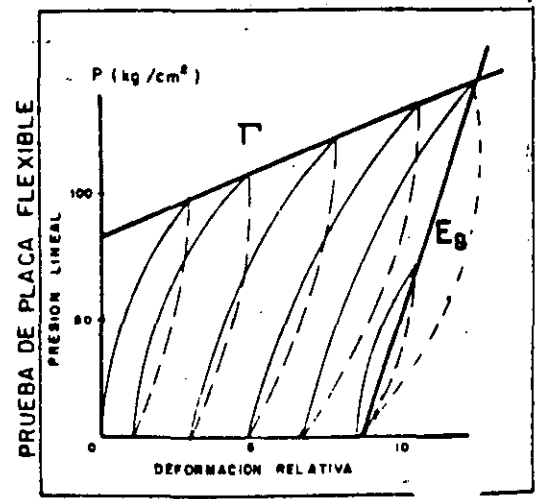
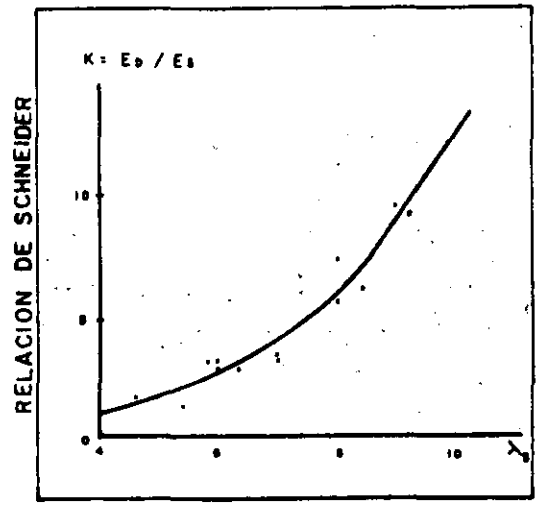


FIG. 5



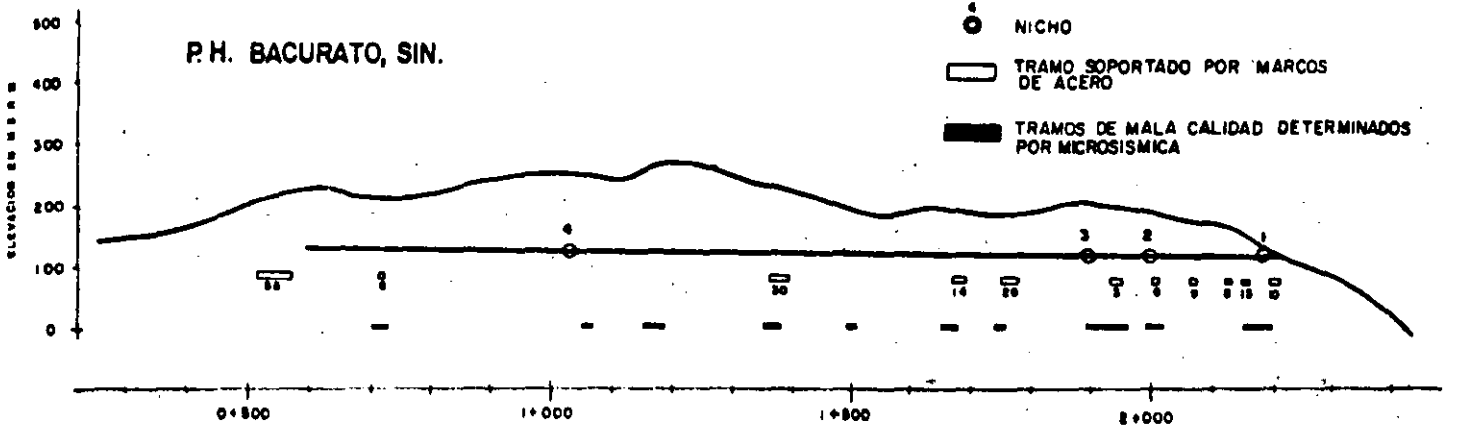
diante el sistema ") " de Barton resulto ser directamente proporcional con la velocidad transversal de la roca.

iv) Se pueden establecer valores de módulos de Young para diseño de obras civiles a través de las relaciones de Schneider que correlacionan los módulos dinámicos con los estáticos.

v) Para el P.H. Bacurato, Sin., se encontró una relación empírica que el módulo dinámico de Young, el módulo secante y la longitud de las ondas transversales mediante la ecuación:

$$T = m \cdot E_D / \kappa^2$$

vi) Resulta más adecuado, en la estimación de calidad de roca, la utilización del módulo secante que el uso convencional del módulo de Young debido a que en la estimación del primero se involucra también la absorción de energía de las ondas transversales.



ESCALA: 1:10,000

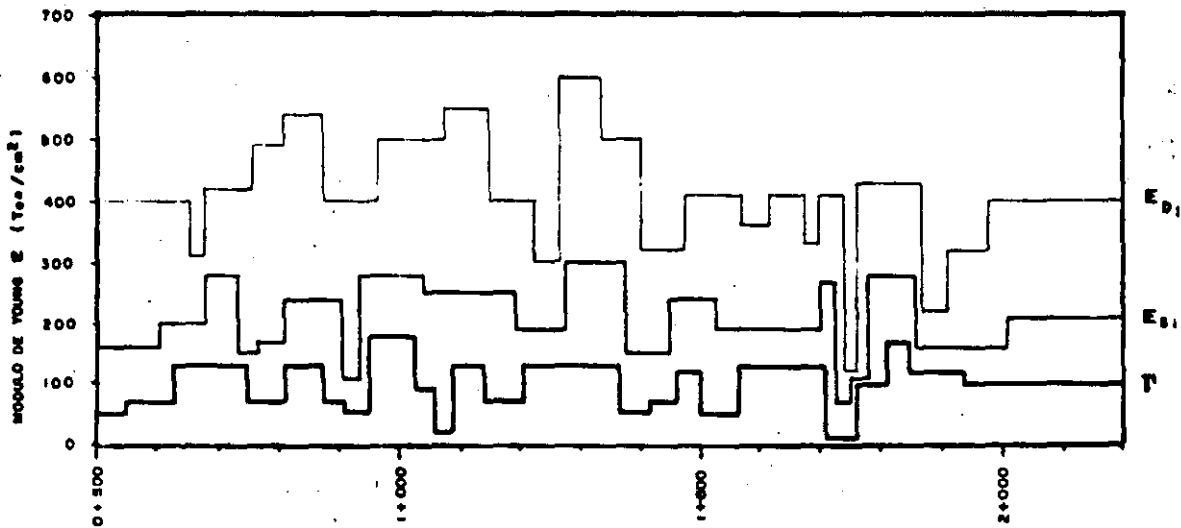


FIG. 6

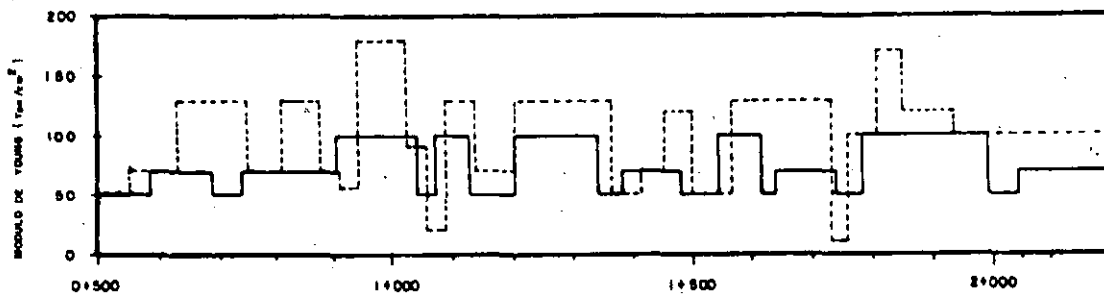
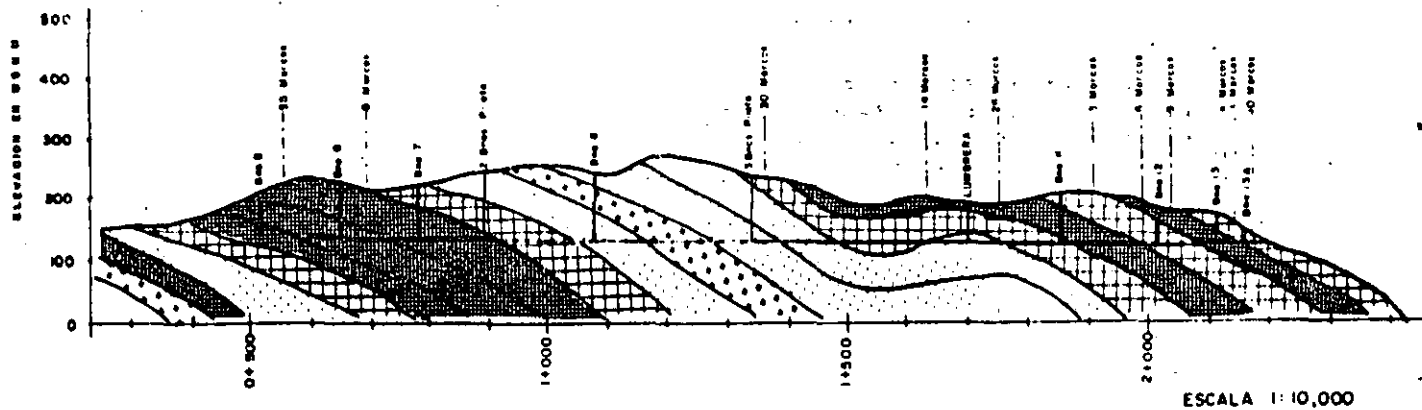
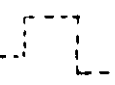


FIG. 7

■ UTILIZADO PARA DISEÑO DE REVESTIMIENTO



--- CALCULADO POR MICROSISMICA



BIBLIOGRAFIA

Benhumea, L.M. y Valencia, C.J., 1983, Microsismica en el túnel de conducción del P.H. Bacurato, Sin., Informe Parcial Residencia de Estudios Geofísicos, Zona Pacífico Norte, C.F.E., 22 pp.

Castilla Camacho, J., 1984, Pruebas de placa flexible realizadas en 4 nichos de la conducción del P.H. Bacurato, Sin., C.F.E., Oficina de Mecánica de Rocas, Comunicación Personal.

Chavelas, P.L. y Prieto, V.R., 1983, Estudio Geológico y Geotécnico de la Planta Hidroeléctrica Bacurato, Sin., C.F.E., Residencia de Estudios Geológicos, Zona Pacífico Norte, Informe Inédito, 196 pp.

Myung, J.I. y Helander, D.P., 1972, Correlation of elastic moduli dynamically measured by in-situ and laboratory techniques, presented at the thirteenth Annual Logging Symposium, Tulsa, Oklahoma, U.S.A.

Myung, J.I. y Sturdevant, 1970, Introduction to the three dimensional velocity log, publicación técnica de la Birdwell Division, Seismograph Service Corporation.

Roussel, Jean M., 1968, Etude théorique et expérimentale du module dynamique des massifs rocheux, Vol. 50, Revue de L'Industrie Minière, Paris, 28 pp.

Valencia, C.J. y Franco, S.M., 1982, Microsismicidad en el túnel de conducción para determinar las propiedades del macizo rocoso en el P.H. Bacurato, Sin., C.F.E., Residencia de Estudios Geofísicos, Zona Pacífico Norte, Informe Inédito, 5 pp.

TOMOGRAFIA SISMICA EN LA C.T. XCARET, Q. ROO

Rafael Aranda López
Mario Bonhumea León
Comisión Federal de Electricidad

RESUMEN Se presenta una nueva aplicación de la técnica de tomografía sísmica para la detección de cavernas o permeabilidad secundaria, existentes en el subsuelo donde se piensa cimentar la Central Termoeléctrica Xcaret, Q. Roo.

1. INTRODUCCION

La tomografía sísmica es una técnica geofísica para estimar el tamaño y posición de los cuerpos anómalos que pudieran existir en el subsuelo. Para su detección generalmente se emplean dos líneas de información que delimitan la zona de estudio. Estas líneas pueden estar constituidas por dos barrenos (en uno de los cuales se colocan las fuentes, mientras que en el otro los sismodetectores), dos socavones o bien dos líneas paralelas superficiales.

La figura No.1 muestra el número de trayectorias que cruzan una celda anómala. Si la celda es de baja velocidad, las trayectorias que la crucen sufrirán un retraso en los tiempos de arribo, y si es de alta velocidad ocasionará un adelanto de estos.

Mediante las técnicas de inversión propuestas por Backus y Gilbert (1968), es posible determinar la velocidad de cada una de las celdas que constituyen el modelo; sin embargo, la solución arrojada puede no ser la más adecuada debido a la incapacidad que tiene esta técnica de precisar en la localización de los cuerpos anómalos (de velocidad diferente a la de la roca encajonante), por estar contenidos dentro de una zona producida por la influencia que ejercen las celdas anómalas en las vecinas (Menke, 1984). La extensión de estas zonas depende del número de celdas anómalas y de la distribución geométrica del sistema de trayectorias. La figura No.2 muestra la distribución de velocidades para una tomografía sísmica de 36 trayectorias (6 puntos fuente y 6 puntos detectores), en donde el cuerpo anómalo está localizado en la parte central y produce una zona de influencia que se extiende horizontalmente, demostrando con esto que las tomografías sísmicas que se practican en los estudios de cross-hole son incapaces de precisar horizontalmente en la localización de los cuerpos anómalos de interés.

Esta restricción del método de tomografía sísmica no es imperativa, ya que como ha sido demostrado por Lytle (1979), la localización de los cuerpos anómalos es exacta cuando se cuenta en el proceso de los tiempos de arribo, con cuatro líneas de información sísmica; debido a esto, las tomografías médicas que se practican a pacientes a través de rayos X o mediante equipos de sonar son de gran éxito en la estimación de la posición y tamaño de cuerpos anómalos.

Vázquez (1981), apoyándose en los trabajos publicados por Neuman (1981), Dines y Lytle (1979), implementó en un miniprosesor de escasa memoria el algoritmo que resuelve la tomografía sísmica en forma iterativa y con una mayor velocidad de convergencia. Estas modificaciones hacen que el método interactivo presente las siguientes ventajas:

- i) Es posible establecer condiciones de frontera asignando velocidades fijas en los extremos.

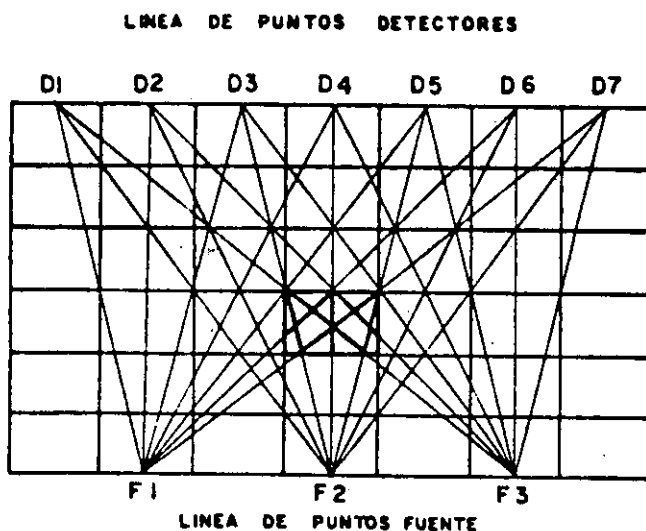


FIG. 1. Modelo geométrico de celdas y trayectorias

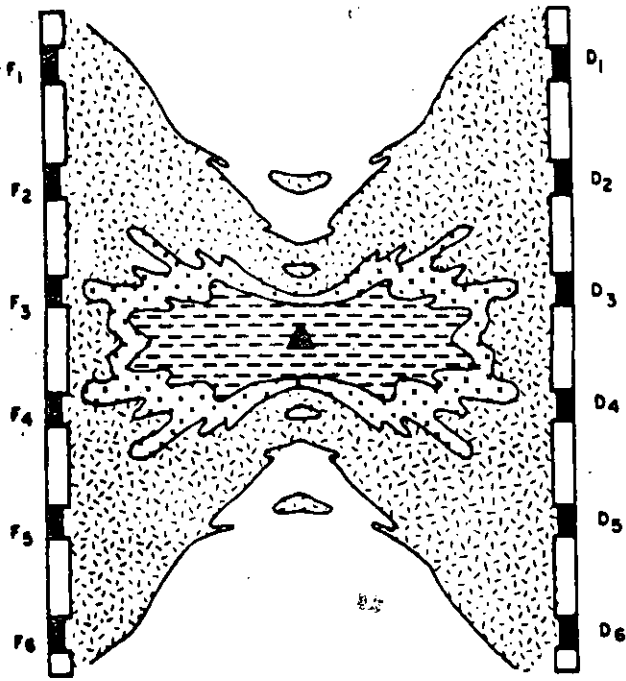
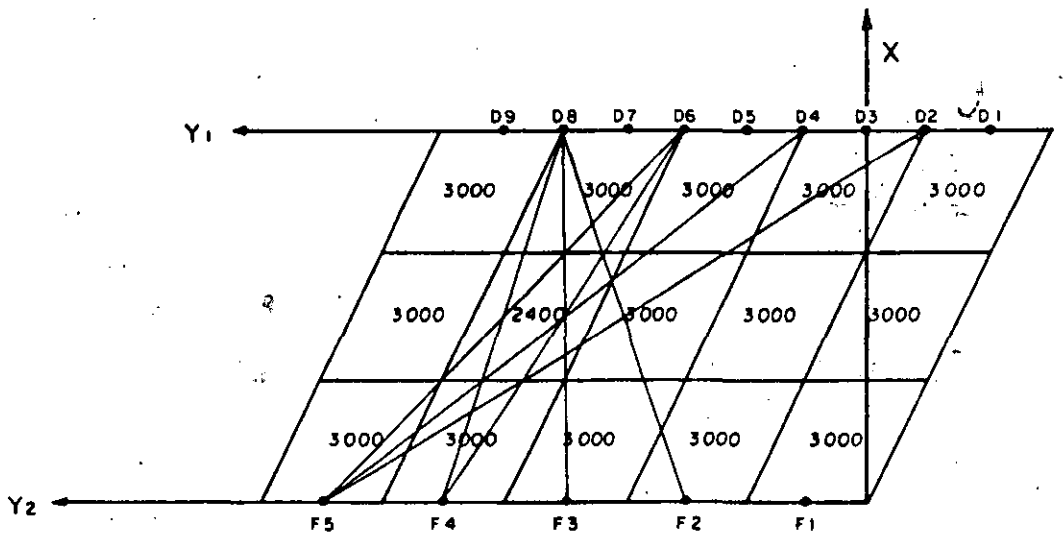


FIG. 2. Caracterización sísmica de una celda anómala localizada en la parte central (Menke, 1984).

- ii) Es posible desechar algunas de las trayectorias sobre todo aquellas que presentan arribos no confiables.
- iii) No es necesario que el sistema sea sobredeterminado; puede resolverse el caso que $No. \text{Celdas} = No. \text{trayectorias}$.
- iv) Se puede precisar la localización, dentro de la zona de influencia, de los cuerpos de velocidad anómala mediante la graficación de los valores de velocidad de cada celda en cada iteración.

Teóricamente, esto se demostró utilizando el modelo que aparece en la figura 3, el cual está constituido por 15 celdas, 14 de las cuales corresponden a la roca encajonante de 3000 m/s y sólo una, de 2400 m/s de velocidad, representa la zona anómala. Este modelo simula una zona de baja velocidad que se encuentra localizada entre dos socavones: en el superior se han colocado a intervalos de 10 m los sismodetectores, y en el inferior se han realizado detonaciones a intervalos de 20 m. Los tiempos de arribo registrados para cada una de las trayectorias definidas entre fuentes y detectores se muestran en la tabla inferior de dicha figura.

La figura No.4 muestra la disposición que guardan las celdas en el programa iterativo de Tomografía sísmica utilizado. Como puede observarse, la celda No.11 del modelo mostrado previamente corresponde con la zona anómala de interés.



COORDENADAS:

$F_1(10,0), F_2(30,0), F_3(50,0), F_4(70,0), F_5(90,0)$

$D_1(10,60), D_2(20,60), D_3(30,60), D_4(40,60), D_5(50,60), D_6(60,60), D_7(70,60), D_8(80,60), D_9(90,60)$

OFF = -30, $U_y = 60$, $U_x = 100$, $V_{mod} = 3000$, $N^{\circ} \text{Celdas} = 15 (3 \times 5)$

FIG. 3. Modelo de Prueba

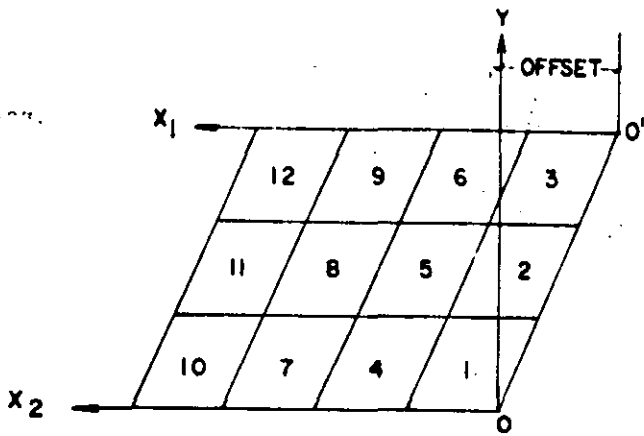


FIG. 4. Asignación de los números de celda para un modelo de 3x4

Por último, en la figura No.5 se muestra el cambio de velocidad que presentan las celdas Nos. 3, 7, 11 y 13 para el modelo que aparece en la figura No.3. Como se puede observar, la trayectoria que sigue la celda anómala (No.11) es declarada y converge asintóticamente a su valor real (2400 m/s), mientras que las otras celdas convergen oscilando al valor de velocidad de la roca encajonante (300 m/s).

Por otro lado, la principal desventaja que presenta este método iterativo es el de necesitar mucho mayor tiempo de procesamiento que el que emplean los métodos de inversión matricial.

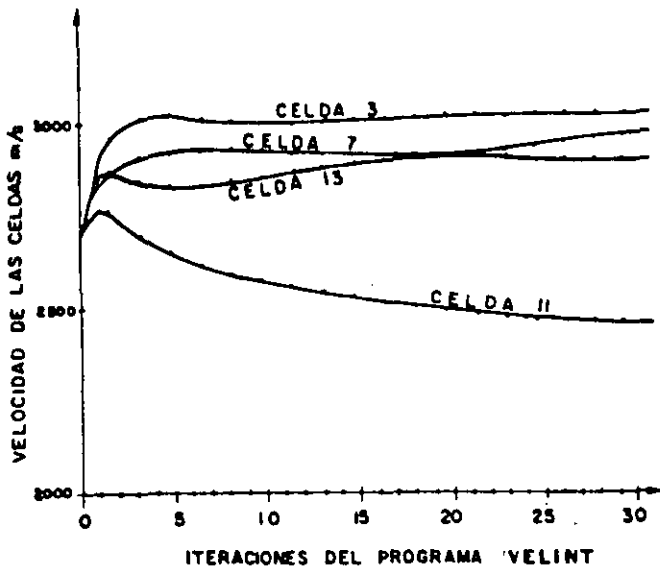


FIG. 5. Determinación de velocidades de celdas anómalas mediante el criterio de convergencia asintótica.

2. APLICACION DEL METODO

La técnica de tomografía sísmica se aplicó en la detección de cavernas, fisuras o accidentes estructurales que pudieran ocasionar problemas en la cimentación de los edificios que componen la Central Termoeléctrica XCARET, Q.Roo. El sitio se localiza entre la carretera federal Cancún-Chetumal y el Mar Caribe, aproximadamente 5 Km al Sur del poblado Playa del Carmen, Q.Roo.

La geología propia del lugar consiste de una capa superficial de material compacto, con espesor variable de hasta 1 m, que cubre a una capa conformada por arenas de estratificación cruzada, débilmente cementadas con carbonatos de calcio. En toda el área, la disolución de estos carbonatos constituye la génesis de los fenómenos de carsticidad. El modelo geológico, hipotético para este sitio, se muestra en la figura No. 6.

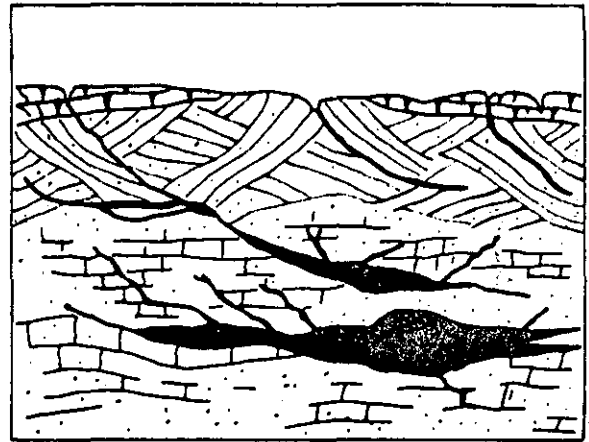


FIG.6 Modelo Geológico de carsticidad en la C.T. Xcaret, Q. Roo

Con el objeto de detectar las principales anomalías y considerando el modelo geológico del área se programaron estudios geoelectricos y sismológicos. El estudio eléctrico consistió en barrer el área de interés con sondeos dipolo-dipolo a través de 15 líneas separadas cada 20 m. La figura No.7 muestra el plano de isorresistividades aparentes, obtenidas con este dispositivo, para una profundidad teórica de 30 m (n=5) mientras que los estudios sismológicos consistieron en aplicar la técnica de la tomografía en un área de 24 000 m². La figura No.8 muestra el resultado de la tomografía sísmica para una profundidad teórica que oscila de 10 a 30 m. El achurado de cada una de las celdas es indicativo del grado de carsticidad, por lo que un mayor achurado representará un incremento de la permeabilidad que repercutirá en un decremento de la velocidad.

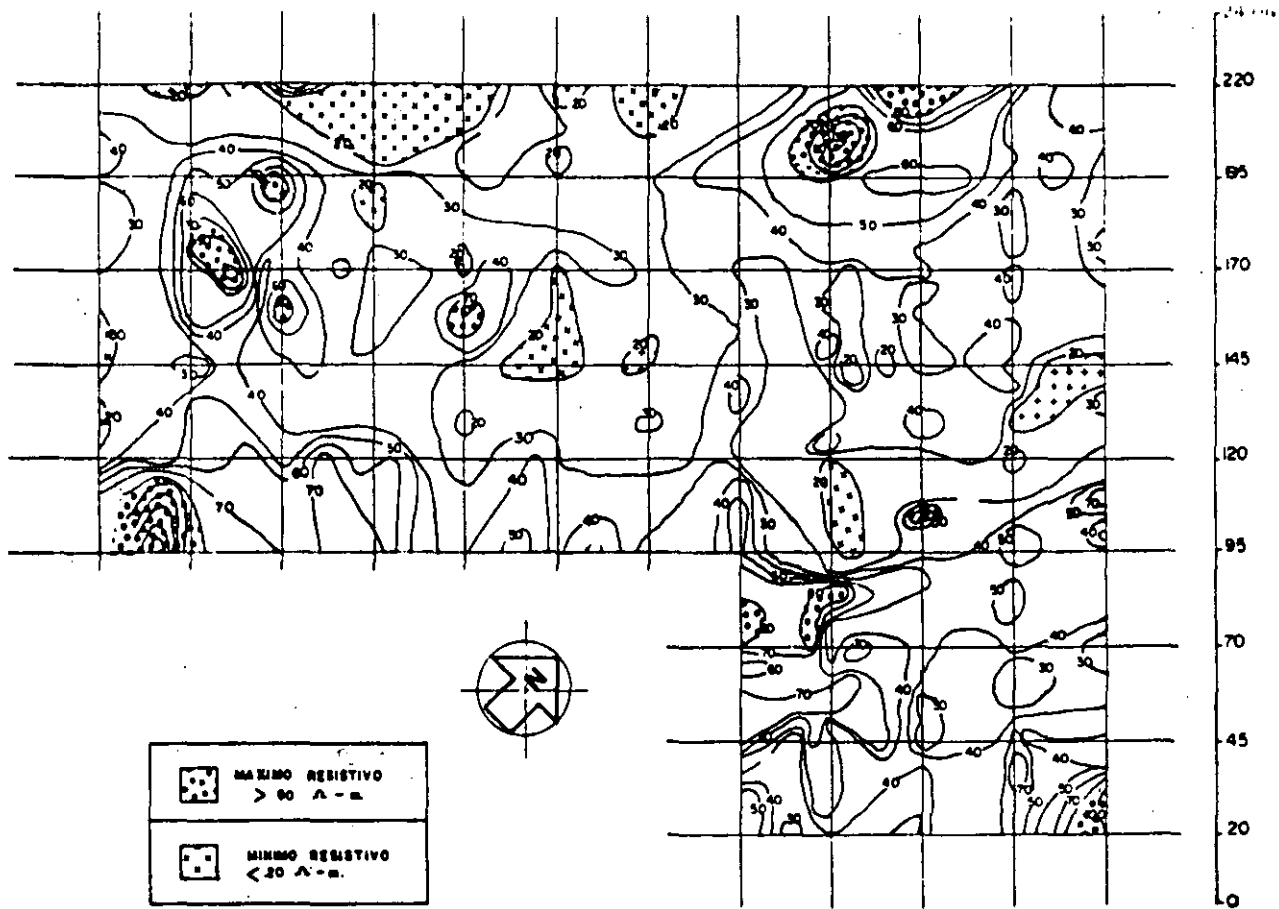


FIG. 7 Plano de isorresistividades aparentes a una profundidad teórica de 30 m (N=5)

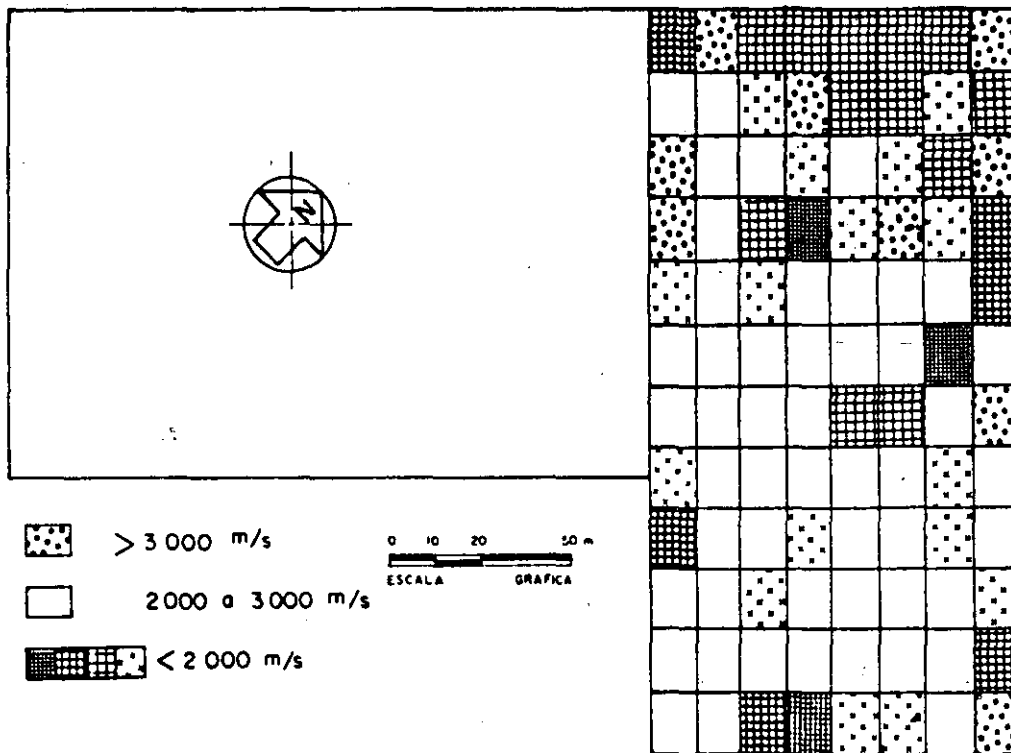
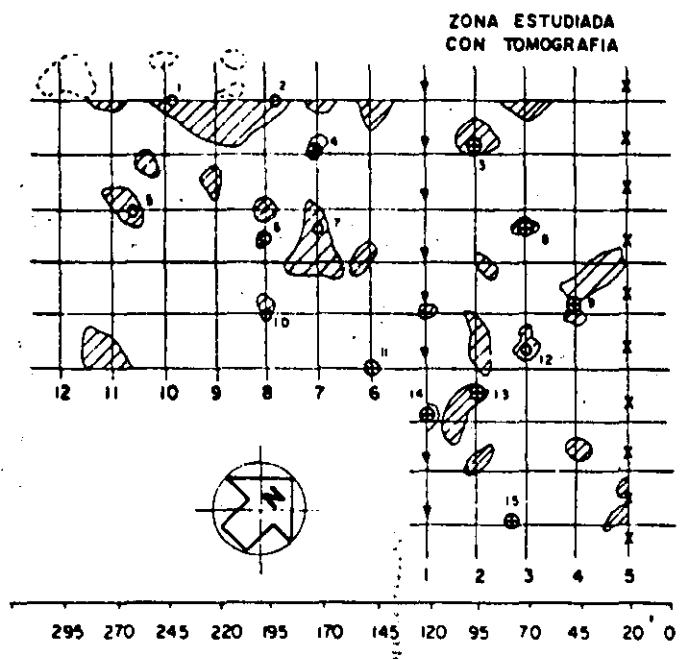


FIG. 6 Caracterización sísmica en la C.T. Xcaret, Q. Roo

La interpretación conjunta de los estudios eléctricos y sismológicos permitió ubicar los puntos de perforación, los cuales se indican en la figura No. 9, junto con las anomalías de baja velocidad que se encuentran asociadas con altos o bajos resistivos.

La perforación de los 15 barrenos se llevó a cabo con el objeto de corroborar la existencia de las zonas de alto grado de carsticidad. Como se puede apreciar en la figura No. 9, en el área donde se realizó la tomografía sísmica se comprobaron 6 de los 7 sitios propuestos, mientras que en la zona explorada únicamente por métodos eléctricos solamente 2 de los 6 barrenos propuestos cruzaron horizontes cársticos.



SIMBOLOGIA

CADENAMIENTO	_____	0 20 45 m
LINEA DE INVESTIGACION	_____	
PUNTO DE TIRO	_____	x
GEOFONOS	_____	↓
BARRENO QUE CRUZA CAVERNA	_____	⊙
BARRENO	_____	○
ZONA ANOMALA	_____	▨
ZONA ANOMALA ESTUDIO ANTERIOR	_____	⊖

FIG. 9. Anomalías Geofísicas registradas en la C.T. Xcaret, Q. Roo

3. CONCLUSIONES

Tradicionalmente el problema de detección de cavernas se ha resuelto a través de métodos eléctricos, mediante dispositivos asimétricos. Generalmente este problema se resuelve satisfactoriamente si las cavernas son someras y de dimensiones considerablemente grandes; en caso contrario este método pierde precisión. Sin embargo, los estudios de tomografía sísmica tienen la capacidad para su detección, como lo muestra la barrenación realizada en la C.T. Xcaret, Q. Roo, donde se registraron horizontes cársticos desde 50 cm de espesor.

La técnica de Tomografía sísmica puede constituir una herramienta útil para la detección de zonas cársticas ya que reafirma la información proporcionada por los métodos eléctricos.

5. BIBLIOGRAFIA

Aranda, L.R. y Valencia, R.E., 1984. Detección de Cavernas en la C.T. Xcaret, Q. Roo por métodos geofísicos. Memorias de la VII Convención Nat. de la Soc. Geológica Mexicana.

Dines, K.A. y Lytle, R.J., 1979. Computerized Geophysical Tomography. Proceedings of the IEEE, Vol. 67, No. 7, July 1979.

Lytle, R.J., 1979. Geophysical Characterization using advanced data processing. Site Characterization and exploration, American Society of Civil Engineers, 1979; Dawling Editor.

Menke, W., 1984. The resolving power of cross-borehole tomography, Geophysical Research Letters, Vol. 11, No. 2, 105-108. 1984.

Neuman, G., 1931. Determination of lateral inhomogeneities in reflection seismics by inversion of traveltimes residuals. Geophysical Prospecting, Vol. 29, No. 2, pp. 161-167.

Vázquez, C.A., 1981. Caracterización de velocidades sísmicas dentro de un macizo rocoso. Curso: Métodos Geofísicos en la Exploración Geotécnica. División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM.

TRABAJOS SISMICOS DE REFLEXION CON VIBROSISMO
PARA ESTUDIOS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO.

Los estudios sismológicos de reflexión que se realizarán en el Distrito Federal y Zonas Aledañas, tienen como objeto conocer el tipo de rocas que existen en el subsuelo, su distribución y estructura (tal como es la deformación y afallamiento de ellas).

Los resultados de estos estudios se combinarán con los datos que se obtengan en los pozos que se perforarán hasta una profundidad del orden de 1,500 a 3,000 m y otros tipos de estudios. Todo esto permitirá al Subcomité de Normas Técnicas y Procedimientos de Construcción de la Ciudad de México, modificar las normas que garanticen una mayor seguridad en las construcciones, en caso de terremotos de gran magnitud, como lo fue el del día 19 de septiembre de 1985.

El estudio sismológico consiste en generar una serie de ondas acústicas en la superficie terrestre, mediante vibraciones de muy baja intensidad, inferior al movimiento que produce un camión materialista, cargado, al circular por las calles y avenidas de la ciudad.

Las ondas acústicas generadas se transmiten a través de las rocas que forman la corteza terrestre, reflejándose (rebotando) en las diferentes capas del subsuelo (Fig. 1).

Parte de las ondas reflejadas llegan a la superficie, donde son captadas por detectores que convierten las ondas acústicas que regresan a la superficie terrestre, en señales eléctricas. Estas últimas se amplifican, se filtran y se registran en papel (registro de la parte izquierda de la Figura 1) y en cinta magnética, mediante un equipo sismógrafo digital de alta sensibilidad.

Las señales recibidas son procesadas mediante computadoras para obtener una sección sismológica como la de la Figura 2, que muestra un corte vertical de la corteza terrestre, en donde puede apreciar la forma de las diferentes capas que conforman la corteza terrestre.

En el caso del Sistema de Vibrosismo, se emplean 3 ó 4 camiones vibradores de 10 toneladas de peso (Figura 3 y 4) que vibran de 16 a 20 veces, con señales de frecuencia variable que van de 14 ó 16 ciclos por segundo, hasta 60 ciclos por segundo, con duraciones de 20 a 25 segundos, avanzando de 5 a 10 metros cada 30 segundos.

Con ésto, la energía que se inyecta al terreno en forma instantánea es de muy pequeña magnitud, lo cual permite trabajar en calles y carreteras, sin causar daños.

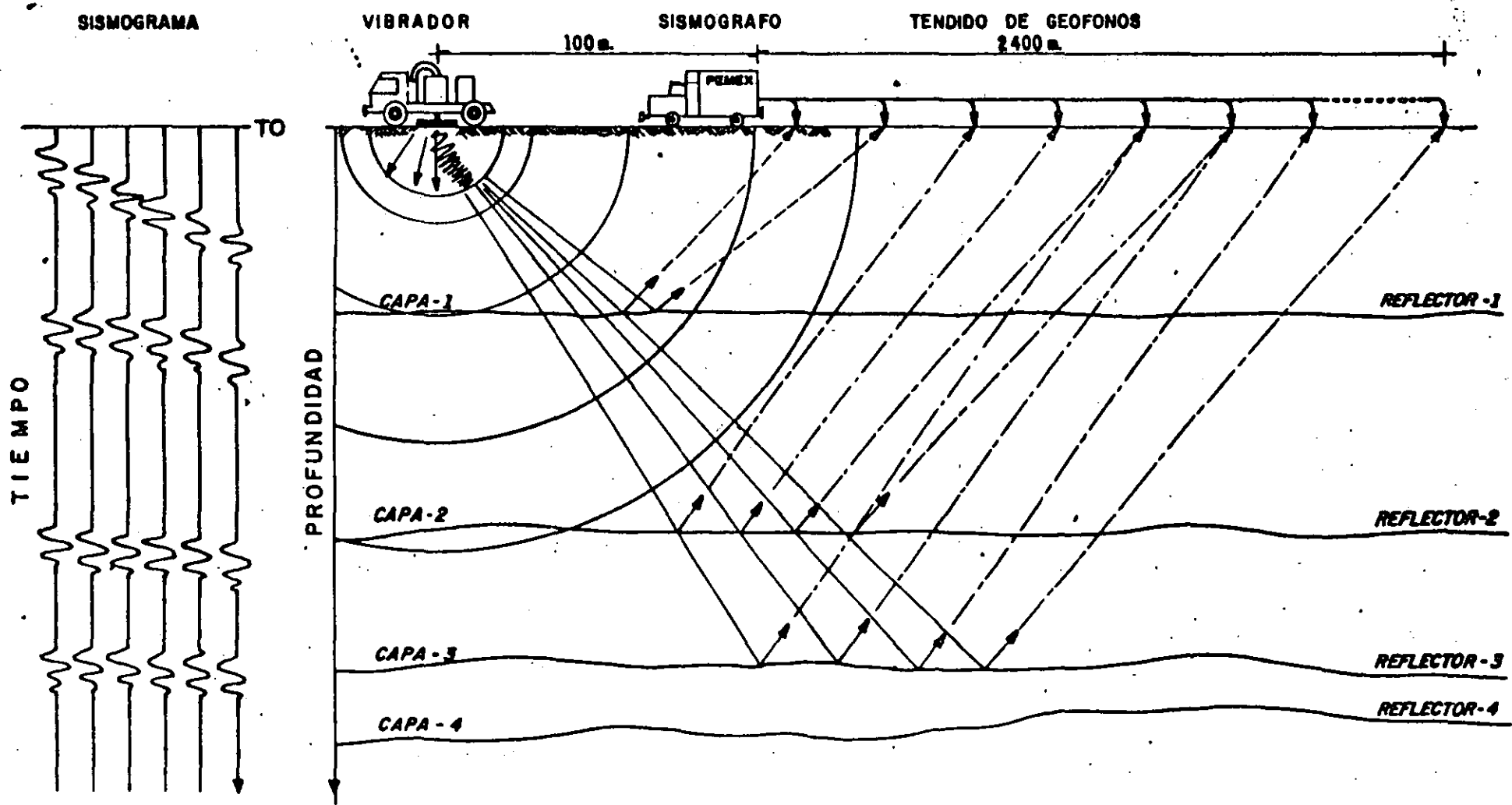
La vibración generada no la percibe en la superficie, un ser humano a 200 metros de distancia, por lo que se emplean detectores de alta sensibilidad para poder captar esas señales pequeñísimas.

En este tipo de trabajo se extienden cables y geófonos en tramos del orden de 4,000 a 5,000 metros a lo largo de las zonas en que se van a realizar los estudios sismológicos, los cuales, por usar señales de microvoltés y miliamperes, no son peligrosas en ningún aspecto.

Este tipo de equipo queda integrado normalmente por: 4 vibradores, sismógrafo, cables, geófonos y 10 vehículos operados por 10 técnicos, así como por 40 o 50 obreros especializados.

Por ser un equipo mecánico, produce un ruido que es del orden de un martinete de aire que se opera manualmente para romper el concreto de las calles.

DESCRIPCION DEL METODO SISMOLOGICO USANDO VIBROSISMO



HPR - 86

FIGURA-1

SECCION SISMOLOGICA
MOSTRANDO LA FORMA Y DISTRIBUCION DE LAS CAPAS ROCOSAS
EN EL SUBSUELO

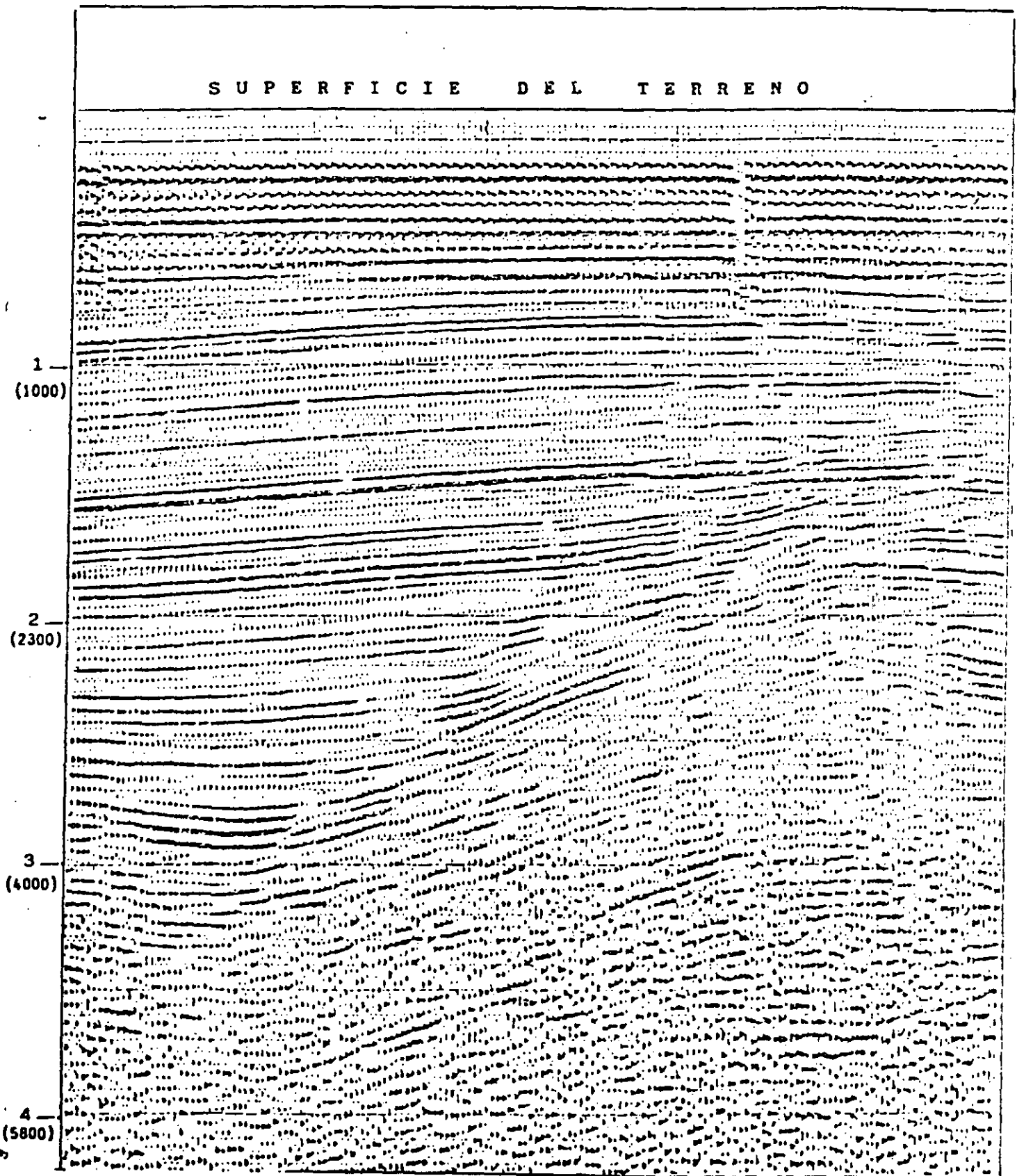
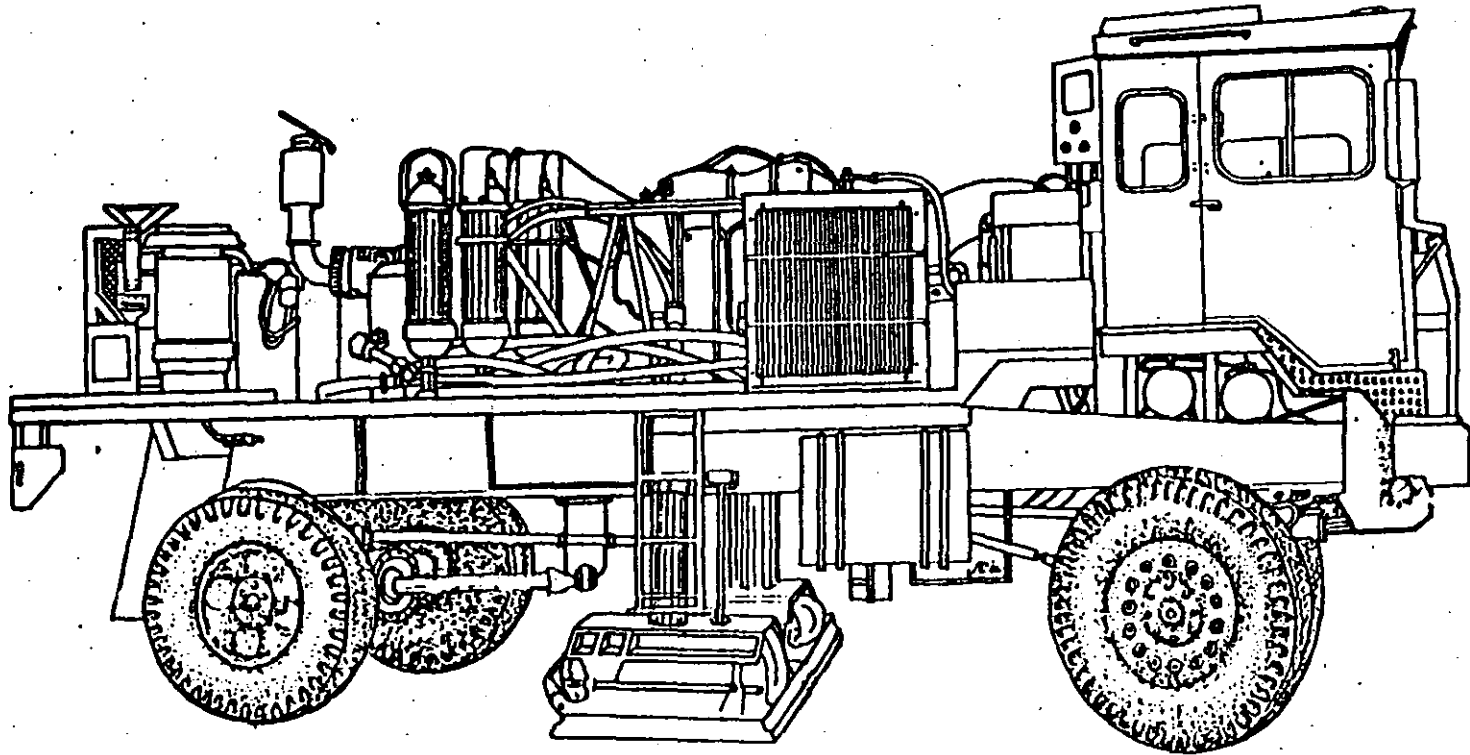
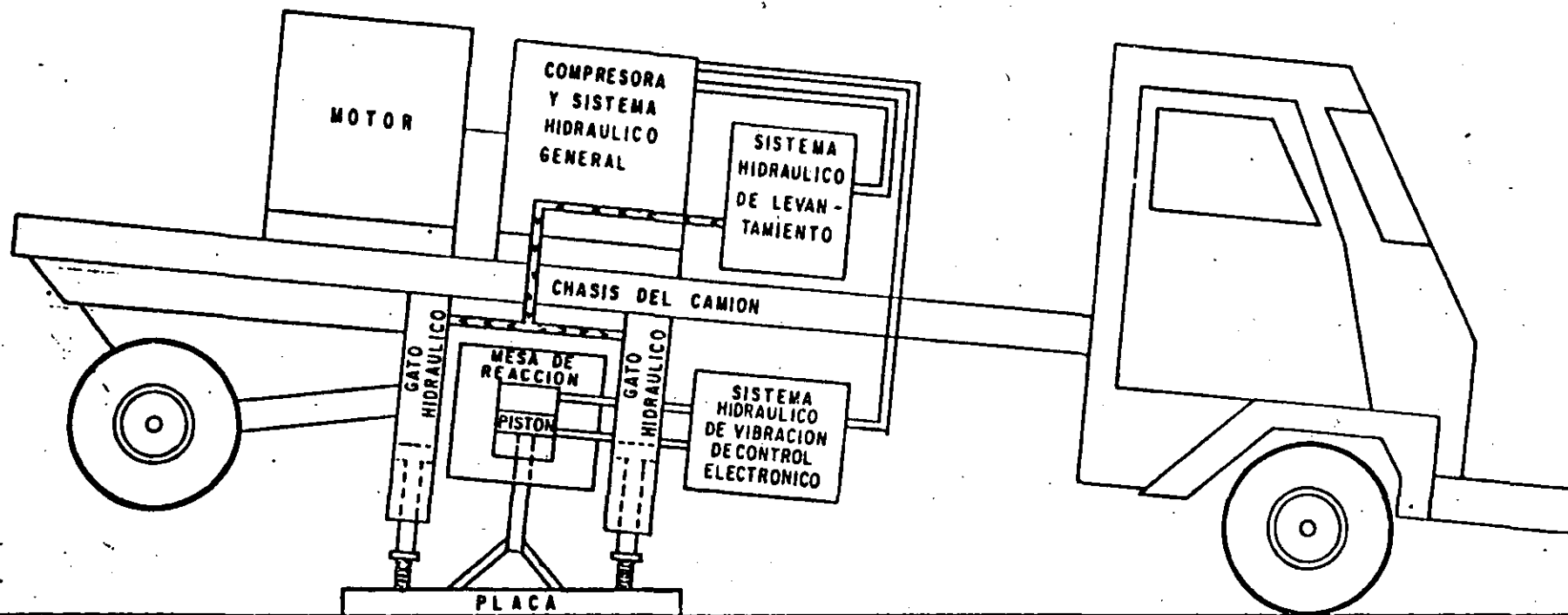


FIGURA 172

EQUIPO DE VIBROSISMO





DESCRIPCION DEL EQUIPO DE VIBROSISMO

1. FUNDAMENTOS TEORICOS

1.1 Generación de Ondas Sísmicas por Explosivos

La detonación de una carga explosiva dentro de un material produce un fuerte impacto conocido como impulso sísmico. Este disturbio se propaga en forma radial, alejándose del punto de detonación con una velocidad que depende de las características del medio, y afecta en su recorrido el estado de equilibrio de todas las partículas que conforman el medio encajonante.

La gran cantidad de energía liberada en forma tan súbita produce una pulverización y rotura en las inmediaciones del material que confina la carga. Esta zona de comportamiento inelástico, con deformaciones irreversibles, se conoce como zona de transición; en ella tiene lugar una significativa atenuación de las altas frecuencias del pulso sísmico.

En la Figura 1.1 se puede observar una pequeña zona pulverizada en el centro de la explosión, seguida por una sección mucho mayor de fracturamiento radial. De acuerdo a Henrych (1976), cargas esféricas de radio R producen en suelos consolidados una zona de pulverización de $2R$ a $3R$ y la zona de fractura no excede de $5R$ a $6R$. En roca, la zona de pulverización alrededor del barrenó es aproximadamente un radio del mismo y la zona de fractura de varios radios (manual de la Dupont, 1983). No existe una expresión sencilla que relacione el radio de la zona de fractura con la cantidad de carga; sin embargo, se ha observado que dicha distancia es proporcional al peso de la carga elevado a un exponente mayor o igual a 0.5 (Farrokh y White, 1986).

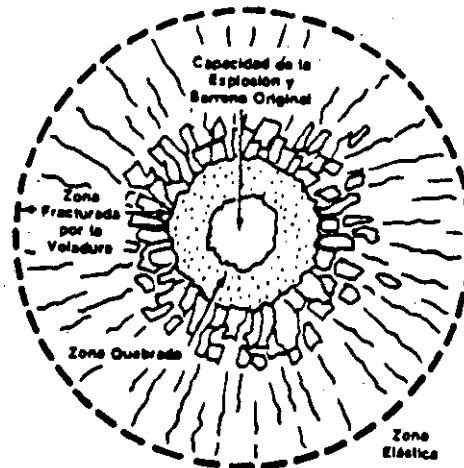


FIG. 1.1 ESQUEMA DE LA FRAGMENTACION Y DEFORMACION ALREDEDOR DE UNA EXPLOSION EN ROCA (MANUAL DE DU PONT, 1983)

Fuera de la zona de transición la onda sísmica se propaga en forma casi elástica, es decir, sin deformación permanente, cuando el material está consolidado o es suficientemente denso; si éste no es el caso, tiene lugar una rápida atenuación de la energía sísmica que se traduce en el debilitamiento de los frentes de onda.

1.2 Tipos de Ondas

Durante la detonación de un explosivo confinado en un medio se generan básicamente 3 tipos de ondas: ondas de cuerpo, ondas superficiales y la onda sónica o de choque.

1.2.1 Ondas de Cuerpo

Las ondas de cuerpo transmiten la deformación elásticamente en el interior del medio y se dividen en ondas compresionales o primarias (P) y ondas de corte o secundarias (S).

Las ondas compresionales o longitudinales producen compresión o expansión del medio sin deformación angular y la partícula material vibra en la dirección de propagación de la onda. Las ondas de corte o transversales producen la vibración de las partículas en forma perpendicular a la dirección de propagación sin cambio de volumen. A su vez las de corte se clasifican en horizontalmente polarizadas o "SH" y verticalmente polarizadas o "SV", según sea el plano de vibración.

La amplitud de las ondas de cuerpo sufre una dispersión geométrica o decaimiento de la amplitud con respecto a la distancia " r ", de acuerdo a la ley $1/r$, pero al ser registrada en la superficie la dispersión es inversamente proporcional al cuadrado de la distancia.

Para el análisis de la propagación de la energía sísmica se emplea el concepto de rayo sísmico, el cual es perpendicular a los frentes de onda y describe la trayectoria con que se propaga dicho movimiento en el subsuelo.

Cuando una onda sísmica compresional o verticalmente polarizada incide a profundidad sobre un medio con otras propiedades elásticas, se producen fundamentalmente cuatro ondas que muestran diferentes trayectorias:

- onda P reflejada
- onda SV reflejada
- onda P refractada
- onda SV refractada

Los rayos sísmicos siguen en forma cercana las leyes de reflexión y refracción de la óptica geométrica que son la base de la interpretación sísmica.

1.2.2 Ondas Superficiales

Las ondas superficiales son aquellas que se generan y propagan a lo largo de interfases producidas por fuertes variaciones en las propiedades elásticas del medio. Es la superficie terrestre donde dichas ondas se transmiten con mayor energía, debido al brusco cambio que constituye la interfase tierra-aire. La amplitud de la oscilación de las partículas decrece en este caso de modo exponencial con la profundidad.

Los dos tipos fundamentales de onda superficial son las ondas Love y las ondas Rayleigh. La onda Love produce vibración de las partículas sólo horizontalmente, en forma transversal a la dirección de propagación; para su transmisión se requiere la existencia de un medio estratificado con una capa de baja velocidad en la superficie. La onda Rayleigh, en cambio, produce un movimiento elíptico retrógrado de las partículas en el plano vertical, siendo el eje vertical de la elipse siempre mayor que el horizontal; su propagación puede darse en medios con o sin estratificación.

Desde el punto de vista del análisis de vibraciones, las ondas superficiales son las que más daño causan debido a su mayor energía, lo que se traduce en mayor desplazamiento y velocidad de partícula, y porque sufren una dispersión geométrica con la distancia r mucho menor ($\sim 1/r$) que la de las ondas de cuerpo ($\sim 1/r^2$). Por lo tanto las ondas superficiales tienden a dominar el movimiento del terreno a distancias de varios cientos de metros o más.

1.2.3 Onda Sónica o de Choque

La onda sónica es una onda de tipo compresional que se transmite por el aire. Durante una explosión confinada, en suelo o roca, se genera una onda de choque que se propaga a través de la atmósfera y que induce una onda de presión en el suelo. En la vecindad de una explosión producida en el aire o muy cerca de la superficie terrestre, la intensidad de la onda inducida suele ser

considerablemente mayor que la correspondiente a las ondas de cuerpo, las cuales, como se ha mencionado, viajan a través del subsuelo.

La energía de la onda sónica puede alcanzar niveles significativos, aun a distancias grandes, y provocar daños a casas y edificios, tanto por su efecto directo como por su relación con el nivel de vibración del suelo. Si la carga se encuentra ligeramente abajo de la superficie, aproximadamente la mitad de la energía se transmite por el aire y la otra mitad a través del suelo (Henrych, 1979).

Todas las fluctuaciones de presión que viajan a la velocidad del sonido pueden generar ondas Rayleigh en terrenos blandos, sobre todo si el suelo está saturado.

1.3 Mezcla e Identificación de Ondas

A pequeñas distancias de una detonación confinada las ondas compresionales, de corte y superficiales llegan al sismodetector casi al mismo tiempo y su mezcla no permite una identificación adecuada. A distancias más largas las ondas de corte y las superficiales pueden diferenciarse de las compresionales por su posterior tiempo de arribo, mayor amplitud y menor frecuencia. En general, la frecuencia de las ondas de corte es de $1/2$ a $1/3$ menor que la frecuencia de las ondas compresionales.

En la mayoría de las voladuras la detonación no es única, sino una serie de pequeñas explosiones retrasadas en tiempo, algunos milisegundos, para optimizar el fracturamiento de la roca y reducir la vibración. Esta circunstancia, así como las discrepancias en las trayectorias de los diversos frentes, producen una mezcla de ondas que dificulta su clara identificación, aunque se sabe que las ondas superficiales, y en especial las ondas Rayleigh, son las de mayor amplitud a distancias medias y largas de la voladura, mientras que a distancias cortas las ondas "P" pueden ser las de mayor energía.

Otra clase de ondas capaz de ocasionar vibraciones considerables, aun a distancias grandes de la detonación, son las ondas "P" reflejadas en contactos geológicas poco profundos y sobre todo, en la frontera suelo-roca. Sin embargo, actualmente con la información disponible en la literatura, no es posible determinar el nivel de vibración que pudieran causar estas ondas.

1.4 Transmisión de Ondas Sísmicas

Además de los factores anteriormente mencionados, la magnitud de la vibración está condicionada por múltiples aspectos de la transmisión de las ondas sísmicas incluyendo las pérdidas adicionales de energía debidas a heterogeneidades del subsuelo. Los principales parámetros que determinan la intensidad de las vibraciones son: (a) la distancia a la fuente, tipo y peso de la carga; (b) tipo de onda, su frecuencia y ángulo de incidencia; (c) atenuación, propiedades elásticas y geología del sitio. La acción conjunta de estos factores y su influencia sobre la magnitud de las vibraciones, expresada en términos del desplazamiento, velocidad y aceleración de partícula, no ha sido estudiada con profundidad debido a la complejidad del fenómeno.

Los parámetros que se relacionan comúnmente con la magnitud de la vibración en los criterios de seguridad son: distancia a la fuente, peso de la carga explosiva y frecuencia de la onda. Ocasionalmente se emplean también la densidad del medio y la velocidad de propagación de las ondas longitudinales.

1.5 El Método de Refracción Sísmica

El método sísmico más empleado en exploración geotécnica es el método de refracción, el cual se basa en la ley de Snell. En su aplicación, se requieren las siguientes condiciones para obtener una solución única:

- (1) Las capas o estratos deben tener velocidad creciente con la profundidad.
- (2) Las capas o estratos deben tener un espesor mayor que la longitud de onda " P " o " S ".

Para la generación del impulso sísmico se utiliza como fuente una pequeña cantidad de explosivo, tiros de escopeta o golpes de marro. Un sismógrafo de exploración se conecta a una cadena de geófonos cuya frecuencia natural varía de 5 a 30 hz. La vibración, producida por la llegada de las ondas a los geófonos, se registra como un conjunto de trazas sísmicas en papel fotográfico o electrostático (sismograma) y, a veces, en cinta magnética.

Los primeros arribos de energía sísmica, que corresponden a las ondas directa y refractada son marcados sobre las trazas, permitiendo llevar a cabo los cálculos de espesores y velocidades de propagación de un medio estratificado.

1.6 Parámetros de Partícula

Las vibraciones producidas por cualquier tipo de fuente sísmica modifican el estado de equilibrio del medio que la rodea. El nivel de vibración del suelo, que es función de la energía que origina ese desequilibrio, puede ser cuantificado a través de los parámetros de desplazamiento, velocidad y aceleración de partícula. De estas 3 propiedades, la velocidad de partícula, definida como la velocidad con que la partícula material se desplaza con respecto a su posición de equilibrio, se correlaciona mejor con el nivel de daños producidos en una voladura y, por lo tanto, es la de mayor aplicación para el diseño de los criterios de seguridad.

No debe confundirse a la velocidad de partícula con la velocidad de fase o de onda, que es la velocidad con que se transmite la perturbación a través del medio y que, por regla general, es de varios órdenes de magnitud mayor que aquella. La velocidad de partícula " \dot{u} " y la velocidad de propagación " c " están relacionadas con la deformación máxima relativa que sufre un material, la cual está dada por (Dowding, 1980) :

$$\xi = \frac{\dot{u}}{c}$$

Como se mencionó previamente, la interfase suelo - aire constituye una frontera con un fuerte contraste de impedancia acústica, lo cual provoca que la cantidad de energía sísmica en la superficie sea mucho mayor comparada con la que se propaga por el subsuelo. Dowding (1985) ha observado que la velocidad de partícula, producida por la componente vertical de las ondas compresionales en la superficie libre, es aproximadamente dos veces mayor que la registrada en el subsuelo.

La Figura 1.2 muestra un registro de velocidad de partícula en sus componentes: vertical (V), longitudinal (L) y transversal (T), en las cuales se ha marcado el periodo del pulso dominante y la amplitud máxima. La traza superior corresponde al registro de sobrepresión u onda de aire.

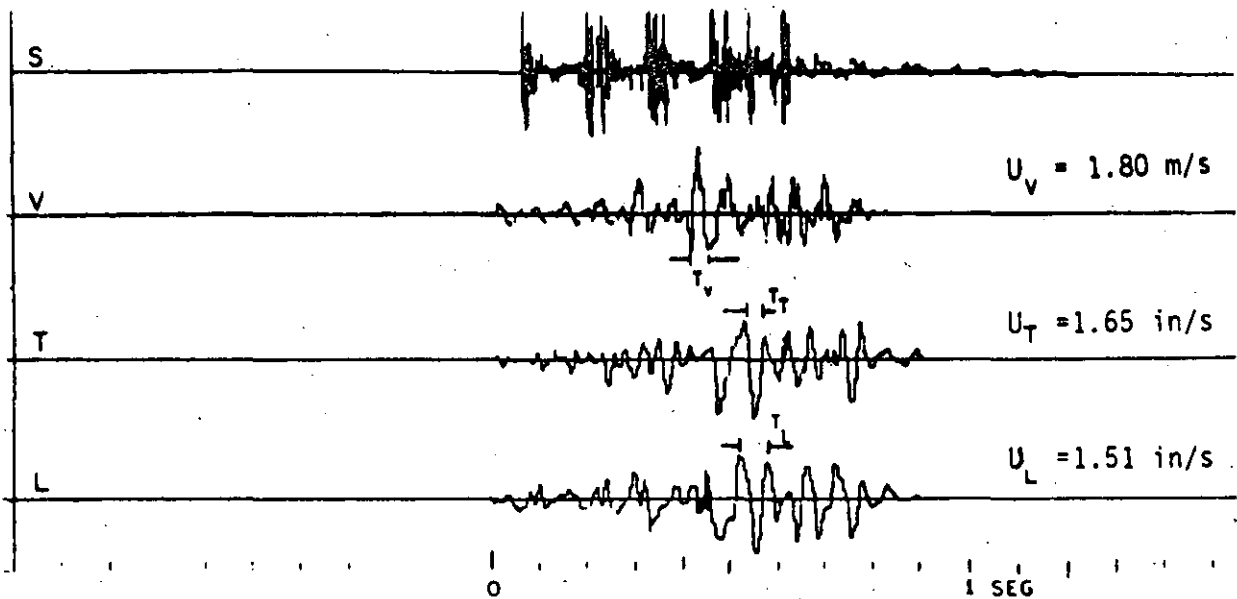


FIG. 1.2 SISMOGRAMA DE VELOCIDAD DE PARTICULA EN SUS TRES COMPONENTES (V, T, L) Y ONDA DE AIRE

1.7 Aproximación Senoidal de una Vibración

Las vibraciones causadas por una detonación pueden ser analizadas como un movimiento de tipo senoidal, en función del tiempo o la distancia. Esta aproximación permite la estimación simple de la aceleración y el desplazamiento de partícula a partir de la velocidad de partícula, parámetro que usualmente se mide.

El desplazamiento de la partícula puede expresarse como:

$$u = U \text{ sen}(kx + wt)$$

con

$U =$ desplazamiento máximo	
$k = 1/\lambda$	$k =$ número de onda
	$\lambda =$ longitud de onda
$w = 2\pi f$	$w =$ frecuencia angular
	$f =$ frecuencia
$t =$ tiempo	

La diferenciación con respecto al tiempo del desplazamiento de partícula conduce a las ecuaciones de velocidad y aceleración de partícula :

$$v = \dot{u} = Uw \text{ cos}(kx + wt)$$

$$a = \ddot{u} = -Uw^2 \text{ sen}(kx + wt)$$

En la práctica los valores máximos del movimiento interesan en forma particular :

$$u_{\max} = U$$

$$v_{\max} = U \omega = 2\pi f u_{\max}$$

$$a_{\max} = U \omega^2 = 2\pi f v_{\max}$$

La frecuencia " f " se determina, en el mismo registro de velocidad, a partir del periodo dominante " T " de la ondícula de mayor amplitud, de acuerdo con la conocida relación :

$$f = 1 / T$$

Como el registro de velocidad de partícula es el más usado en la aplicación de los criterios de seguridad, la terna de ecuaciones anteriores se expresan en función de v_{\max} :

$$v_{\max} = V$$

$$u_{\max} = V / 2\pi f$$

$$a_{\max} = 2\pi f V$$

Los parámetros de desplazamiento y aceleración así estimados, por ser determinados indirectamente, se les conoce como pseudovalores de desplazamiento y aceleración, respectivamente. Ha sido demostrado que los desplazamientos calculados a partir de registros de velocidad de partícula son por lo general menores que los medidos directamente (Nicholls, et al 1971). Del mismo modo, las velocidades de partícula calculadas a partir de datos de desplazamiento o aceleración suponiendo un movimiento armónico simple son por lo general más bajas que las medidas directamente.

Para la representación de vibraciones senoidales se utilizan nomogramas conocidos como gráficas tripartitas (Figura 1.3), en las que, dado un parámetro y su frecuencia, es posible calcular los dos restantes debido a que los cuatro parámetros involucrados están representados por rectas de valor constante, en secuencias logarítmicas; la intersección de dos de las rectas define la componente máxima de movimiento. La escala de aceleración está normalizada a la aceleración de la gravedad (g).

Así, por ejemplo, una ondícula de amplitud $v = 0.17$ pulgadas por segundo y periodo de 40 milisegundos ($f = 25$ hz)

producirá, en movimiento armónico, un desplazamiento de 0.001 pulgadas y una aceleración de 0.065 g (ver Figura 1.3).

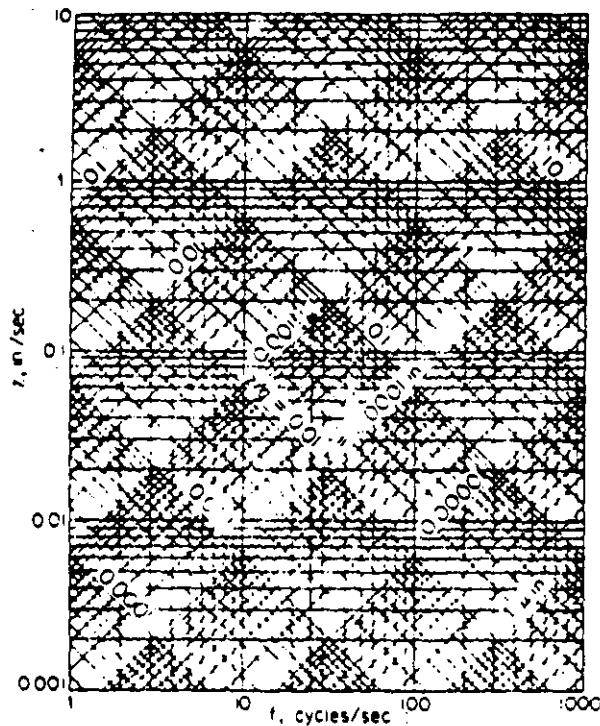


FIG. 1.3 NOMOGRAMA DE VIBRACIONES PARA MOVIMIENTO ARMONICO

1.8 Parámetros Inelásticos

Amortiguamiento y atenuación específica son parámetros que caracterizan el comportamiento inelástico de suelos y rocas. En el estudio del comportamiento dinámico de estructuras, el grado de amortiguamiento es un factor muy importante en el marco de la dinámica de suelos e ingeniería sísmica. Por otro lado, la atenuación específica y su inverso, el factor de calidad sísmica " Q ", son índices litológicos que se han venido utilizando en la exploración sísmica.

1.8.1 Amortiguamiento (ξ)

Cuando un material es sometido momentáneamente a una fuerza, se produce una vibración libre en la cual la amplitud del movimiento, en un mismo punto, decae con el tiempo hasta llegar a

desaparecer finalmente. El decaimiento de la amplitud obedece a un amortiguamiento interno característico de cada material.

Para el diseño sísmico es de gran importancia la evaluación de un espectro de respuesta que cuantifique los movimientos esperados, para estructuras con diferentes frecuencias naturales de vibración, ante la presencia de movimientos sísmicos. En esta evaluación, el grado de amortiguamiento del suelo es un factor indispensable, debido a que el amortiguamiento general de las construcciones está relacionado directamente con las características de amortiguamiento del subsuelo, a través de la interrelación suelo - estructura. Asimismo, el amortiguamiento del suelo puede ser importante en el cálculo de las vibraciones que inducen las máquinas rotatorias en los cimientos de construcciones industriales.

Para el análisis de las vibraciones, la simulación del movimiento se realiza a través de modelos de un grado de libertad y amortiguamiento viscoso, constituidos por un sistema masa - resorte - amortiguador (Figura 1.4).

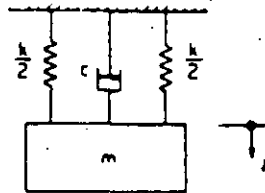


FIG. 1.4 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD CON AMORTIGUAMIENTO VISCOZO

Este sencillo modelo ha dado buenos resultados en el estudio del comportamiento dinámico de suelos y estructuras, pero ello no significa que el amortiguamiento viscoso se dé físicamente en el interior de los mismos (Richart et al, 1970).

En la solución matemática de las ecuaciones de movimiento para sistemas en vibración con un grado de libertad se tienen tres casos (Figura 1.5).

- 1) Vibración sobreamortiguada. - El decaimiento de la amplitud es exponencial, sin cambio de signo.
- 2) Vibración críticamente amortiguada. - El decaimiento es exponencial, con cambio de signo, hasta un valor mínimo, a partir del cual el sistema regresa a su posición de equilibrio sin oscilar.

El coeficiente de amortiguamiento crítico es

$$C_c = 2\sqrt{mk}$$

con k = constante del resorte
 m = masa

3) Vibración subamortiguada.- En este caso el movimiento es oscilatorio y la amplitud de la envolvente del decaimiento es proporcional a $\exp(-w_n \xi t)$.

donde w_n = frecuencia natural del sistema
 t = tiempo
 ξ = factor de amortiguamiento crítico

Este último parámetro caracteriza a la vibración amortiguada y está definido de la siguiente manera :

$$\xi = C / C_c$$

donde C = coeficiente de amortiguamiento viscoso
 C_c = coeficiente de amortiguamiento crítico

El decremento logarítmico " δ " de la amplitud es el parámetro que describe el decaimiento de la amplitud con respecto al tiempo en sistemas con amortiguamiento viscoso. Operacionalmente se define por

$$\delta = \ln (X_i / X_{i+1})$$

donde " X_i " y " X_{i+1} " son las amplitudes de 2 ciclos consecutivos.

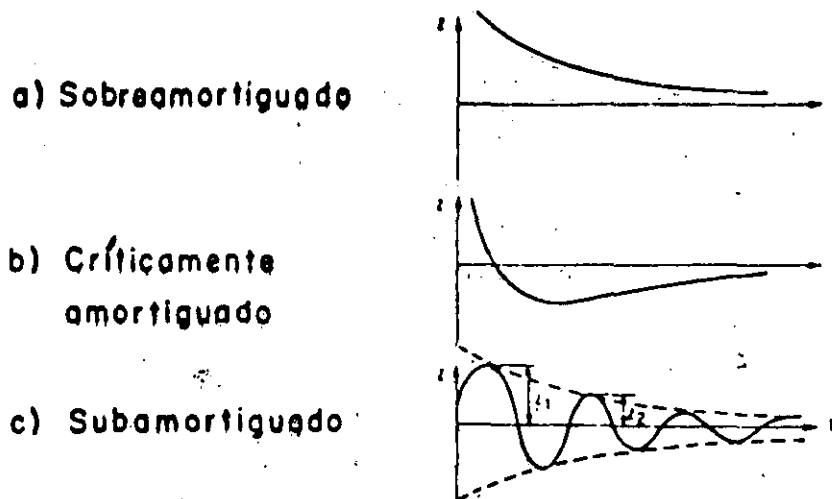


FIG. 1.5 VIBRACION LIBRE DE UN SISTEMA CON AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

El factor de amortiguamiento crítico, en función del decremento logarítmico, está dado por

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}}$$

En la práctica, debido a que los valores de δ son muy pequeños, se aplica la relación

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \delta = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{X_i}{X_{i+1}}$$

para dos ciclos consecutivos, o bien

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \frac{X_0}{X_n}$$

con n = número de ciclos, si la medición se realiza sobre varios ciclos (Figura 1.6).

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \log_e \frac{X_n}{X_{n+1}}$$

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \log_e \frac{X_0}{X_n}$$

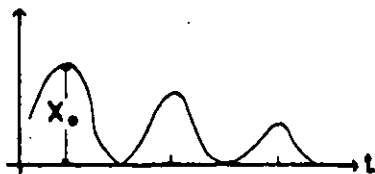
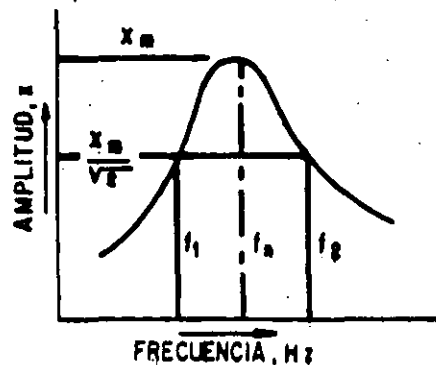


FIG. 1.6 DEFINICION DEL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO



$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{f_1 - f_2}{f_n} \right)$$

FIG. 1.7 CURVA DE RESONANCIA

En pruebas de columna resonante, se someten muestras de roca o suelo a fuerzas senoidales de amplitud constante y diferentes frecuencias de vibración, con el objeto de construir una curva de resonancia como la mostrada en la Figura 1.7.

Las pruebas de columna resonante se basan en la teoría de propagación de ondas en cuerpos prismáticos (Richart et al, 1970), haciendo variar el nivel de deformación de 10^{-6} a 10^{-3} , intervalo en el cual las características del material pasan del estado elástico al elastoplástico (Ishihara, 1971).

A partir de la curva de resonancia es posible determinar el factor de amortiguamiento del material, de acuerdo con la relación (Prakash, 1981) :

$$\zeta = (f_1 - f_2) / 2 f_n$$

en donde " f1 " y " f2 " son las frecuencias en que la amplitud es igual a 0.707 la amplitud máxima (Xm) y " fn " la frecuencia de resonancia.

La fracción de amortiguamiento crítico para varios tipos de suelo se da en la siguiente tabla (Richart et al, 1970):

TIPO DE SUELO	AMORTIGUAMIENTO CRITICO	REFERENCIA
arena seca o grava	0.03 - 0.07	Weissman y Hart (1961)
arena seca o saturada	0.01 - 0.03	Hall y Richart (1963)
arena seca	0.03	Whitman (1963)
arenas y gravas, secas o saturadas	0.05 - 0.06	Barkan (1962)
arcilla	0.02 - 0.05	Barkan (1962)
arena limosa	0.03 - 0.10	Stevens (1966)
arena seca	0.01 - 0.03	Hardin (1965)

Se ha observado que, en general, en materiales arenosos el grado de amortiguamiento se incrementa con la amplitud de la deformación o el grado de saturación y disminuye con la presión confinante (Hall y Richart, 1963).

Asimismo, en materiales arcillosos se ha observado que el amortiguamiento decrece a medida que el módulo de corte aumenta y que, en condiciones de esfuerzo efectivo constante, decrece con el tiempo entre 10 y 30 % por efecto de la consolidación secundaria, adquiriendo mayor importancia cuando se tienen bajos niveles de deformación (Marcuson y Wahls, 1977).

Otro procedimiento para determinar el amortiguamiento interno de los suelos es la prueba de compresión triaxial dinámica, en la cual se mide la llamada capacidad específica de amortiguamiento. Este parámetro representa el cociente de la energía absorbida en un ciclo de vibración entre la energía potencial máxima del ciclo y puede ser determinado gráficamente a través del diagrama esfuerzo - deformación, dividiendo el área

encerrada por el ciclo de histéresis entre el área bajo la curva definida por la rama inferior. Operacionalmente esto es

$$\Delta_{cs} = \Delta E_r / E_r$$

La Figura 1.8 muestra los casos de una vibración estacionaria y de una vibración libre. En este último se establece una relación entre el decremento logarítmico y la capacidad específica de amortiguamiento (Richart et al, 1970), dada por la relación

$$\Delta_{cd} = 1 - (K_{n+1} / K_n) \text{EXP} (-2 \delta)$$

en donde K_n = factor de proporcionalidad entre E y A para el ciclo n -ésimo
 E = energía de deformación
 A = amplitud del desplazamiento

Este procedimiento para calcular la capacidad específica de amortiguamiento también se ha aplicado en pruebas dinámicas de corte simple y torsión.

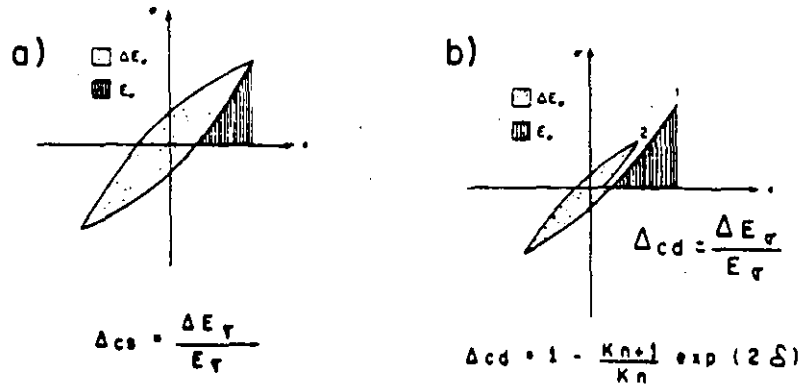


FIG. 1.8 DEFINICION DE CAPACIDAD DE AMORTIGUAMIENTO PARA UNA VIBRACION ESTACIONARIA (a) Y LIBRE (b)

El amortiguamiento es función del nivel de deformación. Seed e Idriss (1970) han calculado curvas que reducen el amortiguamiento a diferentes niveles de deformación, para arenas y arcillas, basándose en pruebas geotécnicas.

1.8.2. Atenuación Específica (Q^{-1})

En la exploración sísmica y la sismología, se utiliza el concepto de atenuación específica para describir el fenómeno de atenuación inelástica de la energía sísmica con la distancia. Este término no debe ser confundido con la dispersión geométrica

(llamada amortiguamiento geométrico en dinámica de suelos), aplicada para medios elásticos, que describe la pérdida de amplitud de la onda debido a la distribución de energía en áreas cada vez más grandes alrededor de la fuente sísmica.

Los principales mecanismos inelásticos causantes de la atenuación específica son:

- fricción intergranular
- imperfección de los cristales en los minerales
- flujo de fluidos

La atenuación específica es el inverso del llamado factor de calidad "Q" que se ha venido utilizando para caracterizar diferentes tipos de roca. Este parámetro se ha calculado principalmente para ondas P (Qp) y en menor escala para ondas S (Qs) y superficiales, publicándose tablas de "Qp" para diversos tipos de roca (ver Waters, 1975). Por lo general las rocas intemperizadas y los suelos tienen valores de "Qp" entre 10 y 20, mientras que rocas compactas, como calizas masivas, pueden alcanzar valores hasta de 700.

Estudios de campo y laboratorio han demostrado que el empleo de los parámetros "Qp" y "Qs" pueden proporcionar valiosa información litológica. Por ejemplo, un decremento repentino del cociente Qp / Qs contra el grado de saturación en areniscas, a cierta presión confinante, puede ser un indicador de gas en formaciones porosas (Winkler y Nur, 1982). Por otro lado, diferentes sedimentos pueden agruparse de acuerdo con su grado de saturación en diagramas de Qp / Qs contra Vp / Vs (Meissner, 1983).

La definición fundamental de "Q" proviene de la teoría de circuitos, donde se define como

$$Q = \frac{2 \pi (\text{Energía almacenada en el circuito})}{\text{Energía perdida por ciclo}}$$

Aplicando este concepto a la excitación de una muestra de roca o suelo por un esfuerzo senoidal de amplitud constante, se tiene (Knopoff y Mc Donald, 1958)

$$Q = \frac{2 \pi E_o}{\Delta E}$$

en donde : E_o = energía elástica máxima almacenada de esfuerzo-deformación
Δ E = energía transformada en calor durante un periodo

Para cada punto de la muestra existe una atenuación específica temporal " Q_t ", la cual está relacionada con la fracción de amortiguamiento crítico por medio de la siguiente relación (Bickel y Natarajan, 1985) :

$$Q_t = w / 2 \xi$$

en donde w = frecuencia circular
 ξ = fracción de amortiguamiento crítico

Empleando ahora la definición de " Q " para la atenuación espacial (Q_λ) de las amplitudes de una onda sísmica, y tomando en cuenta que el cuadrado de la amplitud es proporcional a la energía, se tiene

$$Q = \frac{2 \pi (1)}{1 - \exp(-2 \alpha \lambda)} = \frac{2 \pi}{1 - \exp(-2 \alpha v / f)}$$

en donde λ = longitud de onda
 α = coeficiente de absorción
 v = velocidad de fase
 f = frecuencia

Esta es la definición de " Q " utilizada en la exploración sísmica y a la que nos referiremos en lo sucesivo, sin escribir el subíndice λ . Los valores de " Q_λ " y " Q_t " solamente son iguales para materiales homogéneos e isotrópicos (Knopoff, 1964).

Para valores pequeños del coeficiente de absorción, correspondientes a rocas compactas con $Q > 20$, puede llegarse a la expresión simplificada:

$$Q = \pi f / \alpha v = w / 2 \alpha v$$

El factor Q es prácticamente independiente de la frecuencia de las fuentes sísmicas utilizadas comúnmente en la exploración sísmica y se puede considerar proporcional al coeficiente de absorción.

Para la determinación de Q se han desarrollado varios procedimientos, principalmente en los métodos de reflexión sísmica y perfilaje sísmico vertical, en los cuales es necesario un procesado digital. En los registros de refracción, una de las técnicas más sencillas para el cálculo de Q es la que utiliza el concepto de tiempo de ascenso (Gladwin y Stacey, 1974), el cual para cada traza sísmica se define por la expresión

$$T = T_0 + c \int_0^T Q^{-1} dt$$

en donde: T = tiempo de ascenso

T₀ = tiempo inicial

C = constante

Q⁻¹ = atenuación específica

T = ancho del pulso en tiempo

Como se puede observar, el tiempo de ascenso del pulso sísmico es directamente proporcional a la atenuación específica y, por consiguiente, será mayor en los materiales de menor calidad o competencia.

La Figura 1.9 muestra un pulso sísmico, sobre el cual se han trazado las rectas de amplitud y pendiente máxima, así como el ancho del pulso. Este último se define de las siguientes dos maneras :

1) El tiempo correspondiente a la cuarta parte de la longitud de onda del pulso sísmico. Utilizando esta definición Kjartansson (1979) determinó, mediante análisis teóricos, que la constante " c " tiene un valor de aproximadamente 1.0

2) El cociente de la máxima amplitud entre la máxima pendiente del pulso sísmico. A través de mediciones hechas en campo, Gladwin y Stacey (1974) han determinado que el valor de " c " es de 0.53 ± 0.04

$$T = T_0 + c \int_0^T Q^{-1} dt$$

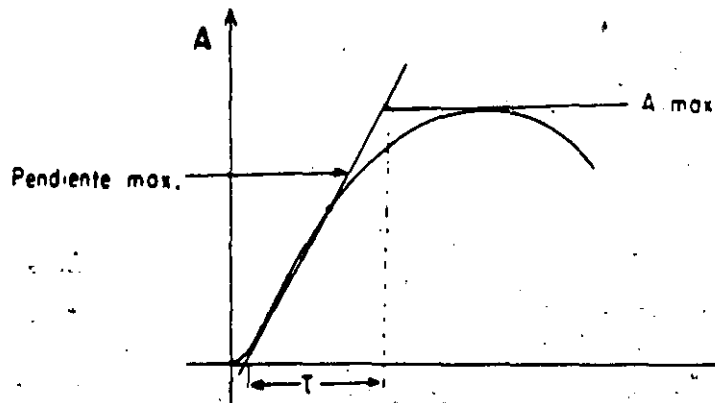


FIG. 1.9 DEFINICION DE Q⁻¹ MEDIANTE EL ANCHO DEL PULSO T

Tomando la diferencia entre dos observaciones de un mismo sismograma se llega a la relación :

$$\tau_1 - \tau_2 = \frac{c}{Q} (t_1 - t_2)$$

en donde : t_1 y t_2 = tiempos de arribo a dos trazas

τ_1 y τ_2 = ancho de los pulsos

Realizando tendidos de refracción sobre un mismo material, es posible observar el ensanchamiento del pulso sísmico en el sismograma y realizar gráficamente el cálculo de " Q ". Al utilizar esta técnica deben de tomarse distancias mayores a 10 m para que el sistema de medición del sismógrafo no afecte notablemente el tiempo de ascenso del pulso sísmico (Blair, 1982).

Dado que los métodos de tiempo de ascenso y ancho del pulso sísmico parecen ser dependientes del tipo de fuente utilizada, el método de cociente de amplitudes espectrales, aun cuando requiere de un procesado digital, es el más apropiado para el cálculo del factor Q (Badri y Mooney, 1987).

1.9. Espectros

En el análisis de las vibraciones y en el diseño sísmico, los espectros son de suma utilidad porque indican el contenido de frecuencias que tiene un registro de vibraciones o sismograma.

Mediante su estudio es posible determinar las frecuencias principales que una excitación sísmica (temblor, demolición, voladura, etc.) produce en el terreno o en las estructuras.

1.9.1 Espectro de Amplitud de Fourier

Es una representación gráfica en el dominio de la frecuencia que caracteriza a una forma de onda o movimiento registrado en el dominio del tiempo. Este proceso se realiza a través de la transformada de Fourier, la cual operacionalmente se define como

$$\begin{aligned} F(\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} G(t) \exp(-i\omega t) dt \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} G(t) \cos(\omega t) dt - i \int_{-\infty}^{\infty} G(t) \sin(\omega t) dt \end{aligned}$$

$$\delta F(\omega) = |F(\omega)| \exp(i\phi(\omega))$$

en donde $|F(\omega)|$ = espectro de amplitud

$\phi(\omega)$ = espectro de fase

1.9.2. Espectro de Respuesta

En la ingeniería sísmica el estudio de las vibraciones es importante para el diseño de estructuras y la simulación de su comportamiento ante eventos sísmicos.

Uno de los modelos más empleados para simular el comportamiento dinámico de una estructura ante el efecto de una vibración, es el sistema con un grado de libertad, según se muestra en la Figura 1.10. Este modelo es adecuado para estudiar la respuesta de edificios de 1 ó 2 pisos, y en algunos casos de 3 (Dowding, 1985).

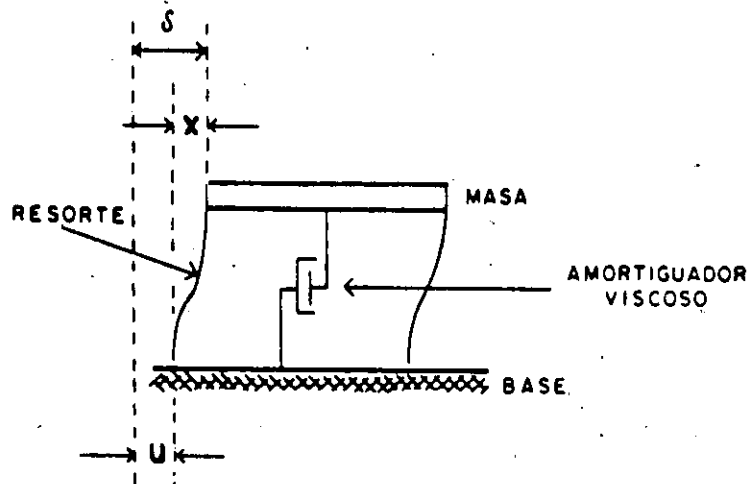


FIG.1.10 MODELO DE UN SOLO GRADO DE LIBERTAD
(DOWDING, 1985)

La amplitud del desplazamiento relativo "x" es la diferencia entre el desplazamiento absoluto " δ " de la masa m y el desplazamiento absoluto "u" del suelo. La velocidad de decaimiento de la amplitud relativa "x" con el tiempo, es proporcional al amortiguamiento c del sistema. El resorte representa la rigidez de los componentes principales de la estructura.

El espectro de respuesta es una gráfica de respuestas máximas, en desplazamiento o velocidad, de sistemas con un grado

de libertad para la misma vibración. Diferentes construcciones o partes de una construcción tienen diferentes frecuencias naturales de vibración.

La ecuación de movimiento de sistemas con un grado de libertad se puede escribir de la siguiente manera :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u}$$

donde m = masa

\ddot{x} = aceleración relativa

\dot{x} = velocidad relativa

x = desplazamiento relativo

c = coeficiente de amortiguamiento

k = constante del resorte

\ddot{u} = aceleración absoluta

La ecuación anterior puede reescribirse en función de la frecuencia natural " w " de la estructura y la fracción de amortiguamiento crítico " ξ " de la siguiente manera :

$$\ddot{x} + 2\xi w\dot{x} + w^2 x = \ddot{u}$$

Los parámetros w y ξ pueden medirse directamente a partir de la vibración libre registrada en un sismograma.

La solución de la ecuación anterior, en términos del registro de aceleración absoluta $\ddot{u}(t)$, se conoce como integral de Duhammel y está dada por (Dowding, 1985)

$$x(t) = -\frac{1}{w\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{Sen}[w_c(t-\tau)] d\tau$$

con $x = \dot{x} = 0$ para $t = 0$, y $w_c = w\sqrt{1-\xi^2}$

En términos del registro de velocidad de partícula $\dot{u}(t)$, también se puede escribir como

$$x(t) = -\int_0^t \dot{u}(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \left[\text{Cos}[w_c(t-\tau)] - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{Sen}[w_c(t-\tau)] \right] d\tau$$

con $x = \dot{x} = 0$ para $t=0$

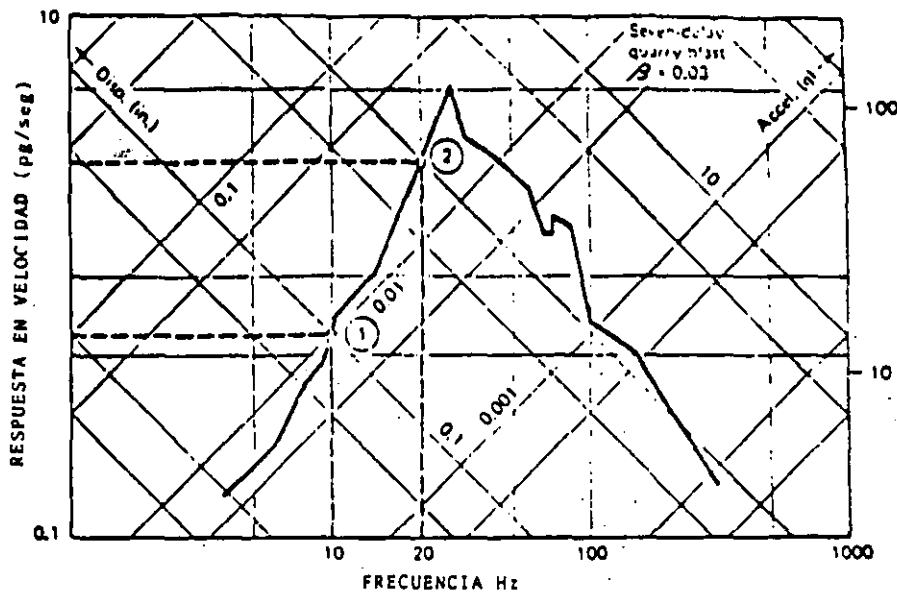
El espectro de respuesta puede adquirir cualquiera d las siguientes 3 modalidades (Hudson, 1979) :

$SD = |x(t)|_{max}$ = espectro de respuesta del desplazamiento relativo

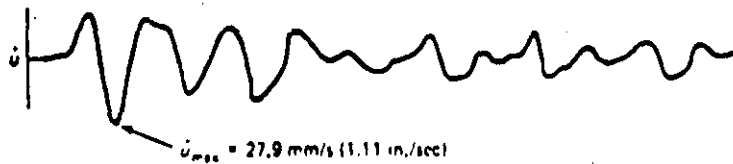
$SV = |\dot{x}(t)|_{max}$ = espectro de respuesta de la velocidad relativa

$PSV = 2 \pi f SD$ = espectro de respuesta de pseudovelocidad

Normalmente se utiliza el PSV como espectro de respuesta de una estructura o suelo, calculándose para un amortiguamiento " ξ " y una serie de frecuencias naturales " w ". El espectro de pseudovelocidad es una aproximación cercana al espectro de velocidad relativa SV si el pulso asociado a X_{max} es aproximadamente senoidal. La figura 1.11a muestra el espectro de pseudovelocidad para un amortiguamiento del 3 %, correspondiente a la vibración de la Figura 1.11b



a) ESPECTRO DE RESPUESTA



b) VIBRACION ASOCIADA (Dowding, 1980)

FIG. 1.11

El espectro de velocidad relativa de un sistema con un grado de libertad y $\xi = 0$ es (Hudson, 1979)

$$S V_0 = \dot{X}(t) = \int_0^t \ddot{u}(T) \cos W(t-T) dT$$

y su valor máximo

$$|\dot{X}(t)|_{\max} = \left\{ \left[\int_0^{t_m} \ddot{u}(T) \cos WT dT \right]^2 + \left[\int_0^{t_m} \ddot{u}(T) \text{Sen} WT dT \right]^2 \right\}^{1/2}$$

en donde t_m = tiempo en el que $\dot{X}(t)$ es máxima.

Por otro lado, el espectro de amplitud de Fourier está definido por

$$|F(W)| = \left\{ \left[\int_0^t \ddot{u}(T) \cos WT dT \right]^2 + \left[\int_0^t \ddot{u}(T) \text{Sen} WT dT \right]^2 \right\}^{1/2}$$

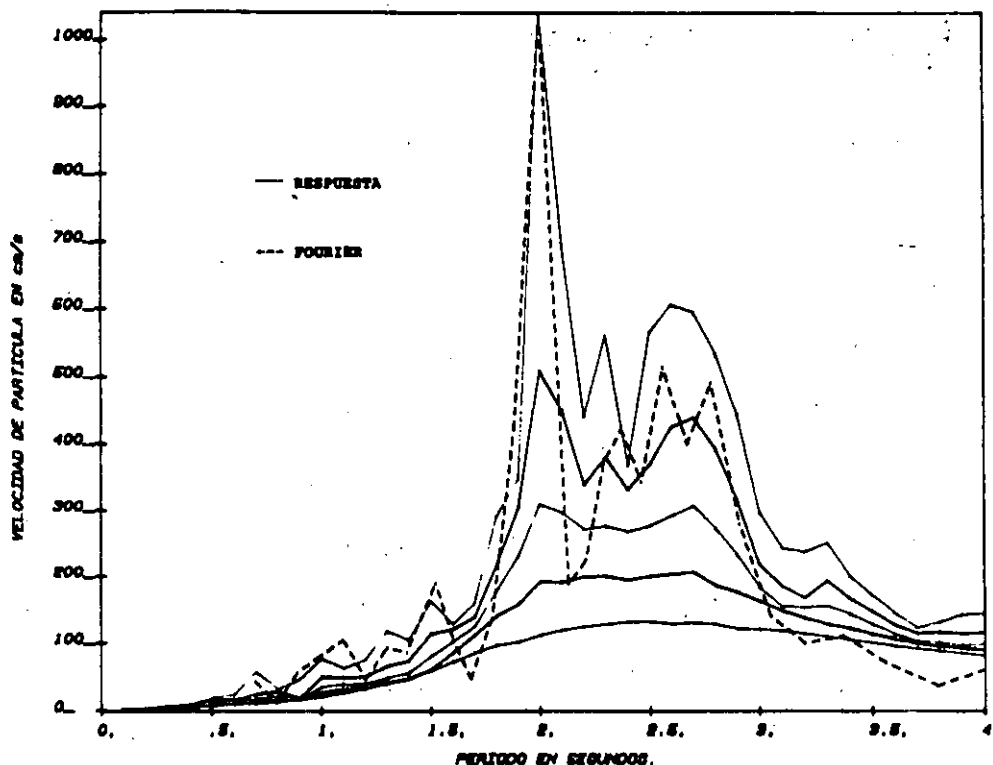
Como se desprende de las expresiones anteriores, el espectro de velocidad relativa es similar al espectro de Fourier. Es por ello que el espectro de velocidad relativa puede utilizarse para determinar el contenido de frecuencia de una vibración, con la ventaja adicional de poder predecir la respuesta de una estructura modelada por un sistema de un grado de libertad.

La Figura 1.12 muestra el espectro de velocidad relativa del sismo registrado en la S.C.T. el 19 de septiembre de 1985, para amortiguamientos del 0, 2, 5, 10 y 20 por ciento. Como se puede observar, las ordenadas espectrales se reducen conforme se incrementa el amortiguamiento en una proporción que está en función de la frecuencia (Carrillo, 1969). En la misma figura, el espectro de amplitud de Fourier calculado con la subrutina FORK (Clearbout, 1976) aparece con línea punteada.

En ingeniería sísmica la respuesta dinámica de las estructuras se estima a través de los espectros de respuesta, los cuales son generalmente calculados a partir de los acelerogramas que se registran directamente sobre las estructuras, durante algunos eventos sísmicos.

De la misma forma, se puede obtener el espectro de respuesta del suelo a partir del acelerograma de una vibración registrada en campo libre. Este espectro es similar al de un sismo de corta duración, aunque más sencillo en su forma (Hudson et al, 1961). El cálculo del espectro de respuesta de velocidad relativa o del espectro de pseudovelocidad es de gran importancia en el empleo de ciertos criterios de seguridad, como se verá más adelante.

FIG 1.12 ESPECTROS DE RESPUESTA Y FOURIER DEL SISMO DE 1985 EN LA CIUDAD DE MEXICO (SCT-MU). BETA= 0, 2, 5, 10 y 20%



1.9.3 Predicción del Espectro de Respuesta

En algunos trabajos de voladuras, ya sea en la minería o en la construcción, donde es necesario controlar la vibración para no danar ciertos cuerpos o estructuras, se acostumbra estimar el desplazamiento, la velocidad y la aceleración máximos, en función de variables tales como la distancia a la fuente explosiva, el peso de la carga y, en ocasiones, la velocidad de propagación y la densidad del medio (Hendron, 1977).

En el papel tripartita (Figura 1.3) los 3 parámetros dinámicos de partícula corresponden a rectas de valor constante cuya unión va a delimitar el trapecio que describe el comportamiento dinámico de la vibración en función de la frecuencia. Se ha observado que la forma de esta gráfica se asemeja burdamente al espectro de pseudovelocidad, calculado a partir de sismogramas de velocidad de partícula o acelerogramas, pero con amplitudes menores. Por este motivo, los valores estimados de desplazamiento, velocidad y aceleración son multiplicados por ciertas constantes, llamadas factores de amplificación, para obtener un espectro estimado de respuesta muy

simplificado, pero similar al real (ver Figura 1.13).

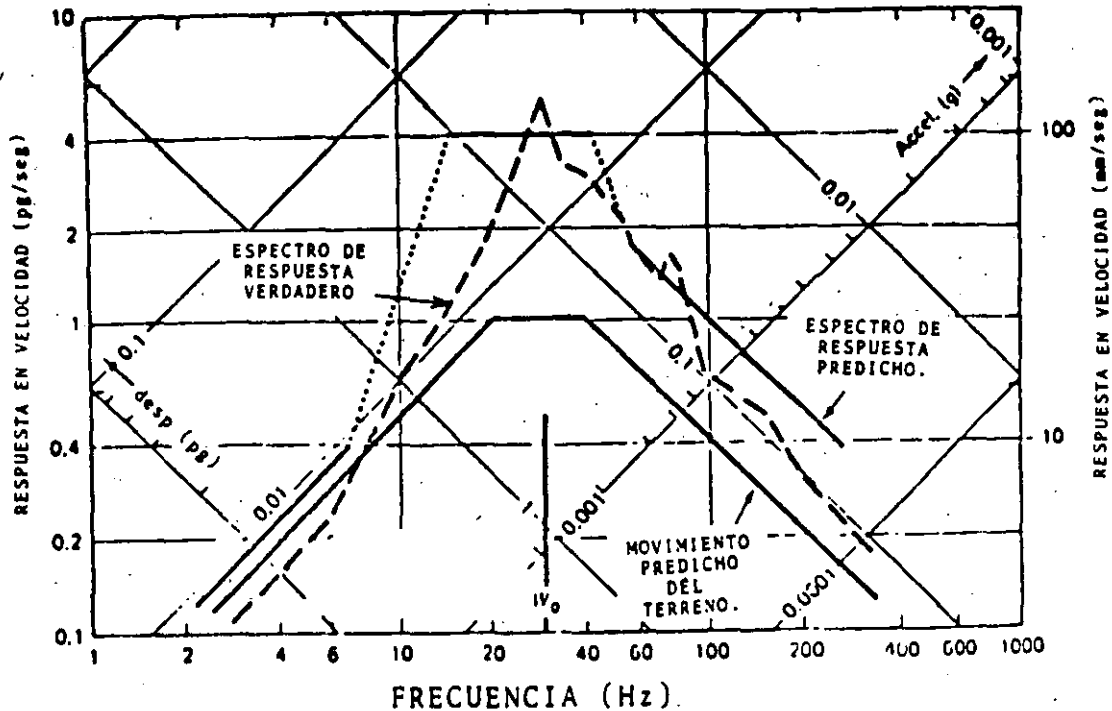


FIG. 1.13 COMPARACION ENTRE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA CALCULADO Y PRONOSTICADO (DOWDING, 1985)

Como el espectro real de respuesta también depende del grado de amortiguamiento característico del sistema donde se realizó la medición, los factores de escalamiento requerirán una modificación adicional. Dowding (1985) propone factores de amplificación y reducción, según sea el factor de amortiguamiento crítico que prevalezca en las zonas donde se realicen las voladuras. Sin embargo, la gran dispersión de los datos de campo que Dowding emplea y las condiciones particulares de cada sitio, hacen que muchas veces la predicción del espectro no sea muy confiable.

2. CRITERIOS DE SEGURIDAD

El desarrollo de la actividad minera y de la industria de la construcción ha hecho necesaria la adopción de criterios de seguridad para la prevención de daños a estructuras civiles o a cuerpos rocosos cercanos a la zona de voladura.

Actualmente, varios países cuentan con regulaciones propias para el control de vibraciones causadas por voladuras. En este capítulo se discutirán los más importantes criterios de seguridad que se han venido utilizando en Estados Unidos y en algunos países europeos, desde 1949 hasta la fecha. Aunque todos los criterios de seguridad se basan en el estudio y experimentación del fenómeno vibratorio, es preciso subrayar que muchos de ellos no deben ser aplicados directamente en otros sitios, debido a que pueden haber condiciones muy diferentes en los tipos de suelo, las características de la fuente vibratoria o calidad en la construcción de las estructuras.

En la discusión de los criterios de seguridad se hablará de cargas cilíndricas y cargas esféricas. Las primeras producen frentes de onda aproximadamente cilíndricos, mientras que las segundas generan frentes de onda esféricos, que se propagan en forma radial alejándose del punto de voladura. Cuando la longitud del cilindro " L " es mayor que 6 veces su diámetro " D ", se considera que la carga es cilíndrica; en otro caso, se supone que se comportará como carga esférica.

2.1 Cociente de Energía de Crandell (1949)

Para estimar el daño causado por vibraciones, Crandell (1949) propuso el concepto de Cociente de Energía $ER = a^2 / f^2$, donde " a " y " f " son la aceleración y la frecuencia de la onda de mayor amplitud, respectivamente.

Para un movimiento senoidal este cociente es proporcional a la energía cinética de la onda, la cual se define como

$$\text{ENERGIA CINETICA} = EC = \frac{1}{2} m v^2$$

en donde " m " representa la masa de la partícula y " v " su velocidad.

Considerando valores máximos tenemos que :

$$V = v_{\max} = a / 2 \pi f$$

y por tanto:

$$EC = \frac{W}{2g} \frac{a^2}{4\pi^2 f^2} = K \frac{a^2}{f^2}$$

con W = peso de la partícula
 g = aceleración de la gravedad
 K = constante

El criterio de Crandell, basado en investigaciones de aproximadamente 1000 estructuras residenciales, antes y después de la detonación, es el siguiente :

COCIENTE DE ENERGIA ($ER = a^2 / f^2$)	DAÑO ESTIMADO
< 3	NINGUNO
3 - 6	PROBABLE DAÑO
> 6	DAÑO SEGURO

TABLA 2.1 CRITERIO DE CRANDELL (1949)

2.2 Distancia Escalada

La necesidad de correlacionar niveles de vibración del suelo a diferentes distancias de la carga explosiva, ha conducido al concepto de distancia escalada (SD).

La distancia escalada es un parámetro que combina la distancia a la voladura o fuente de vibración y el peso de la carga explosiva, con relación a la velocidad pico de partícula. La intensidad de la vibración es directamente proporcional al peso de la carga detonada, de acuerdo con la relación empírica

$$V_{\max} = k \left(\frac{d}{W} \right)^m = k (SD)$$

con : d = distancia a la voladura

W = peso total de explosivos por periodo de retardo mayor o igual a 8 milisegundos

k, m = factores de sitio

Se acostumbra poner a la distancia escalada en función de la raíz cuadrada de la carga ($d / W^{1/2}$) o bien, de su raíz cúbica ($d / W^{1/3}$).

Para la determinación de los parámetros de sitio " k " y " m ", se grafican en papel logarítmico valores de velocidad pico de partícula contra distancia escalada. La recta que mejor se ajusta a los datos tiene una pendiente negativa " m " y una intersección " k " en el eje de las ordenadas, que corresponde a una distancia escalada igual a 1 (Figura 2.1).

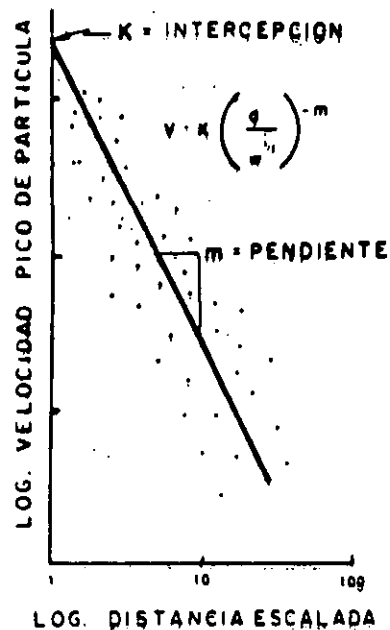


FIG. 2.1

GRAFICA DE DISTANCIA ESCALADA CONTRA VELOCIDAD DE PARTICULA

Hendron (1977), correlacionando mediciones de voladuras en minas a cielo abierto, canteras y obras de construcción, elaboró un criterio de distancia escalada en función de la raíz cúbica de la carga (Figura 2.2), con el cual recomienda que para distancias escaladas mayores a 10 se utilice la ecuación

$$V = 360 \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right)^{-1.6}$$

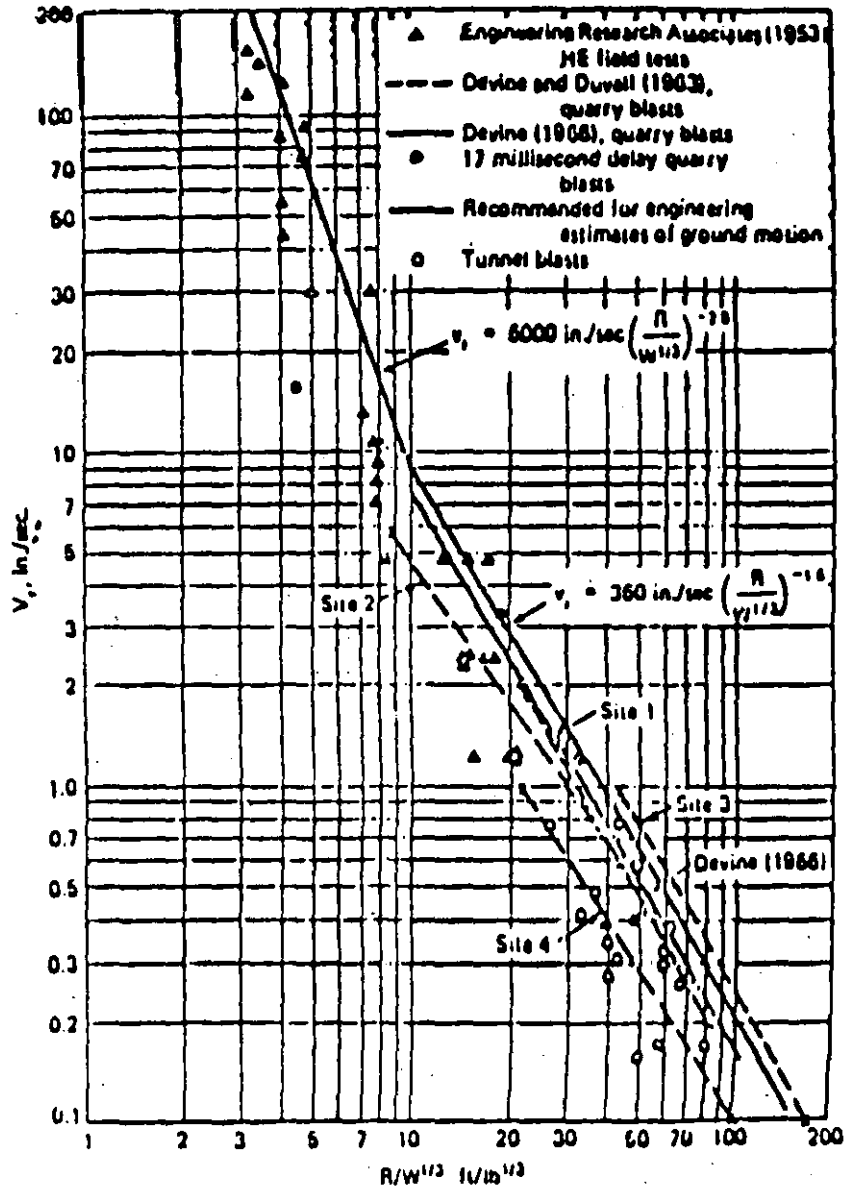


FIG. 2.2 VELOCIDAD DE PARTICULA CONTRA ESCALAMIENTO DE LA RAIZ CUBICA DE LA CARGA (HENDRON, 1977).

Otros tipos de escalamiento para voladuras realizadas en roca sana (canteras y túneles) toman en cuenta, además de la distancia a la fuente y el peso de la carga, la velocidad de propagación y la densidad de la roca para obtener valores

pronosticados de desplazamiento, velocidad o aceleración de la partícula. Un ejemplo de estas relaciones es (Dowding, 1985)

$$u = 0.0028 \text{ in} \left(\frac{100 \text{ ft}}{R} \right)^{1.11} \left(\frac{10000 \text{ ft/s}}{C} \right)^{1.4} \left(\frac{W}{10 \text{ lb}} \right)^{0.7} \left(\frac{4.66 \text{ lb/ft}^3}{\rho} \right)^{0.7}$$

$$\dot{u} = 0.72 \text{ in/s} \left(\frac{100 \text{ ft}}{R} \right)^{1.46} \left(\frac{W}{10 \text{ lb}} \right)^{0.48} \left(\frac{4.66 \text{ lb/ft}^3}{\rho} \right)^{0.48}$$

$$\ddot{u} = 314 \text{ in/s}^2 \left(\frac{100 \text{ ft}}{R} \right)^{1.84} \left(\frac{C}{10000 \text{ ft/s}} \right)^{1.45} \left(\frac{W}{10 \text{ lb}} \right)^{0.29} \left(\frac{4.66 \text{ lb/ft}^3}{\rho} \right)^{0.28}$$

donde R = distancia de la carga al punto de medición
 C = velocidad compresional de la roca encajonante
 W = peso del explosivo por retardo mayor o igual a 8 ms
 ρ = densidad de la roca encajonante

La Oficina de Minas de Estados Unidos (USBM) ha comparado el escalamiento de la raíz cúbica de la carga con el de la raíz cuadrada, concluyendo que este último proporciona un ajuste relativamente mejor. Sin embargo el escalamiento dimensionalmente correcto para cargas cilíndricas es la raíz cuadrada de la densidad lineal de carga, por el cual las velocidades pico son función de la distancia escalada por el peso del explosivo por unidad de longitud de la columna de explosivo. Investigaciones recientes (Redpath, 1987) han demostrado que el empleo de este escalamiento reduce notablemente la dispersión de los datos experimentales y proporciona un ajuste mucho mejor.

2.3 Criterio de Moura Estevez (1970)

Como se mencionó anteriormente, en el establecimiento de criterios de seguridad, y específicamente en el concepto de distancia escalada, pocas veces se incluye el efecto de la litología del área sobre la cual se realizan las mediciones. El escalamiento propuesto por Dowding (1985), aunque toma en cuenta la velocidad y densidad del material, fue derivado para voladuras en roca sana.

La Tabla 2.2 resume las observaciones de daños a residencias habitacionales llevadas a cabo por Moura Estevez (1970), del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa, tomando en cuenta el tipo de litología sobre la que se asientan las construcciones.

MATERIAL	ARENA, ALUVION, ARCILLA ABAJO DEL NIVEL FREATICO	MORRENA, ESQUISTO, CALIZA	CALIZA DURA, DIABASA, GNEISS, GRANITO, ARENIS- CA CUARCITICA	TIPO DE DAÑO
VELOCIDAD DE ONDA P (m/s)	1000-1500	2000-3000	4500-6000	
VELOCIDAD DE PARTICULA (in/s)	0.70	1.37	2.75	NO SE CREAN GRIETAS
	1.18	2.16	4.33	GRIETAS MUY CHICAS
	1.57	3.14	6.29	GRIETAS CHICAS
	2.36	4.52	9.00	GRANDES GRIETAS

TABLA 2.2 TIPO DE DAÑO EN CASAS HABITACION CIMENTADAS EN MATERIALES CONOCIDOS

2.4 Criterio de Langefors (1978)

Este criterio fue desarrollado en los países escandinavos, mediante la instrumentación de las voladuras que se realizaron en roca firme, para diferentes obras de construcción. La Tabla 2.3 muestra las velocidades de partícula encontradas por Langefors y Kihlstrom (1978), las cuales no deben ser aplicadas para la seguridad de casas habitación, como se verá más adelante.

Paralelamente a dichos trabajos, varios investigadores monitorearon un gran número de voladuras con el objeto de relacionar los niveles de vibración con el daño observado. Los resultados a que llegaron estos estudios complementarios se muestran en la Tabla 2.4.

VELOCIDAD (mm/s)	DE PARTICULA (in/s)	POSIBLE DAÑO
< 75	< 2.95	NO SE NOTAN FISURAS
75 - 100	2.95 - 3.94	FISURAS INSIGNIFICANTES, SE CAEN LOS APLANADOS
100 - 150	3.94 - 5.91	FISURAS
150 - 225	5.91 - 8.86	GRANDES FISURAS

TABLA 2.3 CRITERIO DE LANGEFORS (1978)

VELOCIDAD (mm/s)	DE PARTICULA (in/s)	NATURALEZA DEL DAÑO
304.8	12.0	SE CAE ROCA EN TUNELES SIN REVESTIMIENTO
193.0	7.6	50 % DE PROBABILIDAD DE CAUSAR DAÑO MAYOR EN EL ENYESADO DE CASAS
137.2	5.4	50 % DE PROBABILIDAD DE CAUSAR DAÑO MENOR EN EL ENYESADO DE CASAS
71.1 - 83.3	2.8 - 3.3	UMBRAL DE DAÑO POR VOLADURAS CERCANAS
50.8	2.0	SEGURIDAD PARA CASAS HABITACION

TABLA 2.4 NIVELES DE DAÑO CAUSADO POR
VIBRACIONES (DU PONT, 1983)

2.5 Criterio USBM - RI 8507 (1980)

Uno de los criterios más utilizados para determinar el posible daño a estructuras, causado por voladuras, es el propuesto por la Oficina de Minas de los Estados Unidos (USBM) en 1980, según el reporte de investigación # 8507. La Figura 2.3 muestra gráfica y tabularmente los valores máximos permisibles que acepta esta norma para garantizar la seguridad de las casas

habitación. Como se puede observar, el criterio se basa en la determinación de la frecuencia del pulso dominante, así como de la velocidad y desplazamiento máximos de partícula asociados.

Algunas de las conclusiones más importantes que se pueden señalar de la aplicación de dicho criterio son :

1) El límite inferior de velocidad, correspondiente al intervalo de 4 a 15 hz, es aplicable a casas habitación que se encuentran alejadas del área de voladura o están cimentadas en terrenos suaves, condiciones que favorecen la transmisión de las bajas frecuencias.

2) Los daños que producen las voladuras de baja frecuencia (< 40 hz) son potencialmente mayores que los ocasionados por las voladuras de alta frecuencia (> 40 hz), típicas de trabajos de explotación de canteras.

3) La probabilidad de causar daño a estructuras con vibraciones cuya velocidad pico es inferior a 0.5 in/s es menor al 5 % .

2.6 Criterio RSVP

Este criterio fue elaborado por Vibra Tech Engineers, Inc. para analizar el comportamiento que podrían tener diferentes estructuras por las vibraciones del terreno (Response Spectrum Velocity Profile). Durante los últimos años, los ingenieros de esa compañía han sugerido que la respuesta estructural es un criterio más racional para evaluar los efectos provocados por las vibraciones sobre las estructuras.

La respuesta estructural depende de la amplitud y frecuencia del movimiento del terreno, así como de la frecuencia natural y amortiguamiento de la estructura. Cualquier construcción se comporta como un diapason que vibra en función de su frecuencia natural cuando se le excita. Así, cuando la frecuencia del movimiento del terreno coincide con la frecuencia natural de la estructura, por resonancia pueden crearse amplificaciones del movimiento dentro de la estructura.

La frecuencia natural de una estructura depende sobre todo de su altura, de tal forma que edificios altos, por ser más flexibles, vibrarán a bajas frecuencias mientras que las estructuras de pocos niveles, por ser más rígidas, vibrarán a mayores frecuencias. En investigaciones recientes se ha determinado que la frecuencia natural de las casas habitación varía de 3 a 18 hz, dependiendo de su altura, tipo de construcción, etc.

Por otro lado, como se discutió anteriormente, el amortiguamiento es una medida de la resistencia de la estructura a movimientos vibratorios.

Cuando el sismograma de velocidad de partícula ha sido digitizado, es posible realizar un análisis en frecuencia y calcular el espectro de respuesta de pseudovelocidad para diferentes estructuras. Los valores máximos de pseudovelocidad se grafican, para cada frecuencia natural de la estructura, como respuestas máximas de velocidad relativa (Figura 2.4). El término "velocidad relativa" se refiere a la diferencia en velocidad que puede darse entre suelo y estructura.

En el criterio RSVP se recomienda que la velocidad relativa no sobrepase el valor de 1.5 in/s, para garantizar la seguridad de las casas habitación o construcciones de pocos niveles.

2.7 Criterio OSM (1983)

Este criterio fue dado a conocer en marzo de 1983 por la Oficina de Minería Superficial (OSM) de Estados Unidos, para el control de las vibraciones y el golpe de aire en la explotación de las minas de carbón a cielo abierto. Sin embargo actualmente, debido a su versatilidad, ha sido adoptado en otras actividades mineras y de la construcción.

Para satisfacer las regulaciones de la OSM se tienen tres opciones :

- 1) Limitar la velocidad de partícula
- 2) Utilizar un factor de distancia escalada
- 3) Utilizar un criterio de velocidad contra frecuencia

La primera opción requiere el empleo de un sismógrafo capaz de monitorear la velocidad de partícula en cada voladura. Los valores máximos permitidos de velocidad de partícula para diferentes distancias se dan en la siguiente tabla :

DISTANCIA A LA VOLADURA (ft)	VELOCIDAD MAXIMA DE PARTICULA PERMISIBLE (in/s)
0 - 300	1.25
301 - 5000	1.00
> 5000	0.75

TABLA 2.6 CRITERIO OSM - PRIMERA OPCION

El empleo de la opción de distancia escalada permite prescindir de mediciones de velocidad de partícula, siempre cuando se apliquen los factores de distancia escalada especificados por la OSM :

DISTANCIA A LA VOLADURA (ft)	FACTOR DE DISTANCIA ESCALADA
0 - 300	50
301 - 5000	55
> 5000	65

TABLA 2.7 CRITERIO OSM - SEGUNDA OPCION

En esta segunda opción se utiliza la siguiente definición de distancia escalada :

$$SD = d / W^{**} (1/2)$$

en donde d = distancia en ft a la detonación
W = carga en lb por periodo de retardo mayor a 8 ms

La tercera opción permite el empleo de límites de velocidad de partícula en función de la frecuencia de los pulsos dominantes (Figura 2.5).

En términos generales, este criterio es muy similar al USBM - RI8507 y puede aplicarse espectralmente a través de un análisis en frecuencia de las vibraciones, en el cual se determine la intensidad correspondiente a cada armónico.

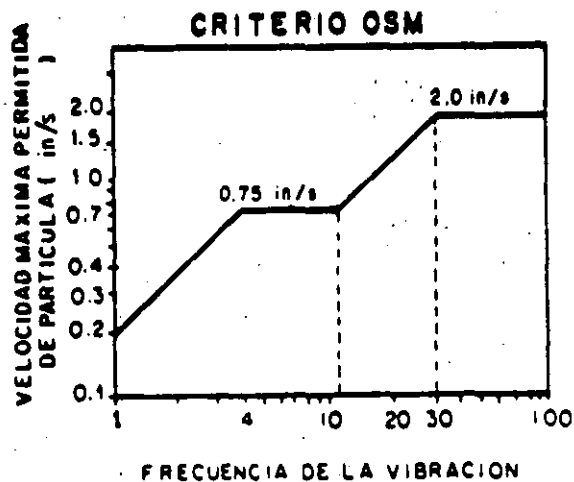


FIG. 2.5 CRITERIO OSM - TERCERA OPCION

2.8 Criterio de Seguridad para el Golpe de Aire

El golpe de aire es una onda compresional, producida por una voladura, que se propaga en el aire con una velocidad igual a la del sonido, motivo por el cual suele denominársele onda sónica o de choque. El ruido es la porción de golpe de aire que se encuentra en la parte audible del espectro, el cual cubre el rango de 20 a 20 000 hz, mientras que la concusión es la porción correspondiente a los valores menores a 20 hz.

El golpe de aire producido durante una detonación puede causar efectos indeseables sobre estructuras y molestias a la población. Por ello es recomendable establecer un nivel máximo de la presión sonora, ocasionada por el golpe de aire, como criterio de seguridad.

El control de los efectos del golpe de aire y la predicción de su magnitud son aspectos mucho más difíciles de investigar que el caso de las vibraciones del suelo, ya que intervienen fenómenos meteorológicos sobre los cuales no se tiene control.

La magnitud del golpe de aire se mide en unidades de presión sobre la presión atmosférica, denominándosele sobrepresión. Este parámetro se expresa en libras por pulgada cuadrada (lb/in²) o en decibeles (db).

En la literatura técnica se distinguen 4 causas de sobrepresión (Siskind et al, 1980) :

- 1) Pulso de presión de aire (APP), provocado por el desplazamiento directo de la roca.
- 2) Pulso de presión de roca (RPP), causado por la vibración del suelo.
- 3) Pulso de escape de gas (GRP), producido por el gas que escapa de la detonación a través de la roca fracturada.
- 4) Pulso de escape del taco o atacadura (SRP), originado por el gas que escapa a través del taco.

El pulso RPP es el primero en llegar, transmitido por el movimiento vertical del terreno, generalmente con la menor amplitud de sobrepresión. Wiss (1980) ha dado la siguiente relación entre el movimiento vertical V del suelo, en in/s, y la presión del pulso RPP, en lb/in² :

$$RPP = 0.0015 V$$

Con este factor se vuelve factible pronosticar el nivel mínimo esperado para la onda de aire.

El pulso APP llega a través del aire segundos después del RPP debido a la menor velocidad de propagación del sonido con respecto a la de la roca encajonante. A cortas distancias, este pulso se distingue por su alta frecuencia y gran amplitud.

La medición correcta del golpe de aire requiere que el registro sónico incluya todos los componentes de frecuencia presentes en dicho movimiento, sobre todo los correspondientes a la concusión (<20 hz) que pueden danar estructuras directamente o, más comúnmente, producir vibraciones de frecuencias más altas, percibidas como ruido en ventanas, puertas y otros objetos (Du Pont, 1983).

Los criterios de seguridad para la onda de choque se han elaborado siguiendo una metodología similar a la de las vibraciones. Así, la Figura 2.6 muestra una relación entre la sobrepresión de la onda de aire y la distancia escalada para cargas confinadas y no confinadas. Como se puede observar, esta ley de poder sólo es aplicable a sobrepresiones menores a 1 lb/in² y la distancia escalada que se utiliza es función de la raíz cúbica de la carga. Por otro lado, también se puede notar que el rango normal de sobrepresiones para cargas explosivas confinadas es de 30 a 40 db menor que el de cargas no confinadas para la misma distancia escalada.

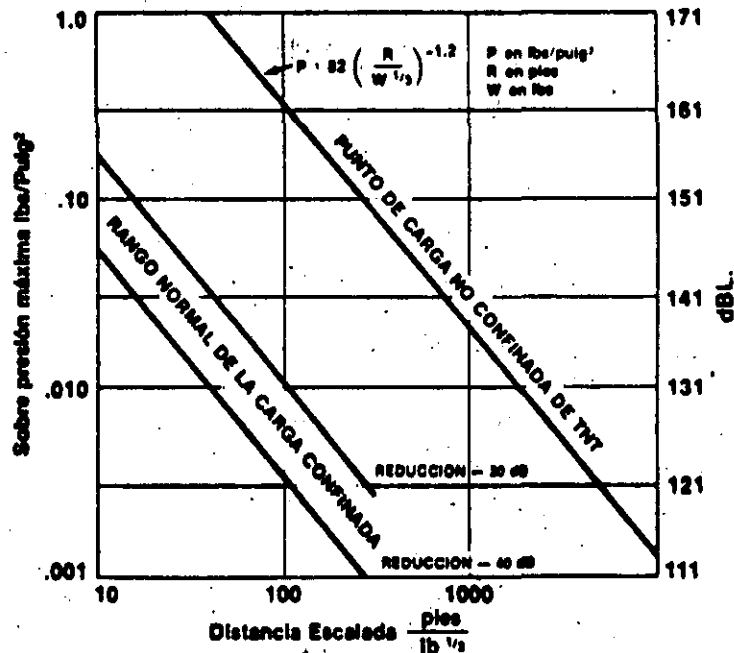


FIG. 2.6 SOBREPRESION DE LA ONDA DE AIRE EN FUNCION DE LA DISTANCIA ESCALADA (DU PONT, 1983)

Se han hecho muchos estudios sobre los efectos de las ondas de choque provenientes de voladuras, explosiones nucleares y aviones supersónicos en las estructuras. Todos ellos concuerdan en que las ventanas de vidrio constituyen la parte más frágil y susceptible de ser dañada por la onda de aire, razón por la cual se les involucra en la mayoría de los criterios de seguridad. La Tabla 2.8 resume los resultados de estos estudios.

SOBREPRESION (db) (lb/in ²)		EFFECTO DEL GOLPE DE AIRE
181	3.00	DAÑO CONSIDERABLE EN ESTRUCTURAS CONVENCIONALES
171	1.0	SE ROMPEN LA MAYORIA DE LAS VENTANAS
151	0.10	ALGUNAS VENTANAS SE ROMPEN
141	0.03	ALGUNAS VENTANAS CON VIDRIOS GRANDES SE PUEDEN ROMPER
136	0.02	LIMITE DEL USBM-RI5968 (1962)

TABLA 2.8 RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS EFECTOS DE LAS ONDAS DE CHOQUE (DU PONT, 1983)

Algunos investigadores (Siskind et al, 1980), correlacionando los efectos que producen en estructuras residenciales el golpe de aire y la vibración del suelo, han determinado niveles de sobrepresión equivalentes a la velocidad pico de partícula de 0.5 in/s. Dichos niveles dependen de la frecuencia de corte del filtro de paso alto del aparato de medición, como se indica en la siguiente tabla :

SOBREPRESION	FRECUENCIA DE CORTE
135 db	0.1 hz
134 db	2.0 hz
132 db	6.0 hz

TABLA 2.9 SOBREPRESIONES EQUIVALENTES A 0.5 in/s EN RELACION A LA FRECUENCIA DE CORTE

Los valores mostrados en esta tabla han sido adoptados por la norma USBM - RI8485 (Siskind, 1980) como niveles de máxima seguridad.

Se han reportado roturas de vidrios para niveles entre 139 y 151 db pero existe consenso de que el dano a estructuras se hace improbable abajo de 0.030 lb/in² ó 141 db. Sin embargo, actualmente la norma USBM - RI8507, de noviembre de 1980, recomienda 129 db ó 0.0082 lb/in² como nuevo limite de seguridad.

2.9 Respuesta Humana

El cuerpo humano es muy sensible a las vibraciones y al golpe de aire producido por una detonación. La Figura 2.7 muestra el comportamiento del cuerpo humano en relación con los niveles de vibración.

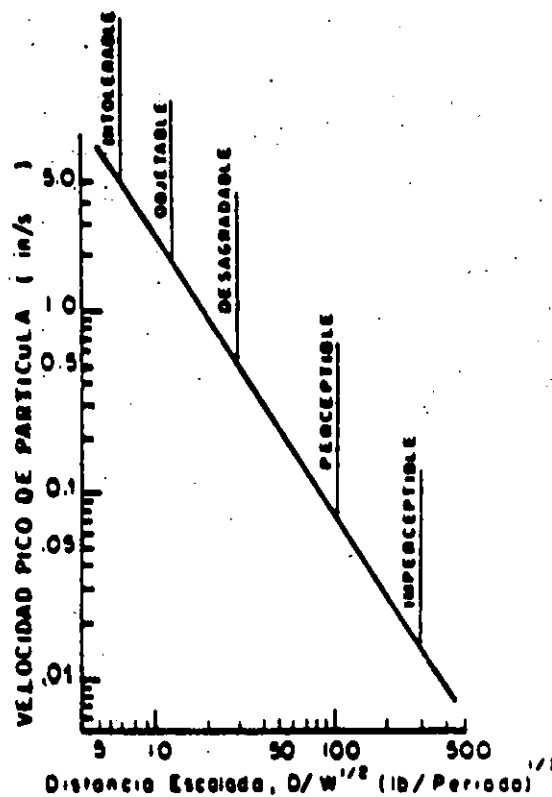
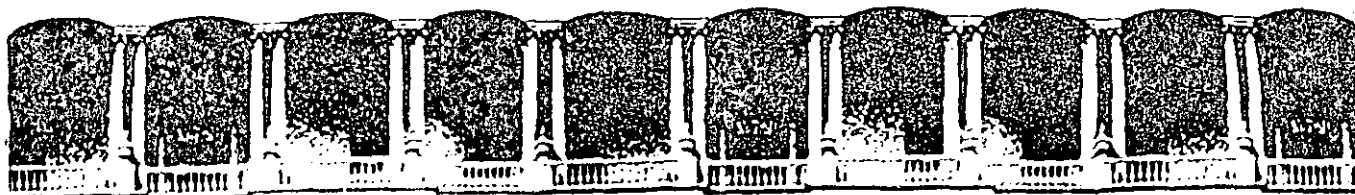


FIG. 2.7 RESPUESTA HUMANA A DIFERENTES DISTANCIAS ESCALADAS (BAUER ET AL, 1978)



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992.

GEOLOGIA AMBIENTAL Y ASPECTOS INGENIERILES

ING. JUAN SANCHEZ PEREZ

JUNIO - 1992

**GEOLOGIA AMBIENTAL Y ASPECTOS
INGENIERILES**

- Filosofía y Aspectos Ingenieriles de La Geología Ambiental
- Procesos Terrestres Peligrosos
- Integración del Hombre y Medio Ambiente
- Minerales, Energía y Medio Ambiente
- La Ingeniería Ambiental y La Energía

Jueves 4, 9-14 Hrs

Ing. Juan Sánchez Pérez

RELACIÓN DE DOCUMENTOS QUE SE ENVIAN COMO SOPORTE PARA EL CURSO DE GEOLOGÍA AMBIENTAL Y SUS ASPECTOS INGENIERILES.

1. PROGRAMA.
2. INTRODUCCION.
3. LOS SIETE CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE LA G.A. (I.2). 1p.
4. LA EVOLUCIÓN DE LA ETICA (FIGURA). 1p.
5. MODELOS QUE MUESTRAN LOS POSIBLES CAMINOS QUE CONDUJERON A LA DEGRADACIÓN DEL AMBIENTE (FIGURA). 1p.
6. EL AGUJERO DE OZONO (ARTÍCULO DE 5P./2 = 2½H.)
7. EL DESIERTO DE SAHARA Y LA CRISIS AMBIENTAL (ARTÍCULO, 2P.= 1H.)
8. FLOODING IN SAN DIEGO COUNTY (ARTÍCULO, 11P.,c/I) = 5½H
9. DESLIZAMIENTOS EN EL KM 20+415 DE LA CARRETERA TIJUANA-ENSENADA (APÉNDICE 7; 2P., 5I.). = 1 H.
10. ENVIRONMENTAL HAZARDS IN THE COASTAL AREAS OF BANGLADESH: GEOLOGIC APPROACH (SUMMARY). 6P. = 3 H.
11. ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA (TABLA). 1 P.
12. SISMIOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO Y EL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985. (TABLAS), 2P.
13. RISCHIO VULCANICO. 1 P.
14. SINTESI DELLE CONSIDERAZIONI GLOBBAL SUL RISCHIO VULCANICO. 1P.
15. APLICACIONES DE LA GEOMORFOLOGÍA (TOMADO DEL CAPÍTULO IX, DE LIBRO ELEMENTOS DE GEOMORFOLOGÍA APLICADA-1988). P.84-90/4= 2...
16. VELUWE, HOLANDA, REGIONALIZACIÓN DEL TERRENO (PLANO DE RELACIÓN DE PROPIEDADES). 1 P.
17. LA BASURA NOS INVADE (ARTÍCULO, 8P./4 = 2H.)
18. CONTAMINACIÓN POR RESIDUOS SÓLIDOS (SUBCAPÍTULO; 3P./4=1½H)
19. WASTE DISPOSAL SITES (INCISO 9.5 DEL LIBRO FIELD HYDROGEOLOGY P.144-145 = 1P.)
20. SCIENTIFIC AND ENGINEERING PARAMETERS IN PLANNING AND DEVELOPMENT OF A LANDFILL SITE IN PENNSYLVANIA. (FRAGMENTO DEL CAPÍTULO 14, DEL LIBRO GEOMORPHOLOGY AND ENGINEERING; P.289-294 = 3H.
21. REMOTE SENSING METHODS FOR WASTE SITE SUBSURFACE INVESTIGATIONS AND MONITORING. (SUBCAPÍTULO DEL LIBRO HAZARDOUS AND INDUSTRIAL WASTE TESTING AND DISPOSAL; P.243-253 = 3H.)
22. BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.

PROGRAMA PARA EL CURSO DE GEOLOGIA AMBIENTAL Y SUS ASPECTOS
INGENIERILES. EXPOSITOR: SÁNCHEZ P., J. FECHA : JUEVES 04/05/92.

CAPITULO I - FILOSOFIA Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA G. A.

- 1) Las Bases Culturales y la Crisis Ambiental
- 2) Los Siete Conceptos Fundamentales de la G.A.
- 3) Recursos Materiales de la Tierra
- 4) Principales procesos que afectan la superficie terrestre

CAPITULO II - PROCESOS TERRESTRES PELIGROSOS

- 1) Inundaciones producidas por grandes flujos en los rios
- 2) Deslizamientos y los fenómenos asociados con ellos
- 3) Terremotos y fenómenos asociados
- 4) Actividad volcánica
- 5) Riesgos costeros

CAPITULO III - INTERACCION DEL HOMBRE CON EL MEDIO AMBIENTE

- 1) Aspectos geohidrológicos y el uso del agua para consumo humano
- 2) Depósitos sanitarios para basura y desechos químicos peligrosos
- 3) Aspectos geológicos generales de la salud y el medio ambiente

CAPITULO IV - LOS MINERALES, LA ENERGIA Y EL MEDIO AMBIENTE

- 1) Los recursos minerales y el medio ambiente
- 2) La energía y el medio ambiente

CAPITULO V - LA GEOLOGIA AMBIENTAL Y LA INGENIERIA

- 1) Ingenieria Geomorfológica
- 2) Exploraciones del suelo y el subsuelo y su relación ingenieril con los estudios G.A.
- 3) Los aspectos ingenieriles de la canalización de los rios y su relación con la G. A.
- 4) Estudios geológicos e ingenieriles, para el control de los deslizamientos de tierra y/o roca.
- 5) Parámetros científicos e ingenieriles para planear y desarrollar un depósito sanitario para basura

CAPITULO VI - EL USO DEL SUELO Y LA TOMA DE DECISIONES

- 1) La evaluación del terreno con fines ingenieriles
- 2) Leyes para la protección del medio ambiente

Más aún, se ha implicado la *tat* en una variedad de síndromes clínicos asociados con las infecciones del *hiv*, incluyendo la diseminación de los sarcomas de Kaposi y el daño al funcionamiento del sistema inmunológico. Por tanto, el bloqueo de la función *tat* podría conducir al descubrimiento de diversas terapias.

Los científicos de la compañía Roche encontraron, para su sorpresa, que el compuesto que impedía que la proteína *tat* se pegara al ARN viral era un derivado de la benzodiazepina, el tipo de droga utilizada en la terapia contra la ansiedad y la angustia, el *Valium*, un medicamento fabricado por la propia compañía Roche. Las pruebas llevadas a cabo en ratas mostraron que las primeras drogas utilizadas tenían efectos tóxicos sobre los riñones, que resultaban inaceptables. Pero más tarde encontraron otro compuesto que parecía ser suficientemente seguro e inócuo cuando se aplicara a los seres humanos. Por si eso fuera poco, la investigación de laboratorio mostró que el compuesto *anti-tat* tenía la ventaja de actuar de manera sinérgica con drogas como el AZT a fin de detener la proliferación de la infección viral.

Ante estas evidencias se esperaba mayor investigación sobre esta droga. Y, en efecto, un nuevo esfuerzo que involucró a 18 pacientes inicialmente comenzó el mes de mayo pasado en las instalaciones de la Universidad Johns Hopkins, pero fue detenido unas cuantas semanas después. La razón fue, de acuerdo con el vocero de la compañía Roche, Paul Oestreicher, que la compañía en cuestión había decidido a última hora dedicar sus esfuerzos a otros dos compuestos: el *doc*, un pariente del AZT, y una proteasa del *hiv* que ha sido probada en Inglaterra. De acuerdo con Oestreicher, la decisión tomada no representa una falta de compromiso con la terapia contra el *sida*.

Algunas semanas después de decidirse la suspensión de las investigaciones sobre el *anti-tat*, la compañía permitió que comenzaran de nuevo. En esta ocasión el propio Oestreicher explicó que la decisión se había tomado en función de

que cualquier compañía que en adelante decidiera impulsar las investigaciones sobre la *ro 24-7429* sería capaz de hacer uso de los datos desarrollados en los experimentos y esfuerzos de La Roche y con los datos toxicológicos adicionales sería más fácil obtener una licencia para fabricarlo.

La cuestión que aquí se plantea es si el gobierno de Estados Unidos es capaz de impulsar las investigaciones sobre esta droga con mayor compromiso de recursos humanos y capital. La respuesta en primera instancia es *no*, pero lo que sí podría ayudar a hacer es a "manufacturarla y evaluarla clínicamente", dice la jefa de Terapéutica Avanzada de la División del *sida* en el Instituto Nacional de Alergia y Enfermedades Infecciosas (INAEI), Margaret I. Johnston. "Pero en términos prácticos eso es imposible —agrega—, dado que el gobierno debe comenzar a desarrollar las capacidades para llevar a cabo tal manufactura utilizando, al menos en principio, una cantidad relativamente limitada de recursos. El gobierno no puede simplemente hacer que La Roche le proporcione la droga. Si esta compañía lo hace de manera voluntaria, los esfuerzos del grupo de científicos del

INAEI podrían enfocarse a llevar a cabo los estudios necesarios para decidir si la droga debe ser autorizada para su uso por parte de la Administración para Alimentos y Drogas (Food and Drug Administration). Todo lo que La Roche tiene que hacer es dotarnos de la droga. El gobierno tiene los recursos para desarrollar la droga a través de estudios preclínicos adicionales así como por medio de la evaluación clínica."

Sin embargo, Oestreicher afirma que La Roche no quiere hacer las cosas de esa manera y que su intención es, en todo caso, localizar a otra compañía con la que pueda asociarse para obtener la licencia.

Frente a esta situación, el INAEI se ha quedado sin opciones para aplicar el fármaco. La doctora Johnston finalmente declara: "Si yo fuera una compañía vería con mucha seguridad esa droga y trabajaría para desarrollarla", pero por el momento un sentimiento de frustración se ha esparcido entre los funcionarios federales y, desde luego, entre los investigadores y pacientes del *sida* que esperan que la estrategia de los negociados determinen el futuro de la *ro 24-7429*.

EL DESIERTO DEL SAHARA

Y LA CRISIS AMBIENTAL

Se sabe que los procesos de desertificación que han tenido lugar en la Tierra desde que el hombre apareció sobre la misma, y más precisamente los debidos a la expansión de las civilizaciones, son una expresión de la degradación del ambiente que los seres humanos han provocado y que en la actualidad han conducido a lo que conocemos como *crisis ambiental*. Entonces, el estudio de los fenómenos de expansión de los desiertos nos revela datos importantes sobre la dinámica de la pérdida de biodiversidad y de reducción conse-

cuenta de la capa vegetal de nuestro planeta. Muchos científicos de diversas ramas se han preocupado desde hace varios años por comprender mejor el significado de estos procesos a fin de encontrar la manera de detenerlos o, al menos, mitigarlos.

Los recientes descubrimientos en torno a la expansión del desierto del Sahara quizás ayuden a lograr estos propósitos. Una nota publicada en la revista *Science News* el pasado junio nos explica que la expansión del desierto se proyecta como una dramática expresión de la crisis ambiental. La evidencia de ello surgió a raíz del estudio de un conjunto de fotografías tomadas desde satélites, que muestran cómo pequeños pueblos y localidades que poseen cierta cantidad de tierras cultivables a orillas del desierto han sido literalmente enterrados por las tormentas de arena que ahí se producen, con la consecuente pérdida de esos terrenos. Sin embargo, las fotografías tomadas en la última década parecen mostrar que este proceso de expansión del desierto no parece tan severo como habían supuesto hasta hace poco la Organización de Naciones Unidas (ONU) y otros organismos internacionales.

Los reportes de la década de los setenta y los ochenta nos mostraban el borde o la frontera sur del Sahara moviéndose hacia el sur como una onda y expandiéndose en la región del Sahel a una velocidad de cinco kilómetros por año. Las organizaciones internacionales durante esta época culparon, al menos en parte, al sobrepastoreo y otros problemas del uso del suelo de este extenso proceso de desertificación.

Sin embargo, los registros de los satélites meteorológicos de Estados Unidos muestran que la parte sur del Sahara ha retrocedido desde hace unos 11 años, o sea desde 1980.

Compton J. Tucker y Wilbur W. Newcomb, ambos miembros del Goddard Space Flight Center, situado en la ciudad de Greenbelt, en Maryland, EE.UU., así como Harold E. Dregne, de la Universidad Tecnológica de Texas en Lubbock, son los principales autores de

las investigaciones que se mencionan y recientemente hicieron la publicación de algunos de sus resultados.

Por su parte, Sharon E. Nicholson, investigador en meteorología de las Universidad Estatal de Florida en Tallahassee, ha estudiado los patrones de precipitación pluvial en el desierto del Sahara y, al hacer referencia a los resultados obtenidos por Tucker, Newcombe y Dregne, declaró: "El mensaje (de estos resultados) es que una buena parte de lo que se había pensado acerca de la llamada desertificación del Sahel es en esencia incorrecto." Tucker afirma que los reportes previamente obtenidos acerca de la expansión del desierto, habían errado al suponer que las tendencias observadas en unas cuantas localidades eran aplicables a todo el continente, en especial a lo largo de la frontera sur del desierto. De acuerdo con Tucker, hacía falta realizar un análisis global, y no regional o local, de los fenómenos que estaban teniendo lugar en el Sahara para tener una idea correcta de si en realidad se estaba experimentando un proceso de expansión de esa región desértica o no.

Los satélites meteorológicos han venido a salvar esta situación en la medida en que las fotografías por ellos tomadas permiten realizar un examen más amplio de las fronteras del desierto y en particular del área definida por Yucker, la cual recibe en promedio 200 mililitros anuales de precipitación pluvial.

Este grupo de científicos llevó a cabo un conjunto de mediciones de la precipitación pluvial de manera indirecta: analizaron la cantidad de lluvia precipitada a partir de la luz roja reflejada desde la superficie terrestre; claro, con la ayuda de las imágenes tomadas por los satélites meteorológicos. En vista de que la clorofila de los vegetales absorbe la luz roja, se sabe que las áreas desprovistas de vegetación reflejan más luz roja que las áreas cubiertas por plantas y también que existe una relación directa entre el grosor de la cubierta vegetal y la cantidad de lluvia anual que cae en determinada región.

La frontera entre el árido Sahara y la región semidesértica del Sahel ha cambiado de lugar. Desde 1980 hasta 1984 el desierto se expandió hacia el sur 240 kilómetros aproximadamente, es decir, 60 por año. Pero esta tendencia se revirtió entre 1984 y 1985, año en el cual el desierto retrocedió hasta cien kilómetros. Durante 1986 el movimiento hacia el norte continuó otros 30 kilómetros en promedio. Para 1988 se observó de nuevo un proceso de contracción del desierto, pues la región semiárida se movió 100 kilómetros hacia el norte. Durante los dos últimos años ese proceso ha continuado a razón de 77 kilómetros al año.

A partir de estos datos es claro que no se trata de un proceso lineal de expansión ni de contracción del desierto. Tucker afirma que en 1990 el Sahara, después de todos los movimientos descritos, se encontraba 130 kilómetros más al sur que lo estipulado en 1980, pero que esa diferencia bien puede ser debida a variaciones en el régimen de lluvias. Los resultados obtenidos hacen pensar a los científicos que será necesario continuar tomando medidas no durante años, sino durante varias décadas a partir de ahora, para lograr dilucidar si estos movimientos del desierto son debidos o no a las actividades humanas.

A lo largo de la última década los reportes acerca de la expansión del Sahara hicieron que se impulsaran y desarrollaran programas destinados a suministrar fondos para reforestar e irrigar, lo cual constituyó un esfuerzo costoso dirigido a estabilizar las dunas de arena. Sin embargo, en fechas más recientes y en parte debido a los descubrimientos hechos por las imágenes de satélites, las agencias antaño preocupadas por el problema arriba señalado están cambiando su enfoque. Ridley Nelson, un economista agrícola del Banco Mundial que trabaja en Washington, D. C., afirma que "ésta es la primera vez que tenemos una visión de conjunto de la frontera del desierto". ☉

Julio Muñoz Rubio

FLOODING IN SAN DIEGO COUNTY

Philip R. Pryde

Philip Pryde received his Ph.D. in geography from the University of Washington. He is Professor of Geography at San Diego State University and has served as a flood control commissioner for San Diego County and is presently a county Planning Commissioner.

Floods are a natural attribute of any river. They are usually perceived as harmful and undesirable phenomena, but this is generally because development has been unwisely permitted in the river's floodplain. If a floodplain has been left for agricultural purposes, occasional flooding can be beneficial through the deposition of organic matter, sediments, and nutrients on the arable land. But regardless of the use to which land in a floodplain is put, and regardless of where the river is located, two basic points must be understood.

First, large floods are going to occur. Stated another way, sooner or later every river is going to flood, and this includes the rivers in San Diego County. In fact, the danger here is somewhat greater because runoff is more variable and less predictable than in other parts of the country. Secondly, we don't know how to predict floods. There is no way of knowing when one is going to occur or how big it is going to be. Even the recurrence interval can only be estimated. But we do know that large floods are going to occur somewhere every year, and that a few will be bigger than any previously seen on that particular stream.

TERMINOLOGY

There are several terms commonly encountered in discussing floodplain management that should be defined at the outset.

A "flood" describes the situation in which a river flows at a sufficiently high volume to be outside its normal channel, or "over its banks." The larger the flood, the less frequently it is apt to occur. The normal level of peak runoff is termed a "one-year discharge"—that is, a peak discharge of at least this size can be expected to occur in any non-drought year. Something a little bigger which sends the river slightly out of its banks would be a two-year flood; it would recur every other year on the average. A fairly good-sized runoff would be considered a ten-year flood. Very large runoffs could then be termed fifty- or hundred-year floods.

A "hundred-year" flood does not mean that it will recur exactly every 100 years. It does mean that if there exists a sufficiently long history of the river's runoff, a flood this size would recur on an average of once every 100 years. For example, a 100-year flood in the year 1900 does not mean that there would be another flood of the same size in the year 2000. A flood of that magnitude will certainly occur, but it could happen one year or four or five hundred years later. We could say, with a little more accuracy, that over a thousand-year period we could expect ten floods of that size, but we might actually encounter eight or perhaps twelve. Technically, it would be best to say that there is a one percent chance of such a flood happening on a given stream in any given year. It can be very safely predicted that sometime this year at least one flood will

occur somewhere in the United States that will exceed a 100-year magnitude.

Hundred-year (or larger) floods are usually well reported in the press. In 1972, tropical storm Agnes caused such a flood on the Susquehanna River in Pennsylvania, and in 1976 a huge thunderstorm over the Big Thompson River in Colorado did the same. Closer to home, tropical storm Kathleen passed through Imperial County in 1976, and it is quite possible that the freeway bridges knocked out in Myers Gorge resulted from 100-year flood conditions. An interesting question arises: What magnitude of runoff would have occurred if, instead of crossing the Baja California peninsula and entering Imperial County, Kathleen had stayed offshore a bit longer and come ashore in San Diego County? Hundred-year runoffs might well have occurred on our county streams.

Another term often encountered is "standard project flood." This is an attempt to determine the largest flood that can reasonably be expected to happen on a given river. It can be presumed that it will exceed a 100-year flood. This largest probable flood is called a standard project flood (sometimes also called a regional flood or a design flood). There is no set recurrence interval associated with standard project floods. Usually it is between 200 and 500 years. For example, when a concrete flood channel was being considered on the San Diego River, the standard project flood had a 450-year recurrence interval. But on the Tijuana River, the standard project flood recurrence interval is about 300 years.

Another frequently encountered term is the "floodway." The floodway is usually used in connection with the concept of a 100-year flood. Rivers have a natural floodplain that extends from one side of the valley to the other (Figure 1), the full width of which is needed to convey only the largest floods. A 100-year flood will only cover a portion (the floodway) of the full width of the floodplain. In some confined areas such as on the San Diego River around Morena Boulevard, the 100-year flood may cover the entire floodplain, but in most cases it will not.

Beyond the floodway is the area normally subject to inundation only in something bigger than a 100-year flood; this area is usually referred to as the "floodplain fringe." In most river valleys a floodplain fringe can be developed. In Mission Valley, in the Tijuana River valley, and along the San Dieguito River near the freeway, fill is being put into what is obviously the floodplain. Houses, stores, and apartments are being built on the fill.

It is useful to consider the reasons behind this and the safety of developing a floodplain fringe. The general planning provision states that one cannot build in a 100-year floodway. But some natural floodplains are very wide and it is not hard to understand the thoughts of developers and landowners who reason: "Well, look, it doesn't make any sense to leave a mile wide area as a 100-year flood. If I put in a levee or if I dike a little bit, you can still have a 100-year flood through the floodplain, and you won't need

¹On many maps, this river is spelled "Tia Juana."

but a fraction of the width, because we are no longer going to let it spread out and pond in the outlying areas." Congress has accepted this argument and, consequently, local planning agencies are working not with the idea of a natural 100-year floodplain, but rather with what is termed a *confined* 100-year floodplain. Thus, it is quite permissible for floodplain landowners to fill in a bit on the sides of the natural 100-year floodway.

How far in can a landowner fill? As fill is emplaced from the side, the width of the floodway is narrowed, and since the floodway has to convey the same amount of water, the remaining cross-section of water will necessarily become a little deeper. Accordingly, the regulations permit a filling in, either from one or both sides, until the water level would theoretically rise one foot in a 100-year flood. From northbound I-805, one can look eastward up the San Diego River and observe the filling in of the floodplain fringe on the north side of the river. It is possible to determine the exact limits of the confined 100-year floodway by noting where the fill stops. This filling in of the floodplain is perfectly legal; its advisability will be commented on later.

CAUSES OF FLOODING

The causes of major floods are summarized in Table 1. They can work either singly or in combination to produce floodplain inundation. For example, the Rapid City flood in 1972 was a combination of an extremely severe convectional storm (thunderstorm) and the collapse of Canyon Dam on Rapid Creek. In San Diego County, most floods

have been caused by wintertime cyclonic (low pressure) storms, usually originating in the Gulf of Alaska. Occasionally, flooding can result from rare tropical cyclonic storms (such as tropical storm Kathleen in September, 1976) or from severe convectional storms. In San Diego's major floods of 1916, dam failure was also a factor on the Sweetwater and Otay Rivers.

The possibility of local severe thunderstorms has led to the concept of determining the 100-year convectional storm (thunderstorm). The U.S. Army Corps of Engineers is doing a lot of planning for the San Diego River based on the question of what would happen if a major convectional storm hitting below El Capitán Dam negated the storage capacity of the reservoir. The intensity of such a storm could generate a quick flood almost as large as one generated by a major cyclonic storm. The destructive potential is great: in 1891, Campo reportedly received over 11 inches of rain in just 80 minutes. Unfortunately, there are no runoff records associated with that storm.

Urbanization affects the magnitude of flooding. There are different (more intense) characteristics of flooding in an urban area than in an undeveloped area having natural vegetation and undisturbed soils (Leopold, 1968). Imagine that two storms of the same size occur in a drainage basin, one before urbanization and one after. The storm after urbanization would show a peak flow sooner and greater than the same storm before urbanization. The reason is that urbanization usually involves the development of hard artificial surfaces that have no ability to soak up water, so that rainfall will run off from the area much faster than it would from a surface containing spongy soil and leaves. Thus, since the urban storm discharges the same amount of water into the drainage basin faster, it produces a faster and higher peak flow in the flood (Figure 2).

This is something to keep in mind as urbanization takes

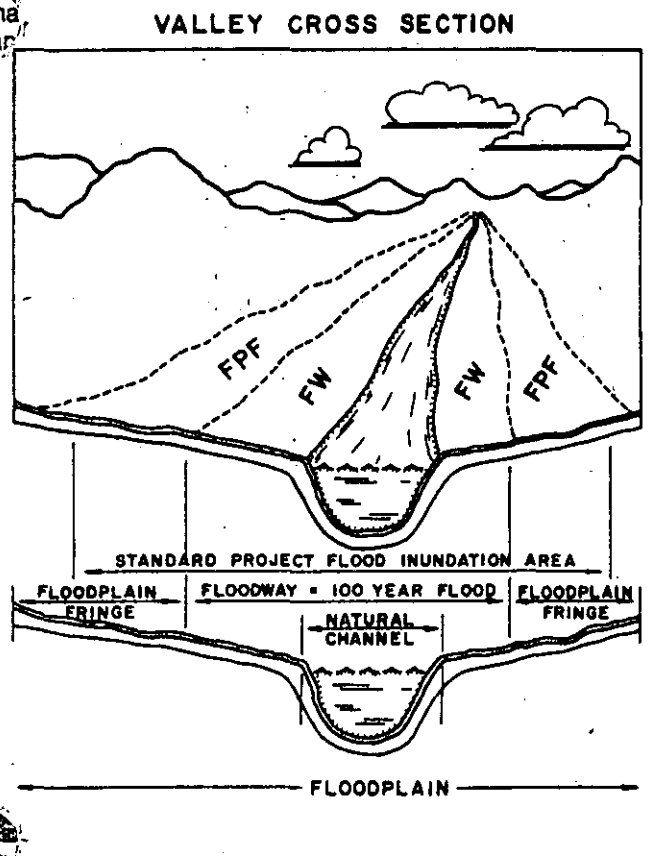


Figure 1. Schematic cross section of a valley and its floodplain.

Table 1

CAUSES OF MAJOR FLOODING

Cause	Example	Year
INLAND		
Cyclonic storms	Tropical Storm Agnes (Susquehanna River)	1972
Convectional storms	Rapid City, S. Dak. Big Thompson Canyon, Colo.	1972 1976
Rapid snow melt	Eel River (aided by cyclonic storm) Souris River, N. Dak.	1964 1976
Downstream crest	Mississippi at St. Louis and below	1973 and 1975
Dam failure	Rexburg, Idaho (collapse of Teton Dam) Rapid City, S. Dak.	1976 1972
COASTAL		
Cyclonic storms	Lake Michigan Atlantic hurricanes	1973 annual
Tsunami	Crescent City, Calif. Hilo, Hawaii	1964 1960
Subsidence	Venice, Italy	recurring

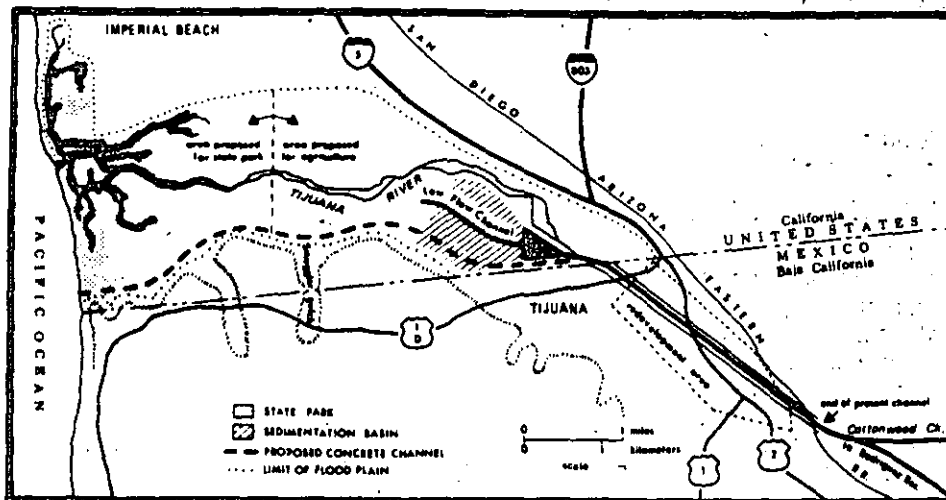


Figure 10. Tijuana River flood control project area. (From IBWC, 1976).

Concern over flood control for the Tijuana River probably began with the 1916 flood which caused considerable damage and reportedly took four lives in the lower basin. Congress authorized a study of the water resources of the Tijuana River in 1935, and the initial Corps of Engineers flood control report on the river was published in 1942.

In 1944, the first international agreement with México authorized the International Boundary and Water Commission (IBWC) to conduct studies of water resources control and development for consideration by the governments of the two countries.

In 1962, the State of California and the city of San Diego both requested the IBWC to prepare a flood control proposal for the river. The IBWC in turn relayed the request to the Corps of Engineers and the report was completed in 1964. The cities of San Diego and Imperial Beach agreed in 1965 to assume their local share of the project cost. Public Law 89-64, dated 10 October 1966, authorized an agreement with México for a joint flood control project, and on 19 June 1967, an international agreement of cooperation was approved by both governments. Design standards such as the 135,000 c.f.s. capacity were agreed upon in 1968. México soon afterwards began preliminary work on a concrete channel for its side of the border, and construction began in 1972. The first portion, completed in 1976, is 230 ft. wide and extends 1300 ft. from the border eastward 2.5 miles to the railroad bridge (Figure 10); the second portion will extend eastward beyond the Cottonwood Creek confluence. The total cost of the Mexican channel will be somewhere between 25 and 38 million dollars.

However, by 1971 four things had changed on the United States side of the border: public sentiment had firmed in support of open space and coastal preservation, structural flood control was coming under increasing criticism, the National Environmental Policy Act (1970) required environmental impact statements (EIS) on projects of this type, and a new and more conservation-minded administration was in office in the city of San Diego. Consequently, in December 1971, the city of San Diego suspended its support for the concrete channel project on the United States side of the border and requested the Corps of Engineers to study possible alternatives to this approach.

In 1973, the city of San Diego selected Corps alternative "III-A" which provides for floodplain zoning throughout most of the valley; levees for the low-lying areas along the Mexican border (extending 0.56 mile) and Interstate 5 (1.7 miles); a 0.68 mile-long energy dissipator structure at the border to slow down and spread out major runoffs entering the United States from México; and a sedimentation basin and low-flow channel to handle minor floods (Figure 10). This project would cost a third as much as a concrete channel (about \$14 million). It would provide protection to the floodplain fringe for flows up to the size of the standard project flood⁴, or 135,000 c.f.s. (City of San Diego, 1976). A land-use plan was also tentatively adopted, providing for an enlarged state park in the west end of the valley, agriculture in most of the east end, and some residential and commercial development on about 400 acres in the peripheral areas (the latter figure is supplemental to the fillable land in the floodplain fringe). The Corps completed a final EIS on the dissipator project in May 1976. The project has long come under intense criticism from the city of Imperial Beach which favors development of the valley and specifically wants a marina in its portion of the floodplain (the estuary area). These political problems were resolved during the latter half of 1976, and construction on the dissipator project is expected to begin in late 1977.

One final point might be noted. The existing floodway ordinance of the city of San Diego which is to be applied to the San Diego, Tijuana, and other rivers is perceived by the public as calling for natural-appearing channels and the prevention of development in 100-year floodways. But it may not in all cases achieve this. Because of "loopholes" in some of its provisions, concrete channels could still, at some future date, be built in designated and zoned floodways, or the bottoms of the floodway could simply be asphalted over by the construction of paved parking lots. If the intent of local floodplain zoning is to preserve open space, retain floodplains as groundwater recharge areas, and direct development elsewhere, then the city's ordinance must be amended. Otherwise, the future of our floodplains may not be what we envision.

⁴The use of the standard project flood as the design standard for the Tijuana River represents the notable local exception to the 100-year flood planning rule; here the international agreement specifies the use of this larger volume design.

REFERENCES

- City of San Diego, 1973, San Diego River-Mission Valley Flood Control Task Force Report: San Diego City Planning Department.
- City of San Diego, 1976, Tijuana River Valley Plan and Environmental Impact Report: San Diego City Planning Department.
- International Boundary and Water Commission, 1976, Final Environmental Statement, Tijuana River Flood Control Project, I.B.W.C. (United States Section).
- Landman, G. B. and Ihloff, T. W., 1976, The legal aspects of flood plain zoning and management: an annotated bibliography: Council of Planning Librarians, Exchange Bibliography 1093.
- Leopold, Luna B., 1968, Hydrology for urban land planning—a guidebook on the hydrologic effects of urban land use: U.S. Geological Survey Circular 554.
- Platt, Rutherford H., 1976, The national flood insurance program: some midstream perspectives: Journal of the American Institute of Planners, vol. 42, p. 303-313.
- Pryde, Phillip R., 1972, Examination of the meteorological assumptions underlying the derivation of the standard project flood for the San Diego River: San Diego County Floodplain Technical Committee (available from author).
- Pryde, Phillip R., 1976, International approaches to flood control on the Tijuana River: paper presented at the 23rd International Geographical Congress (available from author).
- Pryde, Phillip R., (ed.), 1976, San Diego—An Introduction to the Region Kendall/Hunt Pub.
- State of California, 1935, San Diego County investigation: Division of Water Resources Bull. 48, p. 128-130.
- State of California, 1963, San Diego County flood hazard investigation: Dept. of Water Resources Bull. 112, Appendix A.
- University of California, 1970, Climates of San Diego County: agricultural relationships: Univ. California Agricultural Extension Service.
- U.S. Army Corps of Engineers, 1964, Report on Flood Control, Tijuana River Basin, Calif.: U.S. Army Engineer District, Los Angeles.
- U.S. Army Corps of Engineers, 1964, Review Report of the District Engineer on Survey for Flood Control, San Diego River, (Mission Valley): U.S. Army Engineer District, Los Angeles.
- U.S. Army Corps of Engineers, 1976, Progress Report: San Diego River, Mission Valley Flood Control Study: U.S. Army Engineer District, Los Angeles.
- White, Gilbert F., 1975, Flood damage prevention policies: Nature Resources, Vol. XI, p. 2-7.
- White, Gilbert F., 1975, Flood Hazard in the United States: A Research Assessment: University of Colorado, Institute of Behavioral Science.

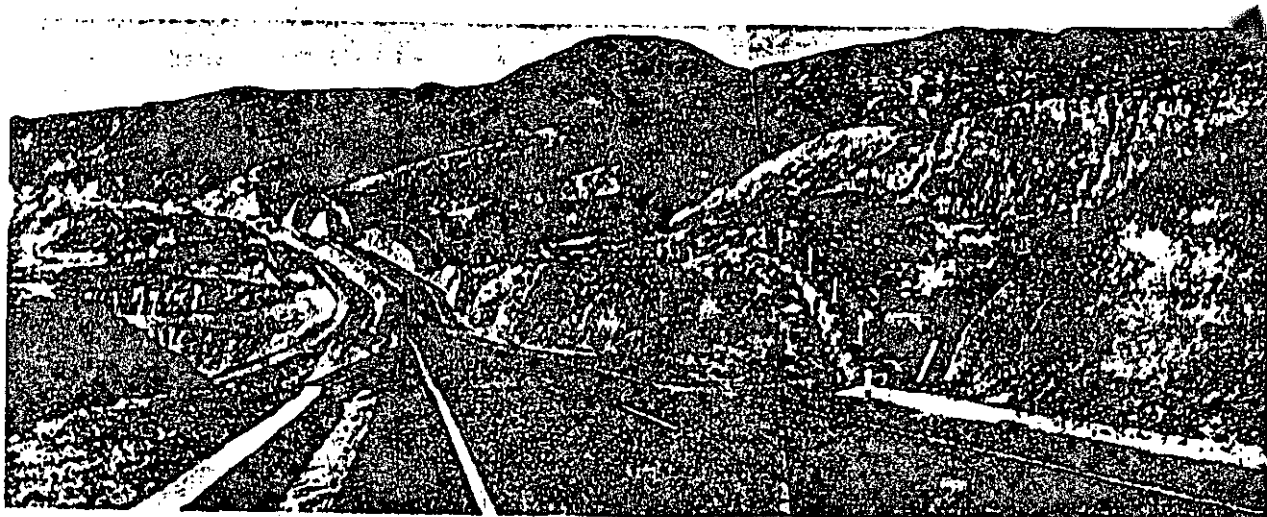


FIG. 127 Vista del camino hacia Tijuana. Las flechas indican las grietas. Km 20+415.

View of highway to Tijuana. The arrows show the cracks. Km - 20+415.



FIG. 128 Vista del camino hacia Ensenada mostrando el desplazamiento. Km 20+415.

View of highway to Ensenada showing the displacement. Km - 20+415.



232

FIG. 126 VISTA AEREA DE LA FALLA DEL KM. 20+415
(AERIAL VIEW OF FAILURE AT KM. 20+415)

0 10 20 50 100
ESCALA (SCALE)

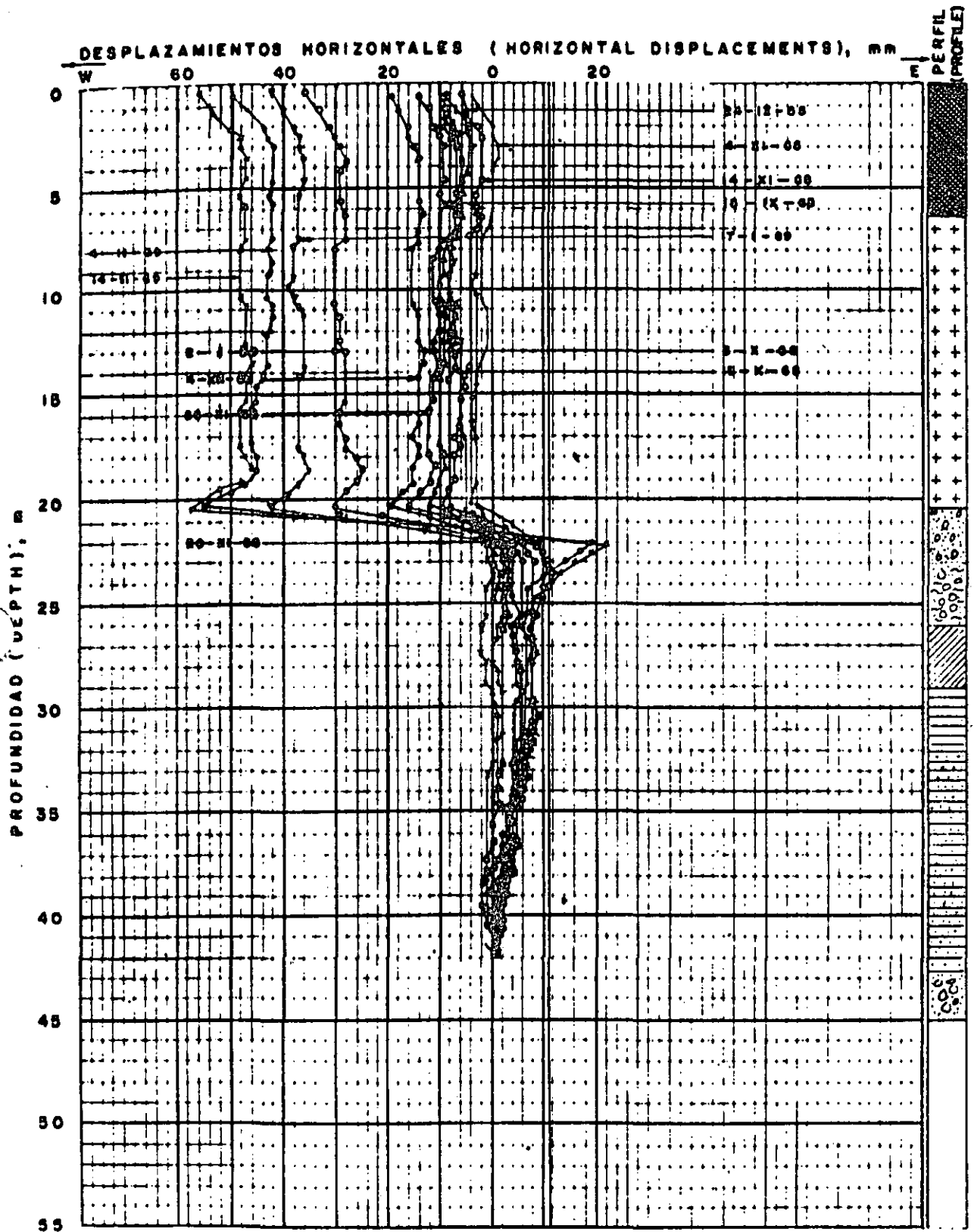


FIG. 131 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES OBSERVADOS EN EL INCLINOMETRO I I , KM. 20 + 415
(HORIZONTAL DISPLACEMENTS OBSERVED IN INCLINOMETER I I , KM. 20 + 415)

ENVIRONMENTAL HAZARDS IN THE COASTAL AREAS OF BANGLADESH:
GEOLOGIC APPROACH (SUMMARY)

Khalequzzaman Md., Department of Geology, University of Delaware
Newark, DE 19716, U. S. A.

Introduction

Bangladesh is a south asian country with an area of 142,000 sq.km, about the size of Wisconsin. Bangladesh borders India on three sides, north, east, and west. The population of Bangladesh is about 100 million, of which 20 million live in the coastal districts. The density of population in the coastal districts is higher than that of the rest of the country. The density of population has increased as much as four times during this century. The high rate of population growth pushes millions of people to live in the low lying coastal areas which are highly vulnerable to various types of environmental hazards.

This paper is based primarily on my field work in the coastal areas between 1983-85. I have also used some published data and maps on the area by other authors, but the interpretations are essentially my own. This paper addresses various natural and man-made coastal hazards that have lead to the death of thousands of people and significant property damage in the past. The evolution of the coastal areas and relationship between coastal hazards and geologic processes is also discussed. Finally, the necessity of understanding these problems from the view point of geologists and the need for geologic studies to mitigate these hazards are shown.

Natural and man-made coastal hazards

The Bangladesh coast is the most hazardous coast in the world in terms of the number of people who suffer from various types of environmental hazards every year. The coastal cyclonic surges are the most dangerous hazards in the coastal areas of Bangladesh. When the annual cyclones roar in, hundreds and sometimes thousands of people are swept away. Counter-clockwise cyclonic surges are created offshore due to low atmospheric pressure, which pushes a wall of water with a height of up to 10 m and a wind velocity of about 150-200 km/hour to the land causing both death and property damage. The "great cyclone" of 1970 killed a half million people and left another million homeless. Since 1963, 600,000 people have been killed in Bangladesh by cyclonic surges. The most frequent surges return every 2-10 years with a surge height of 2-10 m and wind velocity of 50-200 km/ hour. A total of 145 surges struck the coast of Bangladesh, Burma, and India during the period of 1877-1987, giving an average rate of 1.3/year.

Tornadoes are another type of coastal hazard. They are capable of causing both casualties of human lives and extensive property damage. More tornadoic events occur in Bangladesh than

elsewhere on the Indian subcontinent. During the period of 1877-1987 a total of 19 severe tornadoes were reported in Bangladesh. Estimates of wind speed within the tornadoes have ranged up to 150-200 m/sec. One tornado in 1963 reportedly scoured the ground and deposited scraps of metal 50 km from the source.

Flooding has become a common annual hazard during the rainy season in recent years. There are about 300 large rivers, creeks, and channels in Bangladesh forming a network together with the three major rivers, the Ganges, Brahmaputra, and Meghna. The dimensions of these rivers and their drainage basins are disproportionately large compared to the small area of Bangladesh. Seasonal variation in precipitation, and in the intensity and amount of discharge cause the flood flow in Bangladesh. Changes in the base level of the rivers due to sea level rise has added another dimension to the flooding problem. Now, compared to past, the same amount of water can cause intensive flooding in the country. The annual flood situation, especially in the low lying coastal districts, has further deteriorated following the damming, Farakka barrage, of the Ganges inside India. The drainage capability of the Ganges and its distributaries has been reduced due to the increase in aggradation of river beds since the diversion of the upstream flow of the Ganges. Now, less water flows from India into Bangladesh during times of drought, in summer months, and more is released during flood season which causes severe flooding, such as in 1974, 1987, and 1988. The government has taken many flood control projects, such as building up of embankments along the river banks to reduce the intensity and amount of discharge cause the flood flow in Bangladesh. A regional plan would be necessary to mitigate the flooding problem.

The upstream diversion of the Ganges water and consequent reduction of sediment influx to the coastal areas have triggered many other secondary environmental hazards: shoreline erosion, submergence of coastal areas (especially the western parts of the delta which are drained by the Ganges and its distributaries), salinity intrusion, erosion of the riverbanks of other rivers (such as the Brahmaputra, Meghna, and Tista) due to disequilibrium in the hydrodynamic system, interruption of the navigation system in the coastal areas, drawdown in the groundwater levels, and many others.

Some of these hazards, namely the coastal cyclonic surges, and tornadoes are caused by natural processes. Others, like coastline and river banks erosion, coastal submergence, floods, drawdown in groundwater levels, salinity intrusion, and gradual fall in water levels of the rivers are caused by a combination of natural processes and human interference with nature.

Most of the man-made coastal hazards in Bangladesh have been triggered or accelerated by the upstream diversion of the Ganges inside India. The fluvial sediment supply to the coastal areas is a prerequisite to and a primary cause of any delta building process. The Ganges contributes about 67% of the total suspended sediment load in Bangladesh. The upstream diversion of the Ganges has reduced the sediment contribution by 30%. As a result, the once prograding delta is now experiencing coastal

submergence due to transgression caused by a reduction in sediment supply combined with the eustatic sea level rise and local subsidence.

Geologic approach

The Ganges-Brahmaputra delta has been growing both upward and seaward since its creation. Historical, archeological, and geological evidence shows an average progradation rate of about 80-100 m./year until the recent past. Radiocarbon dates on peat deposits collected from the delta area show a sedimentation rate of 0.5-0.6 cm/year. The seaward growth of the delta has been reduced drastically during last two hundred years, probably due to severe erosion of the coastal land surface caused by extensive agriculture and deforestation by the settlers in the coastal districts. The coastal embankments along river banks, tidal creeks, and islands also accelerated this erosional process as they protected tidal flats from tidal inundations. As a consequence, the vertical sedimentation rate was insufficient for the delta to prograde seaward for the last two hundred years, or since extensive settlement in these areas. Instead, the delta has rather striven to keep pace with sea level rise. This situation has further deteriorated due to the reduction of sediment supply to the coastal areas following the 1974 damming of the Ganges in India. Now, most of the western parts of the delta do not have any fluvial sediment supply and are undergoing coastal submergence.

The diversion of the Ganges flow by the damming of the upstream region and consequent reduction in the annual sediment supply from 2.4 billion tons/year to 1.8 billion tons/year, have not only retarded delta progradation but also have threatened the existence of the delta, the homeland for about 30 million people of the coastal districts of Bangladesh. The entire world is about to enter in a period of rapid sea level rise due a global warming up of the atmosphere caused by man's activities, the "greenhouse effect". Bangladesh is the most vulnerable to the further rise in sea level projected by the scientists for the next century. The Ganges-Brahmaputra delta in Bangladesh would be especially susceptible to an increase in sea level rise in the future, because it has already started to experience coastal submergence due to sediment starvation, and because the present elevation of the entire coastal region does not exceed 2 m AMSL. Further removal of fluvial sediment supply, as through upstream damming projects, would reduce the ability of the delta to build itself seaward or to stabilize itself against the forces of subsidence and erosion. More drastic would be the combined effect of decreased sediment supply to the coastal areas and the predicted sea level rise of 1-2 cm/year in the next few decades. An increase of sea level by only 1 m will cause submergence of an area of about 20,000 sq. km, and encroachment of the present shoreline into the upland areas by 100 km inundating many major cities and localities such as Khulna, Barisal, Bagerhat, Patuakhali, Barguna, and many others. The relative increase in sea level with respect to the land will proportionately increase

the area of violent inundation by deadly storm surges further inland.

All of the coastal hazards are related to the geologic processes and have an profound impact on coastal landforms. Thus, better understanding of their nature is necessary to plan the land and water resources wisely while safeguarding the quality of the environment. Even though not all coastal hazards, like tornadoes, and coastal cyclonic surges, can directly be mitigated by a geologic approach, many others, such as shoreline and river bank erosion, coastal submergence, river bed aggradation due to siltation which causes problem to navigation, and salinity intrusion, can be solved if a better geologic understanding of the environmental hazards and the geology of the coastal area itself can be coupled with the knowledge and efforts of engineers, meteorologists, and planners.

Geologic Solutions

The primary and basic geologic solution of these coastal hazards is to permit the delta to grow both vertically and horizontally, seaward at a rate that would keep pace with the predicted sea level rise in the next century. A detailed study of geologic processes, namely the geometry and hydrodynamics of the rivers and channels in the coastal areas, dynamics of sedimentation, amount and rate of sediment accumulation, rate of coastal erosion and subsidence, rate of local sea level rise, nature of dynamic coastal processes like wave, tide, and wind, are necessary in order for any development plans or preventive measures to mitigate the coastal hazards to be successful.

Human modification and control of geologic and other dynamic processes has become a very common practice for better management of the world's coastal zones. Physical control on hydrodynamic processes, such as velocity and direction of the river flow in the coastal areas, geometry of river basins, amount of terrigenous sediment influx to the coastal areas, sediment dispersion, and sediment accumulation would be necessary in order to accelerate the delta growth, and consequently to mitigate the hazards in the coastal zones. If the location of the coastal zones is displaced seaward from their present location, the intensity and severity of the coastal hazards will migrate seaward as well.

Sediment availability, supply, dispersion, and accumulation are the primary needs for such accelerated, physically controlled, growth of the delta. The average suspended sediment load of the Ganges-Brahmaputra river system has declined from 2.4 billion tons/year (67% delivered by the Ganges) to 1.8 billion tons/year since the diversion of the Ganges through the Farakka-Barrage damming project. This reduction in sediment influx has definitely decreased the growth of the delta, especially in the western parts of the delta which are drained by the Ganges and its distributaries. If this reduction continues for a long time, it will preclude delta growth against the holocene transgression due both to eustatic sea level rise and local coastal subsidence.

The calculation of a sediment budget using the amount of

annual suspended load, area of deposition, and rate of sedimentation in the coastal zones shows that merely 10% of the annual suspended sediment load, 2.4 billion tons, is required to aggrade the delta at the present rate of sediment accumulation, 0.5-0.6 cm/year. Most of the accumulation of suspended sediment takes place in the coastal areas by tidal inundations. Other parts of the country, fluvial delta plains, get a little fluvial sediment only during rainy seasons by flood inundations. For the rest of the year, fluvial delta plains undergo erosion due to extensive agricultural use and tillings, resulting in a net rate of sedimentation on the fluvial delta plains that is very low to negligible. Probably, not more than 5% of suspended load is deposited on the fluvial delta plains. Thus it can be calculated that net sediment accumulation from suspended load does not exceed 10-15% of the total load. Apparently, many factors are responsible for the low rate of sediment accumulation in the coastal areas: local subsidence; narrow continental shelf (30-90 km); erosion of the tidal flats and other areas due to human activities (mainly through tilling); bypassing of the suspended sediment coastal embankments along the tidal creeks and channels; channeling of suspended sediment to the offshore submarine canyon-"Swatch of no ground"; and the high velocity of tidal currents.

The present suspended sediment load, 1.8 billion tons/year, is still sufficient for the delta to keep pace with rising sea level, provided the rate of sediment accumulation can be increased. Calculations of sediment budget and accumulation show that 30% of the present suspended sediment influx to the coastal areas is capable of aggrading an area of 30,000 sq. km, the area of the entire coastal districts of Bangladesh, when sea level rises at a rate of 1 cm/year, the EPA (Environmental Protection Agency of the U.S.A.) predicted rate for the next century. The same amount of sediment is capable of aggrading an area of 150,000 sq. km (an area greater than the size of Bangladesh) at a vertical rate of 0.3 cm/year, which would keep pace with the present rate of local sea level rise.

The primary cause of the present and predicted coastal submergence is the deficit in the rate of sediment accumulation in the coastal zones compared to that of sea level rise. Physical control on the velocity and direction of the rivers (through construction of sluice-gates and other control structures), on the amount of sediment supply to the coastal zones, and on sediment dispersion and accumulation at desired rates, would be necessary in order to increase the amount and rate of sediment accumulation in the coastal areas. Diversion and increase in the amount of fluvial sediment on the tidal flats, especially in the western and central parts of the delta, can come from several sources: increase the amount of suspended load by excavating the already abandoned tributaries and distributaries of the Ganges; annual dredging of the Ganges and its distributaries namely, the Madhumati, Bhairab, Chitra, Kalia, Nabaganga, Kaliganga, Mongla, Passur, and others; controlling the diversion of the suspended load from the Brahmaputra, Meghna, and their distributaries to the submerging parts of the delta.

Further

biologic
forms.
to plan
ing the
wards,
ly be
preline
r bed
ation,
ologic
of the
efforts

coastal
ly and
ch the
study
ics of
ics of
rate of
r
entive

dynamic
better
rol on
of the
amount
sediment
order
ite the
coastal
n, the
sigrate

ulation
sically
sediment
com 2.4
billion
arakka-
lux has
in the
es and
g time,
cession
ldence.
unt of

increasing the frequency and duration of tidal inundation of the tidal flats by puncturing the embankments to allow suspended sediment to reenter the low lying tidal flats. Most of the tidal flats are segmented and surrounded by dikes and embankments built to protect the crops from floods, and for aquaculture developments. Thus, they are undergoing erosion, and suffering from lack of sediment supply.

The rate of sediment accumulation can also be increased by building up an artificial headland or offshore design structure. The design structure can be built further offshore, where depth of water does not exceed 2-3 m. The details, economic aspects, feasibility, construction materials, study of the nature and behavior of the coastal dynamic processes, exact location, etc., would need to be worked out before the actual project were started. The artificial barrier would not only increase the rate of sediment accumulation in the coastal zones but also decrease the severity of the cyclonic surges, and erosion of sea face tidal scarps caused by waves and tidal currents. If such an artificial headland could withstand the forces of coastal dynamic processes including cyclonic surges for about 50 years or so, a huge sub-aqueous delta front could emerge rapidly above sea level. Beside the formation of an artificial barrier, reforestation of the reclaimed coastal zones and sea face strips of present tidal flats could also increase sediment accumulation.

Reoccupation of formerly active distributaries of the Ganges through dredging would reestablish the already disrupted equilibrium of the hydrodynamic system due to upstream diversion of the Ganges. Agriculture, irrigation, and navigation would benefit from planned and homogeneous distribution of water and sediment load. Also, the annual flood situation and river bank erosion would be minimized as well.

Conclusions

All of the coastal hazards described earlier are related to geologic processes, and have a profound effect on coastal landforms. Therefore, a better understanding of their nature, frequency, intensity, magnitude, and effects are necessary from the geologic point of view.

It is not too late to investigate these problems and to attempt to mitigate them in order to save millions of lives. The entire scientific community, especially the geoscientists, should come forward to face this challenge.

However, mutual cooperation and understanding among the coriparian nations is a prerequisite for implementing any extensive interbasin development program. Moreover, for Bangladesh, a developing country, it is important to get the assistance of the international community, without whose cooperation more casualties of human lives are expected in the future. The U. N. resolution for establishment of the International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR) is definitely a lighthouse of hope for millions of people living in the regions vulnerable to natural disasters, such as Bangladesh.

Depo

P:

CR

VA

AM

MI

SD

ST

AG

CO

PL

ST

WH

COM

Tabla I

ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA

Valor de intensidad	Descripción
I	No sentido.
II	Sentido por personas en posición de descanso, en pisos altos o situación favorable.
III	Sentido en el interior. Los objetos suspendidos oscilan. Se perciben vibraciones como si pasara un camión ligero. La duración es apreciable. Puede no ser reconocido como un terremoto.
IV	Los objetos suspendidos oscilan. Hay vibraciones como al paso de un camión pesado o sensación de sacudida como de un balón pesado golpeando las paredes. Los automóviles parados se balancean. Las ventanas, platos y puertas vibran. Los cristales tintinean. Los cacharros de barro se mueven. En este rango (IV), los tabiques y armazones de madera crujen.
V	Sentido al aire libre; se aprecia la dirección. Los que están durmiendo despiertan. Los líquidos se agitan, algunos se derraman. Los objetos pequeños son inestables, desplazados o volcados. Las puertas se balancean, abriéndose y cerrándose. Ventanas y cuadros se mueven. Los péndulos de los relojes se paran, comienzan a andar, cambian de período.
VI	Sentido por todos. Muchos se asustan y salen al exterior. La gente anda inestablemente. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Adornos, libros, etcétera, caen de las estanterías. Los cuadros también caen. Los muebles se mueven o vuelcan. Los revestimientos débiles de las construcciones de tipo D se agrietan. Las campanas pequeñas suenan (iglesias, colegios). Árboles y arbustos son sacudidos visiblemente.
VII	Es difícil mantenerse en pie. Lo perciben los conductores.
VIII	Conducción de los coches, afectada. Daños en edificios de tipo C; colapso parcial. Algún daño a construcciones de tipo B; nada en edificios de tipo A. Caída de estuco y algunas paredes de mampostería. Giro o caída de chimeneas de fábricas, monumentos, torres, depósitos elevados. La estructura de las casas se mueve sobre los cimientos, si no están bien sujetos. Trozos de pared sueltos, arrancados. Ramas de árboles rotas. Cambios en el caudal o la temperatura de fuentes y pozos. Grietas en suelo húmedo y pendientes fuertes.
IX	Pánico general. Construcciones del tipo D destruidas; edificios tipo B con daños importantes. Daño general de cimientos. Armazones arruinadas. Daños serios en embalses. Tuberías subterráneas rotas. Amplias grietas en el suelo. En áreas de aluvión, eyección de arena y barro; aparecen fuentes y cráteres de arena.
X	La mayoría de las construcciones y estructuras de armazón, destruidas con sus cimientos. Algunos edificios bien construidos en madera y puentes, destruidos. Daños serios en presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos de tierra. El agua rebasa las orillas de canales, ríos, lagos, etc. Arena y barro desplazados horizontalmente en playas y tierras llanas. Carriles torcidos.
XI	Carriles muy retorcidos. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio.
XII	Daño prácticamente total. Grandes masas de rocas desplazadas. Visuales y líneas de nivel, deformados. Objetos proyectados al aire.

Tabla 2
GRANDES SISMOS SENTIDOS EN LA CIUDAD DE MEXICO
A TRAVES DE SU HISTORIA

FECHA	EFFECTOS EN EL D.F.	OBSERVACIONES
1475 (9 caña)	Durante el reinado de Aaxayacatl hubo fortísimos temblores que arruinaron casi todas las casas y edificios del Valle de México. Montes y cerros del valle sufrieron derrumbes; también se formaron grietas en la tierra.	Parece ser un fuerte mismo dentro o muy cerca de la ciudad de México.
1496 (4 pedernal)	Temblo general; se flexó la tierra de grietas.	Fuere movimiento en la costa?
1542; 15 a 17 de marzo	Temblo que dañó construcciones en México.	
1589; 11 a 26 de abril	Se cayeron paredes y algunos edificios quedaron dañados. En Coyacán se cayó el convento de los dominicos.	
1611; Agosto	Temblo que arruinó algunos edificios. Se cayó parte del convento de San Francisco. La iglesia de Xochimilco quedó dañada.	
1653; 17 de enero	Daños en bardas de Santo Domingo; destruyó parte de la iglesia de Atzacapotzaco.	
1665; 20 de enero	Sismo en Morelos, sentido en la ciudad de México. No produjo daños.	Causado por la explosión del Popocatepetl.
1699; 7 y 25 de febrero	Destrucción de algunos edificios en México.	Sismo en Acapulco.
1698; 3 de septiembre	Fuerte terremoto que derribó dos casas.	
1711; 15 de agosto	Largo temblo que arruinó muchos edificios y tiró muchas casas.	Causó daños también en Puebla y Tlaxcala. Tal vez se trata de un mismo fenómeno en el interior de la plaza de Coahu.
1753; 29 de junio	Se dañaron varios templos y casas. No se reportaron daños de gravedad.	
1754; 1 de septiembre	Daños leves en algunas iglesias. Las cercas de varios templos sufrieron daños menores.	Sismo en Acapulco, que causó graves daños en el puerto. Se dañaron la muralla y el castillo. Un terremoto dejó a un nivel vaciado en el puerto.
1768; 4 de abril	Alzate reporta que no hay edificio grande o pequeño que no sufre daños. Los puentes sobre los arroyos y el Palacio Real, el Palacio del Arzobispo y otros edificios más. Se reporta una duración de seis minutos.	Daños en Atlisco, Tehuacan y San Sebastián Escobedo.
1776; 21 de abril	Derribó la cátedra de la Academia. Dañó la Casa de Moneda, la Catedral, el Palacio Real, el Palacio del Arzobispo y otros edificios más. Se reporta una duración de 4 minutos.	El terremoto destruyó la muralla de Acapulco.
1787; 28 de marzo (Terremoto de San Sixto)	Daños en Palacio, el Cañón de la Deputación; dañó muchas edificios más. Duración entre 5 y 6 minutos.	Se reporta una sucesión de grandes temblores los días 28, 29, 30 de marzo y 3 de abril. Daños en Oaxaca y Tehuacan. Se informó de un enorme movimiento en la Sierra
1800; 8 de marzo (Terremoto de San Juan de Dios)	Dañó varias iglesias y casas de la ciudad de México. Se reportan daños en Palacio Nacional y en las arquerías de Chapultepec. Se describe una duración de 4 a 5 minutos.	de Abasco. Oaxaca y Acapulco.
1818; 31 de mayo	Arcos rotos en los acueductos de Santa Fe y Belén. Daños en puentes, cuarteles y edificios. Daños en los conventos de la Merced, San Francisco y San Diego; en los hospitales de Tecoco, la Sacristía y San Hipólito; en la sacristía de la Catedral; las iglesias de Santa Veracruz, Santa Catalina y del Campo Florido.	Ruina con total en la ciudad de Colima. Graves daños en Guadalupe: los sacros y capilla de la cañalca se vieron abaga. Dañó además otras iglesias y edificios en Guadalupe.
1820; 4 de mayo (Terremoto de Santa Mónica)	Arruinó algunos edificios y causó daños en los acueductos. Destruyó la iglesia del Campo Florido.	Se inició fuertemente en Acapulco, donde también causó una marejada.
1835; 6 de enero	Daños en paredes, puentes y acueductos de la ciudad. Dañó la Sacristía de Catedral y la capilla de Felipe de Jesús. Destruyó la cúpula de la iglesia de Tlalapaquah.	
1837; 27 de noviembre (Temblo de Santa Cecilia)	Los edificios y arquerías sufrieron mucho. Duración de aproximadamente 5 minutos.	Sismo en las costas de Michoacán?
1845; 7 de abril (Temblo de Santa Teresa)	Destruyó la cúpula de la iglesia del Señor de Santa Teresa. Derribó el Hospital de San Lázaro. Daños en el Palacio Nacional, la Cámara de Senadores, la Universidad y varios edificios más. Se reporta gran destrucción en Xochimilco y daños en Tlalpa.	Fuerte sismo en la costa de Guerrero.

TOMADO DE: SUÁREZ R., G. Y JIMÉNEZ Z., J. (1987), SISMOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO Y EL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985. CUADERNOS DEL INST. DE GEOFÍSICA/2, UNAM, MÉXICO, D.F.,

1858; 19 de junio (Temblor de Santa Julia)	Podrían casi todos los cultos y edificios de la ciudad. Daños en Palacio, Casa del Ayuntamiento, Teatro Principal, Santo Domingo, Sagrario, San Francisco, Jesús Nazareno, etc. Se abietaron grietas en las calles y se levantaron las banquetas. Gran destrucción en Texcoco. Duración de 3 minutos aproximadamente.	Casó daños en Páizcuaro, Morelia, Chero, Indapirapero y otras poblaciones de Michoacán.	las calles. Destruyó 119 casas en el Distrito Federal.			
1864; 3 de octubre (Terremoto de San Gerardo)	Daños en muchas catedrales de la ciudad y en los autos de Belén. Conversación de algunas edificaciones. Daño especialmente en el teatro.	En Puebla dañó muchos edificios y templos y derrumbó varias casas, así como la torre de la iglesia en Oxtuba. Casó daños en Córdoba. Se trata probablemente de un mismo fenómeno, actual el de Oxtuba de 1973.	1912; 19 de noviembre: Derrumbes en muchas casas y varias casas destruidas. Grietas en las calles y rotura de tuberías de agua y cables. Daños en los templos de S. Sebastián, La Palms y La Profesa, Palacio de Minería, Las Vísceras y Teatro Principal, entre otros.	Sismo en la falla de Acapulco, Edo. de México. Magnitud 7.0		1985; 19 y 20 de septiembre: Gran destrucción en el centro de la ciudad y en las colonias Doctores, Guerrero, Tepena, Morelia, Roma, Juárez, Merced, Tlaxiaco, Escobedo. Destruyó casi 2 000 edificios, levantó el pavimento y rompió las redes de alcantarillas en varias partes de la ciudad.
1882; 19 de julio	Daños en catedrales. Se dañaron el Portal de los Agustinos, el Palacio de la Diputación. Se cayeron bandos en diversas partes de la ciudad. Se dañaron las torres de la iglesia de Tlalpa.	Gran destrucción en Huejutla y en Juchitán. Se trata muy probablemente de un mismo fenómeno.	1928; 22 de marzo: Cuervuduras en muchas casas y derrumbó de algunas bandos.	Sismo en la costa de Oaxaca. Magnitud 7.7.		Same en las costas de Michoacán. Derrumbó muchas casas en Ciudad Guzmán y casó daños a edificios en Ixtapa, Zihuatanejo y Lázaro Cárdenas. Magnitud 8.1.
1907; 14 de abril	Destruyó el colegio Salesiano, rompió catedrales y produjo grietas en las calles.	Sismo en la costa de Guerrero, cerca de Acapulco. Magnitud 7.9.	1928; 17 de junio: Grietas en el pavimento y daños a estructuras.	Sismo en las costas de Oaxaca. Magnitud 8.0.		
1909; 30 de julio	Derrumbó de casas y bandos en la ciudad. Casó daños en el Palacio Nacional.	Sismo en la Costa Grande de Guerrero. Magnitud 7.5.	1928; 4 de agosto: Derrumbó el Palacio Municipal de Chalco.	Sismo en las costas de Oaxaca. Magnitud 7.4.		
1911; 7 de junio	Derrumbó el convento de San Cosme, el altar de la iglesia de San Pablo y tiró muros en varias partes de la ciudad. Fricción sismo de terreno y produjo grietas en	Sismo en las costas de Michoacán. Magnitud 7.8.	1928; 9 de octubre: Varios derrumbos de bandos y casas.	Sismo en la costa de Oaxaca de magnitud 7.8		
			1932; 3 de junio: Muevevas grietas y casas derrumbadas. Gran cantidad de cacerías severidades. Derrumbó varias casas y tiró muchas bandos.	Sismo en las costas de Jalisco. El mismo más grande que se haya registrado este siglo en México. Magnitud 8.4.		
			1941; 15 de abril: Daño la cúpula del cine lasoguetes. Cuatro edificios y produjo grietas en las calles.	Sismo en las costas de Colima. Magnitud 7.9.		
			1957; 28 de julio: Destruyó varias casas y edificios en la ciudad de México. Destruyó el Ángel de la Independencia. Se levantó el pavimento en varias calles.	Sismo cerca de Acapulco. Magnitud 7.7.		
			1979; 14 de marzo: Daños en la colonia Roma. Destruyó la Universidad Iberoamericana en la Colonia Campestre	Sismo en Pristlán. Magnitud 7.6.		

RISCHIO VULCANICO

Non è certo nostro intento trattare nella sua completezza le tematiche relative al rischio vulcanico. Cercheremo qui di esporre brevemente quei concetti ed elementi che sono da considerarsi fondamentali nel caso di un rilevamento finalizzato alla valutazione del rischio vulcanico.

La descrizione della serie di segni premonitori dell'incipiente attività dell'Etna del maggio 1819 (vedi incorniciato), indica come siano oramai trascorsi quasi due secoli da quando studiosi hanno intrapreso, in modo scientifico, l'opera di individuare regole e categorie, nell'ambito dell'attività vulcanica, attraverso lo studio dei fenomeni inerenti a tale attività. Tali regole e categorie oggi vengono puntualizzate con tecnologie sempre più raffinate e mediante trasferimento dei parametri ad elaborazioni di modelli atti a ridurre il rischio da attività vulcaniche.

ISTORIA
DELL'INCENDIO DELL'ETNA
DEL MESE MAGGIO 1819
DI
CARMELO MARAVIGNA
DOTT. IN LEGGI, PUBBLICO PROFESSORE E DIRETTORE
DELLA Cattedra di CHIMICA GENERALE, E DI CHIMICA
FARMACENTICA DELLA R. UNIVERSITÀ DI CATANIA;
DELL'ACCADEMIA REALE DI SCIENZE; AUTORE
DELLA TAVOLE SINTATTICHE DELLA ETNA CC.

*Omnia me quibus interfueram,
quosque statim cum maximo ve-
re commoveretur adire, per-
secutus.*
Plin. lib. 6. epist. 16.

CATANIA
DI TORCHI DELLA R. UNIVERSITÀ
FRANCESCO PASTORE tipografo
1819

C A P. I.
Giornale dell'Incendio.

Maggio 1819.

27

In alcuni luoghi della terra regio-
ne dell'Etna si creò un monumero
derivante dall'interno del monte, e
specialmente nella contrada di *Farada*
che durò sino alla notte: alle 5
d'Italia scoppiò un gagliardo tremo-
to che si risse prontamente sensibile
sino alle falde del Monte, e sensi-
bilissimo in Catania: immediatamente
il Vulcano si aprì in due luoghi di-
stinti: nella Sciera cioè del Filosofo
in vicinanza della Vall del Duc ove
formarono quattro cratervi, tre de' qua-
li risultarono al numero immenso
fumo carico di cenore, arena, e ce-

28

Mag. 1819 nere, che alzati in forma di pino,
27 e che dopo prese la direzione Est:
nel tempo istesso eruttavano a gran-
de altezza immensa quantità di la-
va pastosa, che solidificandosi in
masse globose di varia grandezza, ri-
cadevano o dentro o negli orli di essi
cratervi: il quarto oltre del fumo erut-
tò un picciolo torrente di lava che
da lì a poco si arrestò. L'altro luogo
ove il monte si aprì è detto *Contra-
da di Giannicola*, da cui venne erut-
tato del fumo poco carico di arena
e cenere, ed un grosso torrente di
lava che prese la direzione della valle
del nome stesso. Le sostanze volca-
niche trascinate dal fumo secondo la
diversità del loro peso specifico prin-
cipitarono a pioverne in alcune con-
trade della seconda e della prima re-
gione del monte. L'arena cadde nei
luoghi vicini all'eruzione, e giunse
sino al piano di Catania, Zafarana,
Rocca delle Api ec. scelse in que-

Tomado de : ROSSI, P.L. (1984). Contributi al RILEVAMENTO GEOLOGICO IN AREE
VULCANICHE. Pitagora Editrice Bologna, Italia.

Tabella 6. Stadii delle emissioni globali nel rischio vulcanico.

	Colate laviche	Rischio vulcanico Flusso-uragge pirotecnici colate di fango e laviche	Depositi di folla, manifestazioni piroclastiche e aerosol
ORIGINE E CARATTERISTICHE	Eruzione non esplosiva di lava fluida. Le colate di minore relazione sono, generalmente non più veloci di quanto prevede coinvolgendo una persona.	Colate di colata eruttiva, esplosiva direttamente, si producono durante un'attività frantumativa. Colate di fango e inondazioni si possono produrre per depositazione di piroclastici nelle rovine e glaciato, per disassottimento di cori d'acqua, e quando le attività esplosive intensano un lago craterico. I sorgenti ed i flussi piroclastici e le colate di fango si formano improvvisamente e il movimento velocissimo (distesa decina fino a centinaia di km/h).	Si tratta di esplosioni che producono piroclastici che tendono nell'aria (scandali laterali e gas. Possono raggiungere grandi distanze sotto la spinta del vento. Uno possono uscire dai condotti anche non in maniera esplosiva.
IN ALIZZAZIONE	Le colate sono monitorate alle aree adiacenti ai fianchi dell'apparato. Difficilmente possono essere previsti a 10 km. I percorsi sono controllati dalla topografia. Colate si verificano soprattutto negli apparati a condotto centrale ma anche in brevi intervalli di tempo possono interessare tutti i fianchi dell'edificio vulcanico. Inoltre colate possono essere lungo da questi complessivamente di grandi estesi l'area vulcanica.	Distribuzione complessivamente controllata dalla topografia. Oltre i fianchi del vulcano gli effetti di questi eventi interessano fondamentalmente le depressioni. In certe possono risultare anche corrispondono particolarmente elevata per i sorgenti ad alta energia eruttiva. Inoltre le onde di cori fini interconnesso nella vallata di base del cono può essere da quest'ultima e possono ad attività vulcanica secondo la linea di massima pendono (zona centrale topografica). Un tale fenomeno ha caratterizzato la eruzione di St. Vrain durante la fase eruttiva del vulcano La Palla del 1922. Volanti ad alta velocità di esplosività e ricoperti da una spessa massa nevosa non quelli più indicati per tali tipi di rischio.	Distribuzione controllata dalla direzione e velocità del vento. Tutte le zone sottostanti la funzione delle direzioni del vento più frequenti rispetto al vulcano sono soggette a tali rischi.
DIMENSIONI DELL'AREA INTERESSATA (A LUNGHEZZA EVENTI)	La maggior parte delle colate laviche non ricopre più di qualche km ² . Rare colate relativamente grandi possono giungere a ricoprire un centinaio di km ² . La colata dell'Etna del maggio-giugno 1983 ha ricoperto un'area di 6 km ² .	I depositi possono ricoprire un'area da pochi km ² fino a centinaia e migliaia di km ² (granitici). Colate di fango e inondazioni possono estendersi sul fondovalle per decine di km dal vulcano (Fig. 52).	Una eruzione di grande proporzioni può interessare un'area di decine di migliaia di km ² . Se l'intensità è moderata i prodotti di folla possono interessare un'area di migliaia di km ² .
EFFETTI	Le aree ricoperte dalla colata sono soggette a distruzione pressoché totale. Costruzioni di grande mole possono cedere una colata (Fig. 51). Le colate che si estendono entro aree inaruite, per immediata fusione della neve possono provocare pericolose inondazioni e colate di fango. Possono provocare inonazioni anche per abbassamento di cori d'acqua.	Uomini e oggetti sono soggetti a incendi, abbattimento, spostamento e inondazione.	Proprietà sono soggette a ricoprimente e infiltrazione di parti delle strutture accompagnate da gas corrosivi. Manifestazioni ed effetti d'infiltrazione possono interessare zone sottostanti distanti centinaia di km dal condotto eruttivo. Partiti alla temperatura, occasionalmente ed effetti da acidi possono interessare anche zone più distanti.
PREVISIONI IN ALIZZAZIONE (A AREA A RISCHIO) (A PRESSIONE SPAZIALE)	Relativamente prevedibili vicino a grandi vulcani a condotto centrale. In base di massima il percorso opera solo previsioni con carattere di generalità.	Relativamente prevedibili in quanto si seguono per la più in appenti a condotto centrale ed i prodotti dell'attività sono caratterizzati di fianco del vulcano e alle valli distribuite attorno a questi.	Moderatamente prevedibili. Grandi quantità di cori sono fondamentalmente da parte in colazione ad appenti a condotto centrale. La loro distribuzione dipende principalmente dai venti dominanti. Importanza quindi la statistica delle direzioni prevalenti del vento e della loro energia di trasporto.
CRANII IN RICHIEDI NELL'AREA INTERESSATA	Rischi per l'incolumità della popolazione, che per le proprietà.	Rischi fino ad una da per la popolazione che per le proprietà preziose alle zone eruttive. Per le persone, relativamente alto perché fango e sorgenti di origine improvvisamente e si spostano con alta velocità. Manifestazioni occasionalmente con l'azione dell'area rispetto al fondo valle.	Rischi considerati per le persone e le cose vicino alla bocca eruttiva. Manifestazioni fino ad un grado molto basso nella zona sottostante (ove tuttavia rimane il rischio di caduta ballistica di frammenti di più grossi dimensioni) e la funzione delle direzioni. Alto rischio nelle depressioni ed i fianchi ed i bordi dell'edificio per la loro dovuti a mobilitazione dei prodotti piroclastici per pioggia torrenziali.

exploración de recursos minerales (incluido el petróleo y los placeres), zonas de riesgo, etc.

Sobre la relación de las formas del relieve con las estructuras geológicas activas e inactivas, existe en español una traducción reciente de un trabajo de M.P. Kostenko (1985).

IX. APLICACIONES DE LA GEOMORFOLOGÍA

Una vez que en los capítulos anteriores se ha presentado una serie de métodos para el estudio del relieve terrestre, las aplicaciones de la geomorfología resultarán de fácil comprensión por la orientación que se da, en cada caso, sobre los métodos cartográficos que pueden resultar de utilidad.

Las obras dedicadas a la geomorfología aplicada son escasas. En español existe un libro de J. Tricart (1969) que muestra numerosos ejemplos interesantes; en inglés puede consultarse a R. Cooke-J. Doornkamp (1974) y Veerstappen (1983). En realidad, las aplicaciones de la geomorfología son tratadas en una buena cantidad de libros, pero como temas secundarios restringidos a los problemas objeto de la publicación (procesos fluviales, de laderas, litorales, etc.).

Asentamientos humanos

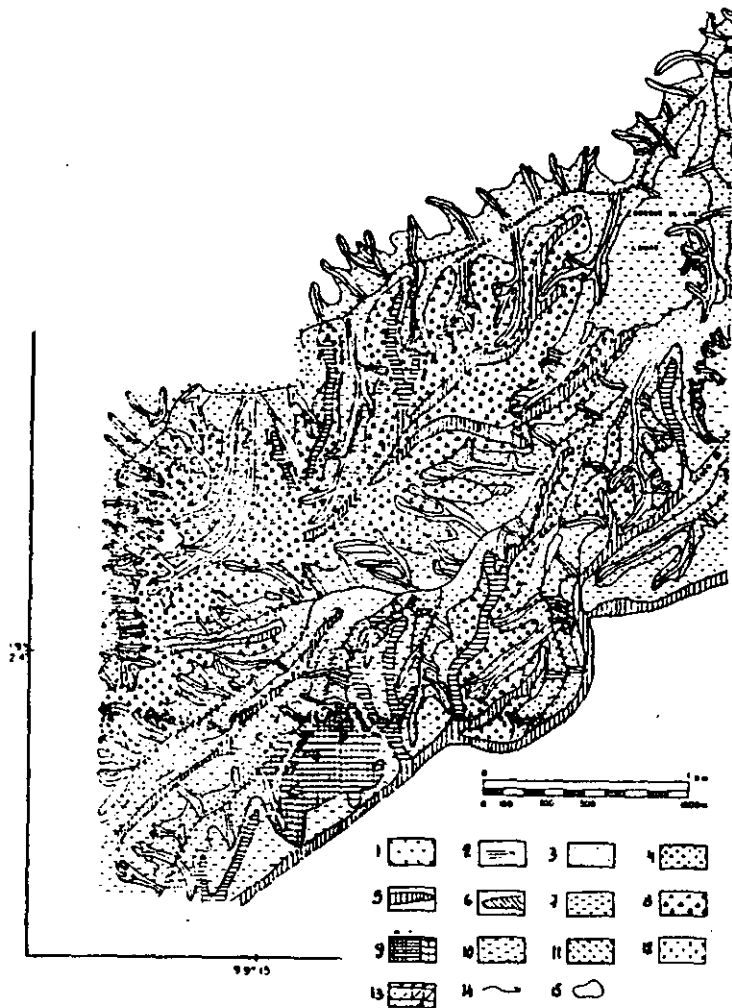
El gran desarrollo que tienen las ciudades en la posguerra provoca cambios sustanciales no sólo en el relieve terrestre de determinadas localidades, sino de los procesos naturales, además de alteración de la composición de la atmósfera, los suelos agrícolas, etc. El hombre es actualmente el agente más activo en la modificación del relieve; pero este fenómeno es tema de interés de muchas otras disciplinas: geografía física, geología, ecología, urbanismo, ingeniería de la construcción, economía, etc. Ha sucedido que un problema al que tradicionalmente se le prestaba poca atención se convierte en prioritario, y las proposiciones de solución, que se buscan desde distintos ángulos, con frecuencia son antagónicas.

El problema de hacia dónde deben crecer las ciudades, y la planificación de uso del suelo, no se resuelve en su totalidad por los métodos geomorfológicos. Se pueden señalar con precisión las zonas favorables, desfavorables y descalificadas para la construcción, con base en el análisis de diversos parámetros geomorfológicos que se deben complementar con otros de tipo geográfico, geológico, geofísico, socioeconómico, etc.

Es recomendable que todas las ciudades importantes sean cubiertas con una cartografía geomorfológica en escala muy grande, 1: 5 000, por ejemplo. Esto debe incluir mapas morfométricos, esencialmente el de pendientes, y los que se consideren útiles según la zona en estudio. Un mapa de densidad de disección da idea de las irregularidades del terreno y de los problemas que se presentarán a los ingenieros constructores; asimismo, pueden ser de utilidad otros mapas morfométricos, sin olvidar los de análisis de cuencas hidrológicas, ya que una ciudad situada en una cuenca provoca una alteración en el régimen hidrológico. Es recomendable un mapa morfogenético y otro de procesos exógenos que señale especialmente aquellos que representan riesgos: corrientes de lodo, derrumbes, carso, cabeceras de barrancos, erosión marina, etc. Este mapa se puede convertir en otro de riesgos.

Ya que las ciudades son dinámicas, es necesario conservar, a través de los mapas, elementos tendientes a desaparecer en unos cuantos años: barrancos, lomas, volcanes menores, etc. que la urbanización borra del paisaje. Podemos llamar a estos mapas la memoria de la ciudad, muy maltratada en la mayor concentración humana del mundo, la capital de la República Mexicana.

Los mapas recomendados deben elaborarse no sólo para la superficie ocupada por el núcleo urbano, sino para todo el entorno, por la influencia que tiene y por ser una zona potencial que va a ser asimilada. La cartografía debe incidir en determinados elementos (por medio de símbolos específicos) tales como barrancos y escarpes activos, zonas de desembocadura de corrientes, márgenes de las crecidas anuales y extraordinarias de los ríos, zonas de asentamiento por compactación, antiguos lagos y pantanos (históricos); de formas cársticas subterráneas, de dunas activas e inactivas, etc.



Tomado de : HUBP L., J.I. (1988). Elementos de Geomorfología

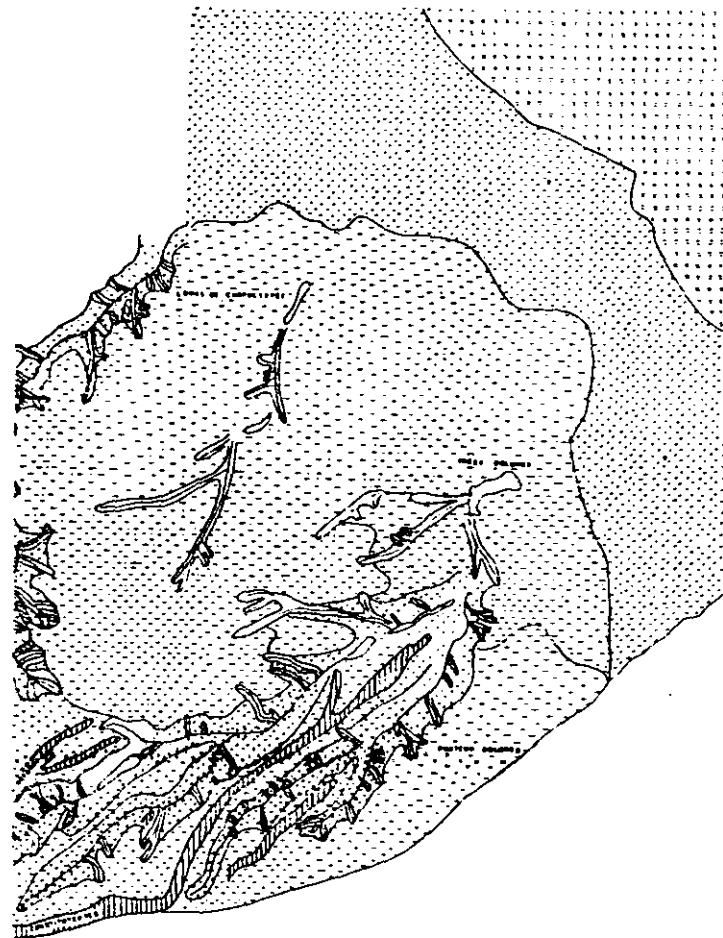


Fig. 21. Mapa geomorfológico aplicado a los asentamientos humanos (S. Hernández Adame, 1987). Leyenda resumida. 1. Laderas de barrancos mayores, profundos (50-100 m) en el piedemonte; se realizan construcciones modificando el relieve. 2. Barrancos menores (afluentes), de menos de 50 m, muy

Aplicada (Métodos Cartográficos). Instituto de Geografía, UNAM, México, D.F..

activos; representan serios riesgos para las construcciones. 3. Fondos anchos y planos de barrancos mayores; procesos actuales de erosión lateral, derrumbes, crecidas de la corriente. 4. Fondos estrechos de barrancos mayores; procesos actuales de erosión vertical, lateral, derrumbes y crecidas de la corriente. 5. Superficie de divisorias, resúdos del relieve original de piedemonte, de inclinación menor a 7°; estables, favorables para las construcciones excepto cuando están en contacto con cabeceras de barrancos menores. 6. Superficies de divisorias estrechas, espinadas ($\geq 10^\circ$); en general desfavorables para la construcción. 7. Laderas de piedemonte intermedias entre barrancos mayores y divisorias, de inclinación menor a 8°; débilmente afectadas por la erosión fluvial; permiten las construcciones modificando el relieve. 9. Formas originadas por extracción de material para la construcción: a) Laderas espinadas (hasta verticales), b) Colinas, c) Depresiones. 10. Porciones inferiores del piedemonte, de poca inclinación (1.5-3°), estables; originalmente inundables, actualmente en menor grado por obras de ingeniería. 11. Límite inferior del piedemonte, plano inclinado (0.5-1.5°); originalmente zona de escurrimiento y acumulación, modificada por obras de ingeniería. 12. Superficie plana, nivel base de la cuenca de México ($\approx 0.5^\circ$), de origen fluvial (acumulación) y lacustre, procesos totalmente alterados, persisten riesgos por inundación. 13. Lomas en las superficies de divisoria. 14. Corrientes principales. 15. Presas.

Verstappen (1983) recomienda las siguientes escalas de cartografía para casos específicos: de 1: 25 000 a 1: 10 000 para localizar zonas favorables para la construcción; de 1: 10 000 a 1: 5 000 para señalar riesgos, y hasta 1: 1 000 para definir los sitios más adecuados para la construcción.

La existencia de riesgos no es un impedimento para la presencia de asentamientos humanos. Muchas grandes ciudades del mundo están amenazadas por terremotos y erupciones volcánicas; varios asentamientos han desaparecido desde tiempos remotos (Pompeya, Cuicuilco). El problema es tener conciencia de la existencia de estos riesgos. El hombre puede cambiar el curso de un río y desecar lagos, pero hasta la fecha no ha intentado alterar la actividad interna de la Tierra: siempre ha convivido con sismos y volcanes activos y tendrá que seguir siendo así.

Se ha demostrado que los sismos causan mayores daños en las porciones de las ciudades asentadas en planicies lacustres y aluviales que en terrenos rocosos más sólidos (Tricart, 1973). Es una relación entre un proceso endógeno con otro exógeno.

Riesgos como las corrientes de lodo pueden ser o no impedimento para el desarrollo de asentamientos humanos. Hay grandes ciudades que frecuentemente son dañadas por corrientes de lodo que tienen su origen en altas montañas, esto sucede principalmente en el Asia Central y en Sudamérica (Argentina y Chile). No toda la superficie que cubre una corriente de lodo es afectada con la misma intensidad, pero en algunas porciones resulta catastrófico. Es común que los conos de deyección activos evolucionen por corrientes torrenciales, aunque esporádicas, incluso una en veinte años, por lo que se elimina toda posibilidad de construcción en ellos.

La figura 21 muestra un ejemplo de mapa geomorfológico relacionado con los asentamientos humanos. Aquí sólo se ha pretendido exponer algunos criterios útiles sobre la aplicación de los métodos cartográficos geomorfológicos.

La carta de pendientes es útil por cuanto las porciones de menor inclinación son las más favorables para la construcción. Una pendiente fuerte exige una alteración del relieve original. Es recomendable aplicar las categorías siguientes cuando están presentes superficies planas (valores en grados): <0.5-1°, 1-1.5°, 1.5-3°, 3-5°, 5-10°, 10-15°, 15-20°, 20-30°, >30°.

El análisis geomorfológico es indispensable en la planificación del crecimiento de ciudades y de medidas preventivas en ellas, pero siempre se acompaña por otros estudios. La ciudad de México es un ejemplo excelente de problemas de urbanismo en relación con la geomorfología: formas del relieve, procesos, riesgos, alteraciones humanas, construcciones en todos los tipos de condiciones, y pendientes del terreno, etc.

Estudios agrícolas.

Los métodos geomorfológicos tienen aplicación en cuestiones relacionadas con los suelos agrícolas: prevención de la erosión, planificación de cultivos, y afinidad con algunas formas del relieve.

Para el especialista en cuestiones edafológicas, uno de los principales mapas temáticos que le son de utilidad es el geomorfológico general y variedades de éste, además de la información climática, hidrológica, biogeográfica, etc. Un mapa geomorfológico es un aporte valioso por la relación que con los tipos de suelos y fertilidad tienen algunas formas del relieve: planicies y terrazas fluviales, superficies de origen volcánico (piroclásticas o de lava), planicies lacustres o palustres, zonas cársicas (con frecuencia se presentan los suelos terra rosa), etc.

Los mapas de procesos exógenos son también un apoyo en este tipo de estudios y su elaboración puede orientarse esencialmente a una información relacionada con los fenómenos de alteración del suelo agrícola por movimientos gravitacionales, cárcavas y barrancos, dunas activas, etc. Pueden elaborarse mapas esenciales, por ejemplo de barrancos, uno de los principales procesos de la erosión del suelo agrícola. Entre los mapas que se utilizan está el de densidad o frecuencia de barrancos por km². Pueden realizarse de manera semejante al de densidad de disección, o, bien, contando la cantidad de cabeceras (las porciones más activas) por unidad de

superficie. Los barrancos también pueden clasificarse por su actividad, sea apreciativa o cuantificada en m/año.

De todos los procesos exógenos los fluviales son fundamentales en una cartografía detallada aplicada a cuestiones agrícolas, donde se señalan los tipos de escurrimiento: en plano y lineal, que pueden subdividirse por su magnitud, y los talwegs clasificarse en órdenes, dimensiones, tipo de erosión que predomina (vertical, lateral, remontante). Lo mismo puede decirse de una clasificación detallada de las vertientes.

Algunos mapas morfométricos son esenciales en los estudios a que nos referimos. Uno de ellos es el de pendientes, por su relación con los cultivos adecuados, la erosión potencial a que están sometidos y los tipos de procesos exógenos que se presentan en cada categoría de pendiente.

En los Estados Unidos se aplica una clasificación de los suelos de acuerdo con la inclinación del terreno en las siguientes categorías (en grados): 0-2°, 2-4.5°, 4.5-9°, 9-17°, 17-36°, >36°.

Para evaluar la erosión potencial de los suelos, el especialista soviético M. Zaslavsky (Spiridionov, 1985) recomienda los siguientes intervalos: 1-3°, 3-5°, 5-8°, 8-10°, 10-15°, 15-20°, 20-40°, >40°.

En la URSS, V. Kravtsova y E. Nikolaevskaya (*op. cit.*) proponen los siguientes intervalos (en grados) para cartas de pendientes aplicadas a cuestiones agrícolas: hasta 1.5°, 1.5-3°, 3-6°, 6-12°, 12-20°, 20-45°, >45°. Esta última se basa en lo siguiente:

Las superficies de inclinación menor a 1.5° prácticamente no son afectadas por el escurrimiento. Entre 1.5 y 3° empieza a manifestarse un débil escurrimiento por lo que el trabajo de la tierra exige tomar medidas preventivas contra la erosión. Entre 3 y 6° la erosión fluvial puede ser intensa en las laderas expuestas al sur, por lo que se toman medidas especiales contra la erosión; la maquinaria utilizada disminuye en productividad en un 15% y el gasto de combustible aumenta hasta 10%.

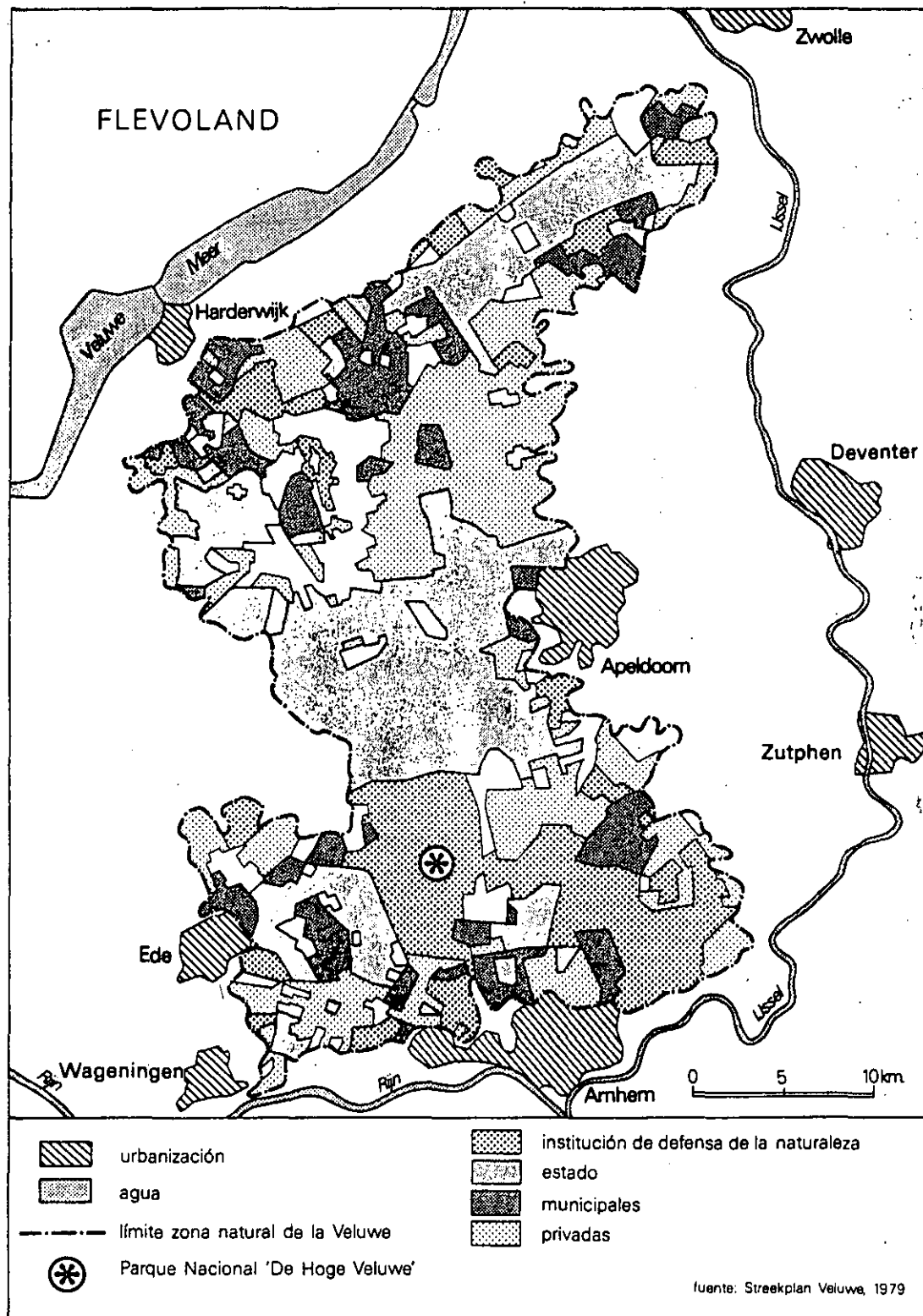


Figura 8 - Veluwe, relaciones de propiedades

Tomado de: I.D.G. BOLETIN (1984-85). Centro de Información y Documentación para la Geografía de Holanda. Utrecht/ La Haya, 1985.

Los españoles generamos más de 10 millones de toneladas de residuos de desecho al año.

La basura nos invade

Cuando hablamos de basura nos referimos a los residuos domésticos que se acumulan en las viviendas, en las oficinas, en los comercios, en las industrias, etc. La basura invade el espacio que nos rodea y nos afecta directamente. Para acabar con esta invasión de materiales de desecho, debemos considerar los residuos como materias primas aprovechables.

Los residuos domésticos que se acumulan en las viviendas, en las oficinas, en los comercios, en las industrias, etc. La basura invade el espacio que nos rodea y nos afecta directamente. Para acabar con esta invasión de materiales de desecho, debemos considerar los residuos como materias primas aprovechables.



Pero las basuras del hombre civilizado no sólo aumentan de volumen, sino que también cambian de composición. Un estudio realizado en 1982 por el Banco Internacional de Reconstrucción y Desarrollo en las diferentes ciudades del mundo, muestra claramente que el grado de desarrollo de los países es inversamente proporcional al porcentaje de materias orgánicas (restos vegetales de alimentos, pan, pescado, conchas, paja, etcétera) que se encuentran entre sus basuras. Y así, ese índice es del 22 por ciento para un norteamericano de Brooklyn, de un 43 por ciento para un filipino de Manila y de un 82 por ciento para un indonesio de Yakarta. En consecuencia, las basuras del hombre desarrollado son más ricas en materias impurescibles e incluso, en muchas ocasiones, tóxicos (plástico, vidrio, metal), planteando por estas razones problemas de eliminación más graves que las generadas en el Tercer Mundo. De hecho, en España, aunque no existen datos para saber con exactitud qué elementos componen realmente nuestros residuos, recientes estudios y análisis realizados en vertederos de áreas importantes de implantación urbana, han puesto de manifiesto la disminución relativa de la materia orgánica (49 por ciento) y ligeros incrementos en los contenidos de plásticos (7 por ciento), metales (4 por ciento) y, sobre todo, de papel y cartón (20 por ciento); lo que indica un progresivo acercamiento al tipo de basuras generado por los países de la Comunidad Europea. La elevación del nivel de vida y la evolución de las formas de consumo, así como el uso creciente de envoltorios de papel, vidrio, cartón y plástico explican este cambio.

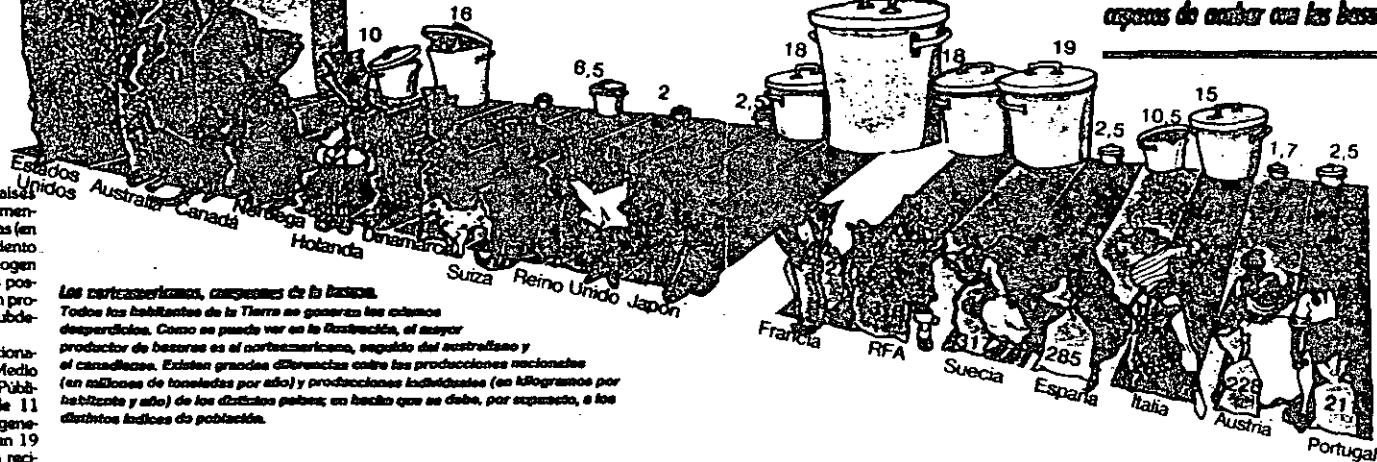
Ahora bien, aunque los países desarrollados han sabido perfectamente resolver la recogida de sus basuras (en España, entre el 85 y el 90 por ciento de los residuos domésticos se recogen en la puerta de las casas), las fases posteriores a la del cubo aún presentan problemas propios de sociedades subdesarrolladas.

En efecto, según datos proporcionados por la Secretaría General de Medio Ambiente del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, de los más de 11 millones de toneladas de basuras generadas cada año en España, sólo un 19 por ciento aproximadamente son reci-

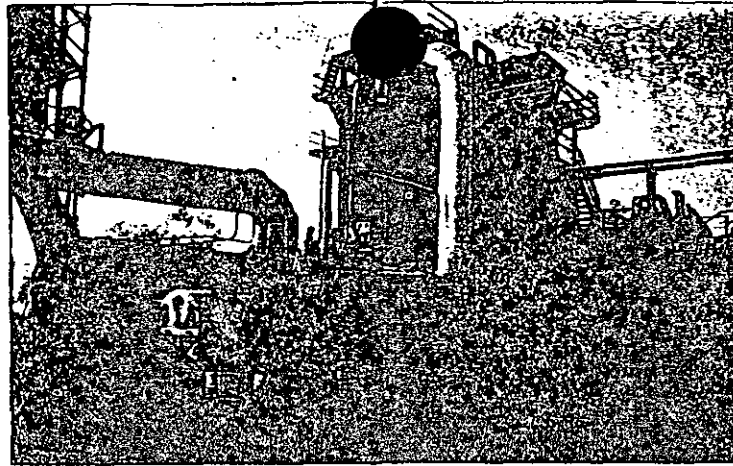
cidas, bien por incineración con recuperación de la energía para calefacción o electricidad (2,7 por ciento) o por transformación en *compost*, un separador orgánico del terreno utilizado en agricultura para enriquecer los suelos (16,4 por ciento). El resto, es decir, prácticamente las otras tres cuartas partes de los desperdicios, son eliminados en incineradores simples, sin recuperación de la energía (3,57 por ciento) o simplemente abandonados en vertederos de forma controlada (45 por ciento) e incluso de forma incontrolada (32,6 por ciento). El panorama en el resto de los países de la OCDE (Organización de Cooperación y Desarrollo Económico) no es tampoco muy alentador: austriacos y canchenses almacenan todavía más del 90 por ciento de sus basuras,

Producción nacional en millones de toneladas

Producción en kg por habitante



Los norteamericanos, campeones de la basura. Todos los habitantes de la Tierra no generan los mismos desperdicios. Como se puede ver en la ilustración, el mayor productor de basuras es el norteamericano, seguido del australiano y el canadiense. Existen grandes diferencias entre las producciones nacionales (en millones de toneladas por año) y producciones individuales (en kilogramos por habitante y año) de los distintos países; un hecho que se debe, por supuesto, a los distintos índices de población.



Quemar los desechos. Sólo el 3 por ciento de las basuras que se producen en España se queman en plantas que aprovechan la energía liberada. En la foto aparece una de estas instalaciones, la de Moncada, en Barcelona.

los norteamericanos acumulan más del 80 por ciento de los desperdicios, y franceses y alemanes abandonan en vertederos en torno al 50 por ciento de los mismos. Excepciones de esta situación serían Suiza y Japón, países que intentan librarse de sus desperdicios con gran rapidez incinerándolos en un 80 y un 72 por ciento, respectivamente.

Una vez que pasa el camión de la basura, hoy por hoy el sistema más utilizado por los municipios españoles para librarse de sus desperdicios es el vertido controlado de los mismos. Este proceso consiste en la colocación sobre un terreno de unas características especiales la totalidad de los residuos. En la

práctica, estas instalaciones deben estar sometidas a exigencias de explotación muy estrictas: velado, vigilancia y replantamiento de las basuras por estratos sucesivos recubiertos de tierra, para forzar la descomposición y reducir los riesgos de contaminación ambiental. Además, también tienen que estar sujetos a un plan de acondicionamiento posterior que debe prever, cuando llega su saturación, la transformación de esta zona, en un principio árida, en un área destinada a jardines, campos de deportes o lugares de ocio, por ejemplo. En España existen actualmente 96 vertederos controlados. La Comunidad de Madrid deposita en este tipo de instalaciones el 90 por ciento de sus residuos; el País Vasco, el 80 por ciento de los mismos; Asturias, el 73 por ciento, y Canarias, el 72. El resto de las comunidades autónomas acumulan menos del 70 por ciento de sus basuras en vertederos controlados.

Las razones por las que los ayuntamientos apuestan por este sistema de tratamiento de basuras reside fundamentalmente en su fácil implantación, los costes reducidos de instalación y funcionamiento y su capacidad para absorber distintos tipos de productos. Sin embargo, los riesgos medioambientales que pueden engendrar, así como el despilfarro que reflejan y las molestias que producen, los convierten con mucho en

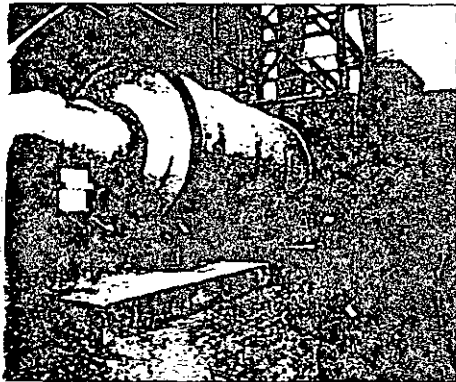
el método de tratamiento de residuos más impopular.

En efecto, el terreno adecuado para el emplazamiento de un vertedero controlado sobre todo debe contar con un subsuelo impermeable que garantice, en la medida de lo posible, la preservación de las aguas superficiales y subterráneas de la contaminación por lixiviados, es decir, de la penetración de productos tóxicos arrastrados por la lluvia. Sin embargo, la necesidad de grandes extensiones de terreno para estos fines, particularmente cerca de los centros urbanos, ha provocado, en algunos casos, la implantación de estas instalaciones en suelos que no cumplen estrictamente con los requisitos necesarios. En en estas condiciones, los núcleos de población más cercanos sufren peligrosos índices de contaminación. Sin ir más lejos, el pasado mes de junio la Comunidad de Madrid se vio obligada a anunciar el cierre del vertedero controlado conocido con el nombre de Lobocoro, que está situado en el término municipal de Collado Villalba. Desde hacía ya varios meses, los vecinos de este municipio observaban alarmados que tanto las aguas subterráneas de zona como los arroyos que pasan junto al vertedero y los prados cercanos a estos terrenos, lugares en los que habitualmente pasta el ganado, se estaban contaminando a un ritmo muy acelerado. La construc-

No existen vertederos, incineradoras, ni fósiles de residuos capaces de acabar con las basuras que nuestro genera el año

ción de este vertedero, hace tres años y medio, costó 170 millones de pesetas y su recinto requerirá la inversión de 312 millones de pesetas.

Los riesgos que se derivan de este tipo de instalaciones y, sobre todo, la escasez de espacios disponibles destinados a nuevos enclaves potenciales, han hecho que la mayoría de los países industrializados opten por otras soluciones posibles. En Suiza, la República Federal de Alemania y Francia, por ejemplo, la técnica de tratamiento que últimamente cuenta con más éxito ha sido la incineración de los residuos. Este sistema consiste en un proceso de combustión controlada que transforma las basuras en cenizas y gases. Para ello, los desperdicios deben descargarse en una fosa en depresión atmosférica respecto al exterior, que evita la aparición de malos olores en las zonas próximas



Reciclar residuos. A partir de la materia orgánica que existe en las basuras domésticas se puede obtener un material desecado y compost, que sin ser enterrado un abono, contiene nutrientes y oligoelementos que regeneran los suelos. En España existen 40 plantas que elaboran este producto.

Luego son conducidas a un horno en donde arden a una temperatura de 800 grados centígrados.

Mientras este proceso, los residuos reducen su volumen a un 80 por ciento, pero sobre todo permite liberar una gran cantidad de energía térmica que puede ser utilizada en sistemas de calefacción, y para la producción de energía eléctrica susceptible de ser inyectada en la línea eléctrica más próxima a la planta incineradora. Los expertos establecen que gracias a este sistema es posible obtener mediante la combustión de una tonelada de basuras 1.100 kilowatt-hora térmicos. Además, según afirma Jesús Guerrero, adjunto a la dirección del Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía (IDAE) del Ministerio de Industria y Energía, permitiría cubrir entre el 15 y el 20 por ciento de las necesidades eléctricas de una familia exclusivamente a través de las propias basuras que ella produce.

En España existen actualmente tres plantas incineradoras (dos de ellas en Barcelona y la otra en Palma de Mallorca) con recuperación de energía que tratan aproximadamente el 3 por ciento de los residuos que se producen el año en nuestro país. Pero esta situación cambiará en breve, ya que el Gobierno ha aprobado un proyecto incluido en el Plan de Energías Renovables que prevé la construcción de otras 21 plantas de incineración. Según los plazos establecidos, estas instalaciones deberán comenzar a funcionar en 1995 y generarán energía eléctrica, lo que supondrá el ahorro de recursos energéticos tan importantes como el petróleo.

Pero, aunque la incineración representa un progreso enorme en relación a una simple descarga en vertedero, no

deja de tener inconvenientes. Las basuras quemadas liberan en la atmósfera importantes cantidades de diminutas partículas sólidas en suspensión, de metales pesados (plomo, mercurio, cinc, etcétera) y de gas clorhídrico (HCl), muy contaminantes. Ante este problema, la Comunidad Europea ha adoptado normas muy severas, a las que deben someterse las incineradoras de los países miembros. En primer lugar, se impone la eliminación del gas clorhídrico (HCl) de los humos por decoloración, además de la eliminación previa de las partículas en suspensión. La Comunidad Europea establece también, sobre todo para aquellas incineradoras con una capacidad superior a 6 toneladas/hora, que las emisiones de metales como mercurio y el cadmio no debe superar 0,2 mg por Nm³ (1 m³ de gas

La alternativa del biogás

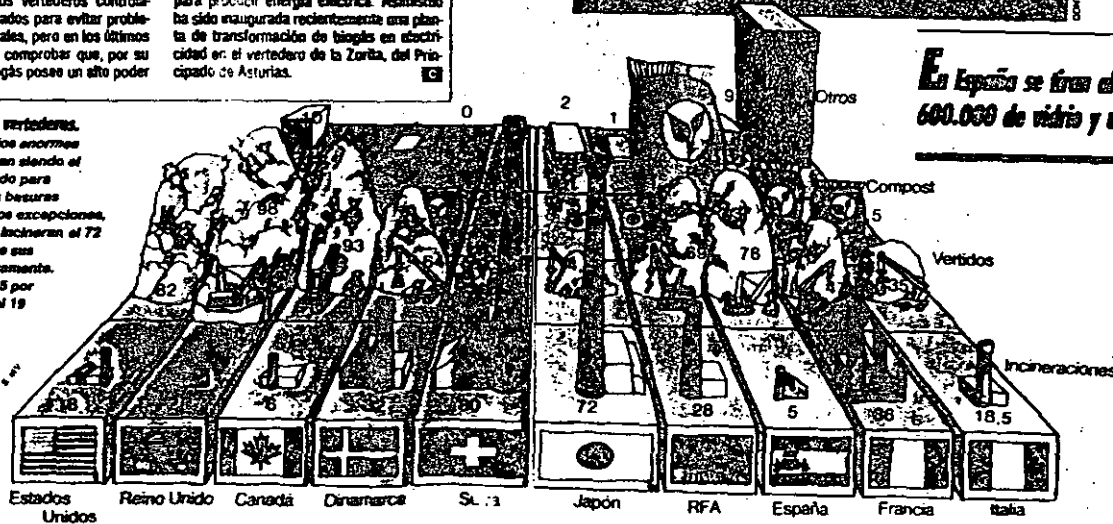
ADemás de las plantas incineradoras, existe otro método que permite aprovechar la energía interna de las basuras, para generar, por ejemplo, electricidad; pero, en esta ocasión, la alternativa viene de la mano de los vertederos controlados. La materia orgánica de los residuos que han sido depositados y enterrados en estas instalaciones por lo general está sometida a una serie de procesos microbiológicos que generan productos gaseosos conocidos con el nombre de biogás.

Normalmente, los vertederos controlados son desgasificados para evitar problemas medioambientales, pero en los últimos años se ha podido comprobar que, por su composición, el biogás posee un alto poder

energético. «Además de otros gases», señala Eñel Carreras, responsable de la sección de residuos biodegradables del Instituto de Energías Renovables que depende del CEMMAT, «el biogás cuenta con un 50 por ciento de metano, que puede producir entre 4.500 y 5.000 kilocalorías». En la actualidad, en el vertedero de Artigas, de Bilbao, se está llevando a cabo un proyecto, subvencionado por la Comunidad Europea, en el que participa el CEMMAT, que pretende aprovechar el biogás generado en estas instalaciones para producir energía eléctrica. Asimismo ha sido inaugurada recientemente una planta de transformación de biogás en electricidad en el vertedero de la Zorita, del Principado de Asturias.

Biogás, bajo los vertederos.

Controlados o no, los enormes vertederos continúan siendo el método más utilizado para eliminar y tratar las basuras domésticas. Con dos excepciones, Japón y Suiza, que incineran el 72 y el 80 por ciento de sus residuos, respectivamente. España incinera el 5 por ciento y regenera el 19 por ciento.



En España se tiran al año 300.000 toneladas de metales, 600.000 de vidrio y unos dos millones de toneladas de papel

mercurio. Este proceso produce barros que posteriormente deben ser tratados y filtrados. También existen sistemas de decoloración en los que el HCl queda atrapado en neutralizadores de tipo alcalino. Las incineradoras que se construyan en los próximos años en España deberán evidentemente cumplir la normativa comunitaria. Del mismo modo, las tres que ya existen tienen un periodo de cinco años para adaptarse a estas exigencias. «En concreto —asegura Jesús Guerrero— la planta de San Adria de Besos, en Barcelona terminó en 1989 la implantación de electrofiltros y ahora está haciendo un proyecto para incorporar depuradores encargados del lavado de humos».

Sin embargo, el problema de la con-

Vertidos incineros. En España el 52 por ciento de las basuras que se producen al año son vertidas de forma incontrolada, planteando serios problemas medioambientales.

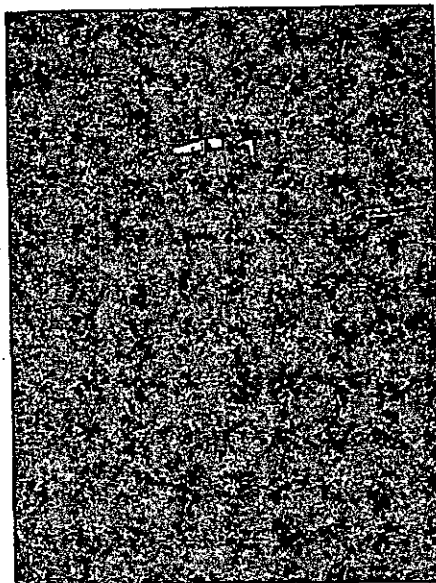


aminación generado por las plantas incineradoras no se resuelve evitando las emisiones de polvos, cenizas o partículas de pequeño volumen a la atmósfera. Estas instalaciones, al incinerar las basuras producen unas cenizas resistentes que representan entre el 30 y el 40 por ciento del volumen total de la materia tratada. Son, en definitiva, residuos de residuos que contienen sales metálicas tóxicas tan solubles y lixiviables que pueden producir graves problemas medioambientales. En España, las cenizas procedentes de las basuras incineradas son consideradas materia inerte que se utiliza como relleno en la construcción de carreteras y caminos o simplemente se abandona en vertederos de escombros, sin ser sometida a ningún tipo de tratamiento. Parece necesario buscar, pues, una solución última para estos residuos con el fin de evitar que las plantas incineradoras se vuelvan tan impopulares como los vertederos.

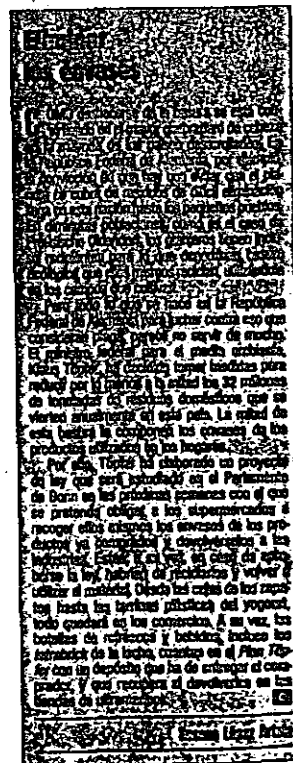
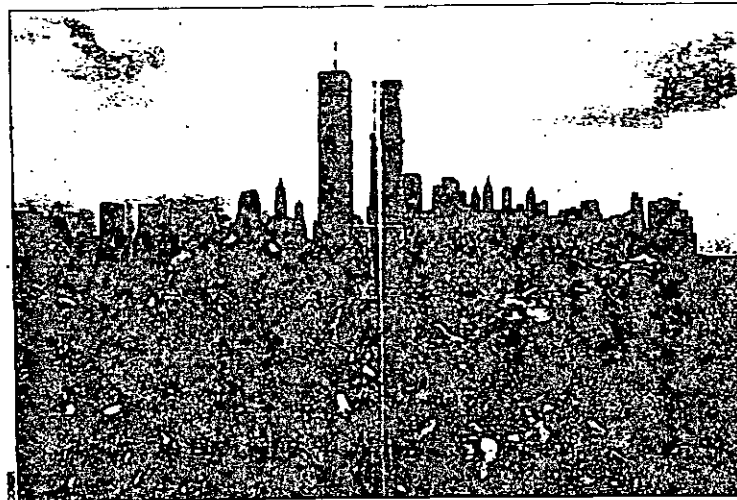
Planteadas así las cosas, el reciclamiento de las basuras aparece como la solución más razonable a largo plazo para su eliminación. La recuperación de

los componentes que contienen los desechos no sólo significa reducir los residuos urbanos y proteger el medio ambiente, sino que además conlleva un considerable ahorro de energía y de recursos naturales. Tan sólo España tira al año en sus basuras más de 300.000 toneladas de metales, casi 600.000 toneladas de vidrio, unos 2 millones de toneladas de papel y más de 5 millones y medio de toneladas de materia orgánica, cifras que oscilan entre el 50 y el 80 por ciento de la producción de dichos materiales, por lo que no podría justificarse una política basada simplemente en la eliminación de los residuos. Resulta escalofriante pensar, por ejemplo, que para conseguir una tonelada de pasta, necesaria en la fabricación del papel, son necesarios 14 árboles y cada uno tarda en crecer 20 años; que con la recuperación de 2 toneladas de plástico se puede ahorrar una tonelada de crudo importado, o que para la producción de una tonelada de acero, si utilizamos material recuperado, evitaremos un barril y medio de petróleo. Es evidente que las basuras domésticas son toda-

Con la recuperación de dos toneladas de plástico se puede ahorrar una tonelada de petróleo importado



En todos los rincones del planeta. Cada día, toneladas de productos de desecho se acumulan en los lugares más inspeccionados. Para erradicar este problema, entre otras cosas, es necesario, sobre todo, contar con la colaboración ciudadana.



Montañas de desperdicios. Cuando el índice de consumo y de contaminación aumenta, mayor es la cantidad

de residuos que se generan. Los sofisticados sistemas, reyes del desperdicio, son, sin duda, los mayores productores de residuos del planeta.

vía una fuente de energía poco explotada y que en un futuro los países industrializados deberían adoptar las medidas adecuadas que les permitan reutilizar las materias primas que en ellas se encuentran.

Las experiencias llevadas a cabo en este sentido hasta el momento son pocas y preliminares. La mayoría de los países, entre ellos España, utiliza los recursos que le ofrece la basura, obteniendo a partir de ella un material denominado *compost*, que sin ser enteramente un abono, contiene nutrientes y oligoelementos que regeneran el terreno. Para ello, la materia orgánica de los residuos se somete a un proceso de descomposición biológica por vía aerobia en condiciones controladas (entre un 50 y un 60 por ciento de humedad). Las bacterias que actúan en el medio son las encargadas de transformar este material en un regenerador orgánico y por su condición de termófilas pueden desarrollar este proceso a temperaturas comprendidas entre 50 y 70 grados centígrados. La fermentación puede ser natural (al aire libre) o aceleración (en digestores). En el primer caso tiene una duración de tres meses y de 15 días en el segundo. En España existen 40 plantas de compostaje donde se recuperan aproximadamente 823.000 toneladas

de materia orgánica procedente de las basuras.

Una de las mayores dificultades para utilizar los componentes de las basuras estriba en que las actuales técnicas de selección no facilitan, en absoluto, el reciclado de las materias primas. Vidrios, plásticos, cartones y metales, sucios y mezclados, con frecuencia no son valorizados o acaban abandonados en vertederos o quemados en los hornos incineradores. La solución a este problema parece que pasa por la potenciación de medidas como la recogida selectiva de los residuos desde el propio hogar. La idea consiste en proporcionar a cada usuario tres tipos distintos de recipientes (uno para el vidrio, otro para el papel y un tercero para el resto de la basura) y en recoger estos desperdicios en vehículos especiales compartimentados. Este sistema, que exige un alto grado de participación ciudadana, permite que las materias primas se mantengan limpias y por tanto sea posible reciclarlas y reventarlas mejor.

Sin embargo, el mayor inconveniente que afecta al reciclaje de los residuos consiste en que hay que asegurar el mercado de los materiales reciclados si se quiere rentabilizar la operación. Y aquí, quizá la última palabra deberían tenerla los Gobiernos de los distintos países estableciendo normativas que obligasen a los industriales compradores a mantener un precio adecuado para este tipo de productos. La Comunidad Europea prepara al respecto, bajo la presión de la República Federal Alemana, Holanda, Bélgica y Luxemburgo, una directiva que obligará a cada Estado miembro a reciclar o valorizar energéticamente al menos el 70 por ciento de los envasados de líquidos alimenticios que consuma.

Iniciativas de este tipo promueven sin duda la organización de un auténtico mercado de recuperación, que garantizaría precios estables a los recicladores. Sin embargo, este tipo de medidas todavía no son más que una pequeña brecha en un camino tortuoso que se presenta a buen seguro cargado de dificultades.

Es evidente que, para evitar que nuestras propias basuras nos inunden, se necesitan grandes esfuerzos para realizar campañas informativas y sobre todo educativas que consigan cambiar hábitos y mentalidades. Pero nuestros sociedades, capaces de formidables proezas tecnológicas, deberían comprometerse a resolver realmente este problema, a no ser que quieran transmitir a generaciones venideras un planeta transformado en un gran cubo de basura.

El Enciclar y Palaco Colón

RESPIRA UN AIRE QUÍMICAMENTE PURO Y ELÉCTRICAMENTE SANO?

Todas las funciones fisiológicas de los seres vivos requieren, para su perfecto desarrollo, una atmósfera con predominio de iones negativos. Como la que nos brinda la Naturaleza cuando no existen elementos contaminantes.

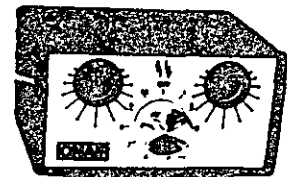
Sin embargo, múltiples factores asociados al desarrollo técnico (las fibras sintéticas de ropas y tapicerías, el aire acondicionado y la contaminación ambiental, entre otros) son importantes fuentes de generación de electricidad estática de signo positivo, que se acumula en la atmósfera de espacios cerrados y núcleos urbanos fundamentalmente.

Esta es la causa de numerosos trastornos en el sistema nervioso y en el aparato respiratorio. Para evitarlos es indispensable el restablecimiento de una atmósfera eléctricamente sana, es decir, con una concentración de iones negativos, como la que producen con absoluta garantía los generadores de iones negativos IONAIR.

Con ello se consigue además de una eliminación del cansancio y una sensación de bienestar generalizado, un eficaz tratamiento de la Bronquitis, Asma, Alergia, Jaquecas, Estrés, Depresión e Insomnio. En todos estos casos es comprobable a corto plazo la plena eficacia de la ionoterapia.

Para su aplicación es suficiente con enchufar a IONAIR a la red y colocarlo sobre la cama de noche o su mesa de trabajo. Pronto empezará a sentir un grado de bienestar que sólo es comparable al conseguido en un campo con fuerte vegetación, al pie de una cascada, en un balneario o en las proximidades de un río de montaña o de una costa marítima con fuerte oleaje. Lugares que tienen altas concentraciones de iones negativos producidos por fenómenos naturales.

IONAIR



IONAIR PRODUCE BIENESTAR Y SALUD

Solicite información sobre IONAIR en:
ENCICLAR - C/ Alameda, 23
28002 MADRID. Tel. (91) 023 92 21

No se puede afirmar que antes de la primera mitad del Siglo XIX no existiera la contaminación. En realidad, toda actividad humana, especialmente cuando daba lugar a concentraciones importantes, traía alguna forma de contaminación. Así por ejemplo, con respecto a las grandes aglomeraciones urbanas, existía ya el problema de la contaminación del agua durante los siglos XVIII y XIX y resultaba muy preocupante.

Lo grave a partir de la explosión industrial y urbana del Siglo XIX, es que se produce un aumento considerable de esta contaminación y en unas condiciones tales, que las relaciones entre el hombre y su medio ambiente se encuentran totalmente alteradas. Antes de entrar de lleno al análisis de la contaminación por residuos sólidos y de sus efectos sobre el ambiente, como uno de los factores de desequilibrio del mundo moderno, parece obligado examinar el tema de la población, ya que la cuestión demográfica es un elemento fundamental a tener en cuenta al analizar la acción del hombre sobre la biosfera.

De 1940 a 1970, el número de ciudades con más de 100,000 habitantes aumentó de 6 a 35 su población de 3.5 a 17.4 millones. El 30 % de la población se concentra en sólo tres metrópolis donde se genera el 70 % del producto industrial y donde se ubica la tercera parte de la fuerza de trabajo.

Este desarrollo se ha traducido en mayores niveles de producción y consumo de bienes, servicios para grupos cada vez más numerosos quienes gozan de mayores posibilidades de empleo, ingreso permanente y mejores niveles de vida. Sin embargo, los avances logrados en el orden económico traen aparejados efectos secundarios que se manifiestan en desequilibrios de tipo social y ecológico.

El problema de la contaminación del ambiente es importante y se manifiesta en distintos grados y lugares. En relación a los residuos sólidos, el problema existe en la medida en que en las áreas rurales estos residuos no tienen ningún tipo de tratamiento; y aunque la concentración de ellos es mucho menor, su presencia no deja de constituir un problema en agua, aire y suelo en general.

El servicio de manejo y disposición de residuos sólidos, como tal, solamente existe en ciudades con población arriba de cierto rango; estimándose que del total de residuos sólidos generados en centros urbanos mayores de 100,000 habitantes; se recolectan aproximadamente el 70 % de ellos. Sin embargo, el problema no existe tanto en la recolección como en la disposición final, donde la mayoría de los casos, los residuos son depositados en tiraderos a cielo abierto, estimándose que sólo el 8 % es dispuesto sanitariamente.

En nuestro país, durante las últimas décadas, la generación de residuos sólidos ha sufrido grandes cambios tanto en calidad como cantidad. A principios de los años cincuenta, la generación per-cápita de residuos sólidos municipales era del orden de 300 gr/día, mientras que en la actualidad se tiene valores de 750 gr/día, de manera que a nivel nacional se tiene una generación diaria de aproximadamente 60,000 tons. En cuanto a su calidad, ésta ha variado de 80 % de orgánicos de fácil degradación a 40 % en la actualidad; lo cual significa que la parte restante está constituido por vidrio, hojalata, papel, plástico y otros artículos desechables de difícil degradación.

En cuanto a la generación de residuos industriales, a raíz del desarrollo industrial del país

al inicio de la década de los años cuarenta, ha crecido aún más impresionantemente alcanzando proporciones no imaginadas.

Desgraciadamente, no existen datos a nivel nacional; sin embargo, con base en generaciones unitarias de otros países podría variar entre el 50 y 100 % de la generación de residuos industriales, y podría variar entre el 30 y 100 % de la generación de residuos sólidos municipales; es decir que entre ambos tipos de generación actualmente se generan entre 90,000 y 120,000 tons/día de residuos en la ciudad de México.

En nuestro país han sido dos los episodios que marcaron la gran importancia de este tipo de residuos, el de Cromatos de México, y de la importación de bifenilos policlorados.

Recientemente se han presentado incidentes cada vez más preocupantes por como el de los niños quemados en el "chocolatazo" en el Estado de México, la contaminación por Cobalto 60, en Ciudad Juárez, Chih., la descarga de DDT y PCB en el Golfo de México por los barcos vulcanos de E.U.A., etc.

Por lo que toca al manejo interno de los residuos sólidos en casas habitación, unidades habitacionales, edificios públicos, hospitales y mercados, generalmente no existen más normas o lineamientos técnicos que los que impone la costumbre. En 1980, la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas elaboró un Manual de Manejo y Disposición de Residuos Sólidos donde se presentan algunos lineamientos técnicos al respecto; sin embargo, la carencia de apoyo legal en este campo limitan su uso.

Para la limpieza de calles se utilizan principalmente dos métodos, el manual y el mecánico. En el primero, se usa extensamente la mano de obra, situación que dadas las condiciones actuales de carencia de empleo es favorable; aunque, económicamente, en un momento dado puede ser adversa. El segundo método utiliza máquinas generalmente importadas y por tanto no acordes a las condiciones locales de operación y con problemas de adquisición de refacciones.

Por otro lado, en muchas ciudades, existen algunos vicios en el barrido manual; por ejemplo que los empleados encargados de su ejecución se dediquen a la recolección de residuos domésticos a cambio de ciertas gratificaciones.

Otro problema dentro de la misma limpieza de calles se refiere al mal uso que se da a las papeleras, en zonas recreativas, etc., el 30 % de la generación de residuos sólidos (20,000 tons/día).

Para resolver el problema es necesario hacer varias consideraciones. En primer lugar se tiene la necesidad económica de justificar el equipo requerido para la recolección, de tal manera que todas las localidades pequeñas deben hacer el servicio manualmente o bien reunirse con otras pequeñas ciudades para hacer factible el uso de algún equipo. Además en todas las ciudades será más sencilla la recolección en áreas de alta densidad que en áreas dispersas donde el costo de la recolección se incrementa.

La topografía y la infraestructura urbana son también un factor que influye en esta fase del servicio, el ancho de calles, las condiciones de la superficie de rodamientos, en muchos casos, son impedimentos para que se preste el servicio, sobre todo si éste es mecanizado.

Por otro lado, en la mayoría de los centros urbanos existen ciudades perdidas que por su propia condición son excluidas de la prestación del servicio.

Aunado a lo anterior, en esta fase del servicio no se utilizan las técnicas modernas existentes para el trazo de rutas eficientes y compensadas que distribuyan la carga de trabajo entre la cuadrilla; más bien, las rutas existentes fueron heredadas de administraciones anteriores quienes en muchos casos las implantaron guiadas por intereses personales más que para dar un servicio social.

Como otras manifestaciones de corrupción dentro de esta fase, existe la recolección clandestina de residuos cuya extracción está prohibida como podrían ser algunos industriales y los

hospitalarios; además, se ha hecho extensivo el uso de vehículos de recolección, de propiedad pública para servicios privados remunerados.

Referente a la disposición final de los residuos sólidos generados a nivel nacional, más del 90 % de ellos se disponen en tiraderos a cielo abierto, con las indeseables consecuencias sobre la salud y el ambiente.

En este momento, hasta donde se sabe existen tres plantas procesadoras de residuos sólidos en el país, cuyas condiciones sanitarias y económicas dejan mucho que desear; existen plantas más en proceso de construcción y en estudio. Por otra parte, existen solamente cinco rellenos sanitarios en localidades mayores de 100,000 habitantes.

Field Hydrogeology

nitrate, depending on the oxygen content.

9.5 Waste disposal sites

The most widely employed method for the disposal of domestic, commercial or industrial waste is to tip it into excavations or on to land, a technique often referred to as *landfill*. Most waste materials pose a threat to water quality, because rain-water percolating through the waste produces a noxious liquid termed *leachate*. The pollution potential of leachate varies from one waste material to another, and also depends upon the hydrogeological conditions of the landfill site.

Mining wastes may produce a leachate with high concentrations of minerals associated with the mining activities. Other wastes, which include domestic refuse, trade and industrial wastes, often produce a high-strength organic leachate which has the potential for causing long-term groundwater pollution. Daly and Wright (1982), Freeze and Cherry (1979) and Naylor *et al.* (1978) describe how such leachates are formed, and provide detailed information on the likely composition of a variety of leachates. Table 9.2 provides an indication of the ranges in concentrations of the major constituents found in domestic waste leachates. In general, the lower concentrations refer to older wastes, as leachate strengths decrease with time. As leachates break down, methane and other gases may

be produced. They can present a hazard of explosion but, where properly managed, these gases can be collected and used as an energy source.

An investigation of the geological and hydrogeological conditions of all proposed landfill sites should be carried out before a decision is taken on the suitability of the site. The study should include information on permeabilities; groundwater levels; fluctuations and flow directions; the thickness of the unsaturated zone; and the mineralogy of the geological materials on the site. This will enable the probable rates of leachate movement to be calculated and a judgement to be made on whether there is likely to be an attenuation of the leachate as it flows through the underlying rocks. The investigation should assess the availability of materials on-site for use in any preparatory engineering works, and also consider the risk of methane gas migration away from the site.

The investigation should follow the various stages set out in this Handbook, and is likely to include a drilling phase. Give careful thought to both the number and location of investigation boreholes, and also to the drilling methods. Ensure that all boreholes which are not required for long-term monitoring are properly backfilled with cement or bentonite grout, to prevent leachate migration along them. It is a good practice to avoid drilling the boreholes underneath the area where tipping is to be done.

Before you start drilling boreholes,

Special groundwater investigations

it is a good idea to contact the local pollution control authority and agree with them the details of the investigation.

Table 9.2 Typical concentrations of the major chemical components found in leachate from domestic waste

Parameter	Typical range of values
pH value	6.0-8.0
Biological oxygen demand (BOD)	100-12 000
Chemical oxygen demand (COD)	500-60 000
Total organic carbon (TOC)	100-20 000
Ammonia (as N)	10-1000
Nitrite (as N)	0.2-2.0
Nitrate (as N)	0.5-5.0
Chloride (as Cl)	100-3000
Sulphate (as SO ₄)	50-1000
Sodium (Na)	40-2000
Potassium (K)	20-2000
Magnesium (Mg)	10-500
Calcium (Ca)	1.0-180
Manganese (Mn)	0.5-200
Iron (Fe)	0.1-2000
Copper (Cu)	0.01-0.3
Nickel (Ni)	0.05-1.5
Lead (Pb)	0.05-8.0
Zinc (Zn)	0.05-130

All values in mg/l except pH; based on data from various sources.

Tomado de : BRASSINGTON, R. (1987). Field Hydrogeology Geol. Soc. of London Professional Handbook Series, Editor M.H. Freitas

SCIENTIFIC AND
ENGINEERING PARAMETERS IN
PLANNING AND DEVELOPMENT OF A
LANDFILL SITE IN PENNSYLVANIA

Richard M. Foose and Paul W. Hess

INTRODUCTION

Man has written a mute history of the evolution of his culture with his solid waste. Much of what we know of prehistoric man and his association with his biological and physical surroundings has been revealed through archaeological studies of his early living places. By sorting through his refuse heaps in caves and covered cities, we have pieced together a picture of his changing environment. We know the species of animal that man first domesticated; the grains he first grew, harvested, and stored; the hand tools he first fashioned; the containers his hands first shaped. Man's trash pile is a monument to his "advance."

As man advanced in technology, he also started to produce and dump into his environment materials never before known on earth and, in many instances, incompatible with natural processes. Whereas most of his earlier refuse had been plant or animal in structure and, therefore, amenable to natural decay and recycling, much of modern-day refuse is nonbiodegradable—steel, plastics, ceramics, glass, toxic chemicals, pesticides, etc. Now man produces many solid wastes that are almost impossible to "get rid of."

The problem of removing the unwanted and unusable materials from the usable has become larger and more complex simply because the world's population has become larger, and in the more advanced societies each member of that population individually produces more waste than before. Apparently, several options remain for us to economically recover energy and reusable materials from our wastes.

Bellamy (1969) and Han et al. (1969) conducted several studies on the conversion of municipal waste to single-cell protein for human consumption. Fitzpatrick (1973) stated that there has been an increasing awareness of the potential value of the energy in solid waste, and the energy crisis has demanded that the energy in refuse be extracted for use *in an economic way*. Many early experiments in recovering resources from mixed municipal refuse, particularly in the period from the late 1940s through the early 1960s, were basically concerned with composting, and all have failed. They have failed primarily because of the decline in the proportion of compostable organics in municipal refuse.

Recycling and reuse schemes for total recycling include some that are extremely complex (Stern, 1971). Some schemes have involved the collection of concentrated pollutants into larger piles. Locally, spent nuclear fuels have been concentrated and allowed to pollute groundwater. Often the systems designed to reduce the problem have demanded more energy than could be extracted from the materials recycled; hence, there was no net gain (Abert, 1975). In addition, political exploitation of some situations or

bowing to pressure groups has often confused real issues and defeated attempts to apply technical logic and sound scientific and engineering planning.

In the meantime, the problem of solid-waste disposal remains and grows more critical (Avers, 1975). It is imperative to review all feasible methods for reducing the bulk of our refuse and for reusing what we can. However, this must be done with a scientific approach, with engineering logic and methods, and with patience. And the problems must be solved at the least cost to society.

Society usually protects itself through its governments. In the United States, attempts have been made to put into laws and regulations some sense of direction for the handling of wastes produced by our affluent way of life. On October 20, 1965, the Solid Waste Disposal Act was passed by Congress to authorize a research and development program with respect to solid-waste disposal. The act was amended by the Resource Recovery Act of 1970, and the two pieces of legislation set into action a series of events. In response to the act, each state was mandated to develop its own legislation for the control and disposal of solid wastes.

In July 31, 1968, the commonwealth of Pennsylvania passed the Pennsylvania Solid Waste Management Act, which provided for the planning and regulation of solid-waste storage, collection, transportation, processing, and disposal systems, and required municipalities to submit plans conforming to the act's mandates. The act was amended in January 1970 and August 1972, and was made effective by a series of regulations amended through October 1973. Standards were set for planning, design, and operation of any solid-waste processing or disposal facility or area of a solid-waste management system, including but not limited to sanitary landfills, incinerators, compost plants, transfer stations, and solid-waste salvage operations. Regional solid-waste management plans were written and placed into operation.

As in most cases, the laws and regulations were guidelines for what to do or not to do. The development of specific techniques and methods for handling, disposing of, and managing solid wastes was left to local governing bodies. In response to these needs, the board of supervisors of Derry Township, Pennsylvania, appointed a landfill team and charged them with the responsibility of developing and maintaining a system that would meet legal requirements for the disposal of township wastes. Unfortunately, township wastes were being disposed of already at a site that could best be called the "town dump." Few, if any, of the main criteria of the American Public Works Association for sanitary landfills were being observed:

1. Vector breeding and sustenance must be prevented.
2. Air pollution by dust, smoke, and odor must be controlled.
3. Fire hazards must be avoided.
4. Pollution of surface and groundwater must be precluded.
5. All nuisances must be controlled.

The landfill team included technical expertise in the persons of an engineer, a biologist-chemist, and a geologist. Through their efforts, the town dump was converted to a sanitary landfill with an approved permit from the Pennsylvania Department of Environmental Resources. The trench method of refuse disposal was employed beginning in 1970, and it continued until exhaustion of the 34-acre site in 1975. The technical considerations involved in the creation of the sanitary landfill have been described by Foose (1972). Some earlier data gathered and interpreted by the landfill team at that time are included in this paper, in which we discuss the following:

1. The geologic parameters associated with sanitary landfill siting and development.
2. The critical data collected and interpreted during the 5-yr period (1970-1975) of operation of the trench-type landfill in Derry Township.
3. The design and instrumentation planning for the extension of the existing landfill by its conversion to an area-type landfill, for which a permit was granted by the Pennsylvania Department of Environmental Resources in September 1975.

GEOLOGIC PARAMETERS IN LANDFILL DEVELOPMENT

Although some important nongeologic parameters need to be carefully considered in planning for a sanitary landfill site, most of the critical ones are geologic. These are set forth below and discussed briefly so as to clarify their relationship to each other. Obviously, the importance of each would vary from one site to another. But none may be overlooked because, in every case, the land—its surface and subsurface—is to be evaluated for its ability to withstand or respond to the impact of man's action, that of dumping solid refuse.

Atmospheric Parameters

Wind. Prevailing wind direction, average wind velocity, and the incidence of wind gusts may be important in site selection with respect to the potential for blowing paper litter.

Precipitation and Evaporation. More important to the geologic regime is the average yearly precipitation, its distribution in time, and the average evaporative rate; all these are important with respect to the potential for runoff and erosion, for influent seepage and the level of the groundwater surface, and for the rate of biodegradation of the refuse and the potential volume of leachate production. These data should be collected and interpreted prior to site selection. Needless to say, the longer the data time base, the better the possibility is for effective evaluation.

Surface Parameters

Topography and Slope. If the topography is very uneven or if the slopes are steep (more than 8 to 10%), a potential site has a greater possibility of being unacceptable. At least, it would be more difficult to work with because of the increased likelihood of erosion and the greater potential for slope failure due to increased weight (from water saturation) and pore pressure and the decreased coefficient of friction between particles. With the availability of large earth-moving equipment, slopes and topography may, of course, be changed.

By maintaining boundary slopes in the landfill as steep as possible, the total area available for refuse emplacement may be increased.

Vegetative Cover. The extent and kind of vegetative cover has a direct effect upon the amount and rate of runoff, transpiration, and influent seepage. This is true both with respect to the original vegetative cover of the chosen site and also of the developing or developed site and its planted cover. Erosion control and slope stability both may be influenced and, to a considerable extent, controlled by the planted vegetative cover.

Drainage and Flooding. The rate and path of runoff, particularly at times of high precipitation, are important. Drainage must be good enough so that water is not ponded

on the landfill and influent seepage is not excessive; otherwise, the groundwater surface may rise too high and/or slope failure could occur because of increased weight and pressure. However, the runoff channels should be graded and controlled so that excess erosion is prevented. Generally, a site with a potential for flooding is unacceptable both with respect to considerations of ground- and surface-water quality and to the maintenance of site integrity (erosion prevention).

Soil

Physical Character of the Soil. The extent of weathering, particle size, and the permeability of the soil profile are all important with respect to the soil's ability to allow water to move downward through it or to be forced to drain across its surface.

Thickness and Volume of Soil. The thickness of the soil is important with respect to the ease with which it may be moved and the depth to which it may be excavated for the development of trenches for refuse emplacement. Perhaps most important is the volume (tonnage) of soil on the site that is available for cover material to seal off the daily refuse. If it becomes necessary to import soil for the purpose, that could represent a major added cost to the operation.

The final cover material must be such that there will be no escape of odor or exposure of buried refuse and no easy access by rodents, but will provide for good support of vegetative cover, good drainage, minor influent seepage, and a gradual escape of generated gases, as well as "adjusting" without cracking to any changes in surface elevation due to compaction. These qualifications would generally be met by a silty clay or a mixture of very fine sand and clay. Obviously, there is a need to study the physical characteristics of the soil on the proposed site or of the soil that would be imported for use on the site.

Surface Water

Runoff from the landfill and also groundwater effluent as seeps or springs will discharge into the nearest stream. It is important to establish base-line data for that stream or streams with respect both to volume of discharge and quality of water on a seasonal time base. The minimal flow of the stream or streams involved on or near the landfill and the range of concentration of pH, B.O.D., C.O.D., total dissolved solids, and selected chemical ions from the contributing source (seep, spring, or runoff) will dictate whether the quality of water in the stream is less than or in excess of permitted standards. If the quality does not meet legal standards, the "leachate" must be contained and controlled on the site or treated to upgrade it to "clear stream" standards before discharge. Obviously, a large stream with a large discharge could accept some poor-quality water (leachate) and, by dilution, still meet standards. A small stream, or a stream with a seasonally small discharge, could not.

Groundwater

Much of the water falling as rain on the landfill will soak in and percolate downward through the refuse, chemically altering the refuse and taking selected ions (SO_4 , Cl, Fe, Cu, Pb, etc.) into solution, thus producing leachate. If the groundwater surface is below the bottom of the landfill, then all the refuse will be subjected to some oxidation and to the maximum chemical change. Also, there will be an opportunity for the downward percolating leachate to be "cleaned" by its chemical interaction with the soil and rock above the groundwater surface. Hence, it is critical to monitor the depth to the

groundwater surface and the seasonal fluctuation of groundwater levels with respect to planning the maximum depth of refuse emplacement.

The other groundwater parameters that must be monitored are the following:

1. The elevation and configuration of the groundwater surface and, hence, its gradient and direction of movement.
2. Knowledge of the structures in the unweathered bedrock (bedding, joints, cleavage, and faults) and their influence upon the direction of groundwater flow.
3. Rate of groundwater flow.
4. Quality of the groundwater at multiple monitoring locations within and adjacent to the landfill site.
5. Location of leachate emission to the landfill surface, its quantity and quality.

Regarding the emission of leachate, it must either be treated before discharge to a stream or it must be controlled (retained) on the site. Collection and retention of leachate may involve simple or complicated and extensive engineering design and construction. Three major possibilities exist:

1. If groundwater flow is directed to a single discharge point, the leachate may be retained in a constructed pond or ponds. Treatment prior to discharge or recirculation of the leachate on the site then may take place.

2. If groundwater flow emanates at the surface at multiple points, it could be collected in multiple ponds. However, it might better be collected by pumping from wells, thereby eliminating groundwater effluence as seeps or springs, and then directed to a single pond for storage treatment or on-site recirculation.

3. In the initial construction stage of the landfill, an impermeable "liner" of clay, plastic, asphalt, or other material might be installed so that all downward percolating water is forced to flow in one direction and may be collected at a single emission point, there to be retained in a pond for treatment or on-site recirculation. The effective installation of a liner that will have long life is not easy. The use of natural clays, if carefully compacted, probably provides the very best liner. Artificial materials may deteriorate with time or may react chemically with the leachate so that deterioration ensues. This has been true of some plastics. In addition, the danger of ripping the liner during refuse emplacement is high unless there is a layer of protective material, such as sand, placed above the liner.

Other Critical Parameters

Whereas the parameters discussed above are dominantly geologic or geomorphic and involve, in most cases, measurements and observations that should be initiated prior to landfill development (during the site selection and design stages), there are other critical parameters that need careful attention *after* landfill operations have begun and probably even after they have been completed. These have to do with the biological and chemical changes that take place within the refuse itself. The most important results of the biochemical alteration of refuse materials are:

1. Production of leachate.
2. Production of gases.
3. Changes in volume of the refuse and of the landfill.

The production of leachate has already been discussed.

Gas generation by biochemical change has been shown to be dominantly methane (CH_4). Depending both upon the nature of the refuse and on rates of oxidation and

bacterial action, there may be large or small quantities of methane produced. If the cover material has a permeability conducive to continual gas escape, there would be no problem as long as the landfill site were not to be developed for housing or another purpose involving much human use. On the other hand, if entrapment of gas were caused by very low permeability cover, explosive situations could be created. Hence, there is a need to develop a gas-monitoring system that would document the rates of gas production and dissipation and, also, provide the basis for estimation of the stage of "maturation" of the landfill, i.e., the evolutionary stage of biodegradation of the refuse within the landfill. An important scientific objective for all landfill operations should be to collect data of this kind over a long enough time base so that useful interpretations could be made regarding the evolutionary life cycle of a landfill (from its inception to its "death," when continuing biochemical changes would be minimal and no longer pose any concern regarding alteration of the environment).

Associated with measurements of rates of gas generation due to internal biochemical changes are two other parameters, which, if monitored concurrently, would also help to provide an understanding of the evolutionary stage, or "maturation," of the landfill. These are as follows:

1. Changes in chemistry of the soil water, i.e., of the percolating water in the vadose zone above the groundwater surface. Such changes can be monitored at differing depths by the use of lysimeters emplaced in the landfill.

2. Changes in the thermal regime, i.e., precise temperature measurements at differing depths within the landfill, as determined by thermistors. It is to be expected that the biochemical changes within the refuse would alter (increase) the ambient thermal conditions.

Finally, changes in the volume of the landfill would occur as a consequence of the following:

1. Reduction of the original volume of refuse due to biochemical changes, resulting in shrinkage.

2. Compaction due to the total load of refuse and of the final cover material, and, in the case of the Derry Township landfill, due to an additional 20 ft of area fill on top of the original trench fill area.

Steel plates set on concrete pads at the landfill surface would serve as bench marks for repetitive level surveys by which absolute amounts and rates of settlement would be documented. The *successful* use of completed landfill sites for other purposes might well depend on knowing that

1. Production of leachate was minimal.
2. Gas generation had ceased or was minimal.
3. Land surface was not subject to further settlement.

DERRY TOWNSHIP LANDFILL SITE

General Setting

Location and Topography. The landfill site is approximately 2 mi northeast of the town of Hershey and 0.5 mi west of Palmyra (Fig. 1). The site includes approximately 34

Donald T. Wruble,¹ J. Jeffrey van Ee,¹ and
Leslie, G. McMillion¹

Remote Sensing Methods for Waste Site Subsurface Investigations and Monitoring

REFERENCE: Wruble, D. T., van Ee, J. J., and McMillion, L. G., "Remote Sensing Methods for Waste Site Subsurface Investigations and Monitoring," *Hazardous and Industrial Solid Waste Testing and Disposal: Sixth Volume, ASTM STP 933*, D. Lorenzen, R. A. Conway, L. P. Jackson, A. Hamza, C. L. Perket, and W. J. Lacy, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986, pp. 243-253.

ABSTRACT: Detection and monitoring of subsurface contamination at waste disposal or storage sites can be expensive and uncertain with traditional sampling and measurement techniques. Remote sensing methods can greatly aid characterization of the subsurface and detection of contaminants in the vicinity of waste deposits. Inexpensive aerial remote sensing, such as photography or infrared scanning, can indicate subsurface contaminant movement and structure. Resistivity surveys and other surface remote sensor applications develop further details on subsurface geology and plumes. Most importantly, development of detailed vertical profiles with subsurface sensors provides indispensable data for ultimate characterization of the subsurface environment. Subsurface geophysical remote sensing techniques commonly used for deep subsurface characterization associated with petroleum or mineral exploration must be modified to be used effectively in the shallow depth range associated with surface disposal or storage sites.

KEY WORDS: geophysical surveys, remote sensing, subsurface investigations, aerial surveys, waste disposal, hydrology

Tomado de : LORENZEN, D.; et al. (1986). Hazardous and Ind.
Waste Testing and Disposal. 6th Vol., ASTM
Philadelphia, PA

First let us define remote sensing as used in this dissertation. It is the second of two meanings in common use:

1. A sensor, such as a pH probe, that is in contact with the material of interest and is connected to a distant (remote) recording instrument via a physical conductor or telemetry system.
2. A sensor, such as an airborne scanner, that is located at distance (re-

¹Director of Advanced Monitoring Systems Division, project engineer, and senior hydrologist, respectively, U.S. Environmental Protection Agency, P.O. Box 15027, Las Vegas, NV 89114.

mote) from the physical characteristic to be detected or measured and senses this parameter via electromagnetic radiation.

Usually this electromagnetic signal to the remote sensor is transmitted through the atmosphere or through the hydrogeological medium under study in subsurface investigations. The distance of the remote sensor-recorder from the target material may range from a few centimetres to many kilometres.

Remote sensing for waste site subsurface investigations and monitoring is particularly appealing for economy of money, time, and energy. Atmospheric and land surface contaminant detection and measurement with remote sensing technology can be relatively inexpensive compared to subsurface sampling and measurements with nonremote methods, when considerable effort is required to remove material to gain access to subsurface detection and measurement points.

There may be a tendency for an investigator to discard remote sensing as a site investigation tool as too expensive, too complex, or providing indefinite information. However, use of remote sensor data gathering methods can contribute valuable information to help the investigator design a less costly and more productive hole drilling operation, whether the purpose be for a one-time site investigation or long-term site monitoring. Once investigators decide to consider the option of using remote sensing, they should assure themselves that they have considered the full scope of remote sensing tools available as well as the integration of supplemental data sources. That is a key point we wish to emphasize.

Remote Sensing Techniques

Available remote sensing techniques for developing subsurface information can be classified as: (1) airborne, (2) ground surface, and (3) subsurface, or downhole. These classifications are based on the location of the sensor. In initial site investigation stages, aerial remote sensing, such as infrared photography and multispectral scanning, can provide valuable guidance for further remote sensor applications on the surface and ultimately for placement of soil and water sampling sites. Traditional geophysical measurement techniques, as commonly employed by the mining and petroleum industry for deep subsurface characterization, must be modified to be used effectively in the relatively shallow depth range associated with surface disposal or storage sites. In this manner, both surface-placed and borehole sensors may be employed to define geologic conditions and sense hydrologic properties, including detection of contaminant plumes. Applicable methods may include seismology, magnetometry, ground-penetrating radar, resistivity, and electromagnetic induction with surface instruments; and induction logging, neutron logging, gamma profiles, and fluid physics measurements from borehole sensors. Collection of gaseous emissions from soils and liquid extraction from

unsaturated soil zones are important for correlation with remote sensed data. Longer-term subsurface monitoring approaches include optical fibers tipped with optrodes for laser induced fluorescence detection of contaminants. These sensors can be emplaced to various depths in low-cost small-diameter holes to round out a cost-effective approach to remote sensing of contaminants from hazardous waste sites.

The techniques to be used for site subsurface investigation or monitoring are dictated by the situation at hand, and in nearly all cases must be complemented or supplemented with other data collection techniques. Initial objectives for site investigations can include

- (1) waste site discovery,
- (2) site characterization (environment, geology, hydrology, and so forth);
- (3) waste location,
- (4) detection of waste or leachate movement,
- (5) definition of waste or leachate movement boundaries, and
- (6) contamination characterization (constituents and magnitude).

If the purpose is to discover sites that may be contaminating the subsurface, aerial sensing in the form of photography may be the only technique employed. If it is supplemented with data from other sources, such as citizen interviews and searches of construction permit records, business permit or license records, and geology and hydrology records, an effective site discovery and priority classification can be achieved [1].

Remote Sensing Applications

Our experience has shown that historical aerial photography obtained from city planners, agricultural agencies, and other private or government photography files can provide information dating back 20 or 30 years or more. This information is extremely helpful in locating possible waste disposal sites or observing disposal pits and practices at known sites over a period of years. In this manner, we have been able to precisely locate burial areas that have since been covered by urban development.

Once a waste site has been identified, some level of further investigation may be in order. (The site may be used for future planned waste disposal, as well as already existing waste disposal.) This may be a first-level investigation using only detailed interpretation of aerial photography to define site extent, topography, surface-to-surface contamination routes, type of waste storage, and disposal activity and procedures [2].

A second-level investigation may include surface remote sensing techniques in addition to aerial remote sensing, written record searches, and site operator or employer interviews. Here again, historical aerial photography can be extremely helpful. Aerial multispectral scan imagery may be employed to search for surface indications (for example, temperature and vegetation vigor

In selected instances, thermal scanning and multispectral scanning (that is, infrared through ultraviolet frequencies) can provide information on sub-surface leachate transport by defining surface reflectance anomalies not visible in photography. For example, subsurface contaminant movement may create vegetation vigor fluctuations that are apparent only in scanner imagery.

Surface and Subsurface Techniques

The list of surface and subsurface techniques given in Fig. 1 is not an all-inclusive list of so-called geophysics techniques available for subsurface characterizations. Extensive texts are available that present detailed theory, operational, and data interpretation information on gravity, magnetic, seismic, electrical property, electromagnetic, and radioactivity methods [5]. There are a variety of techniques available with nearly any method. Numerous combinations of these techniques have been used for decades for subsurface petroleum exploration purposes. However, the applications are typically for relatively deep (hundreds to thousands of metres) characterizations and therefore need testing and probably modification to enable their use for the much shallower depths (a few metres to decimetres) associated with investigating and monitoring waste sites. The wastes are usually on or near the surface, and contamination is usually limited to areas near the surface. Methods evaluation studies by the U.S. Environmental Protection Agency and other investigators have helped to define these techniques to provide useful subsurface information, to develop standardized operating procedures, and to help assure the quality of data obtained.

Our experience has shown that different investigators using the same surface-based geophysical techniques may interpret the data obtained in different ways or obtain misleading data because of use of improper techniques for a given situation or information objective. Therefore, a reduced number of available surface and subsurface remote sensing techniques need to be considered [6]. Some investigators have concentrated on surface based techniques [7], while others have focused on subsurface techniques [8]. In any case, our field research and that of others have shown that conventional hardware and procedural methods may need to be modified in order to produce useable data [8], and that proper training of operating personnel and data analysts is essential. In some, skill level must be extremely high [9].

Once a decision has been made via the Fig. 1 matrix approach as to the level of investigation to be conducted, further consideration of the type of information that will be useful is in order before a selection of techniques can be made. If detecting the location and extent of a suspected subsurface plume from an inorganic waste storage site is the objective, will subsurface geologic structure data be needed? Do buried containers need to be located? Is direct interaction with a saturated zone a possibility? To help the investigators fur-

ther, a technique versus information matrix, shown in Fig. 2, may be of value. This has been derived from our work and the work of several other investigators. However, there is a second step that is critical before a commitment is made to employ a given method, and that is to consider the limitations of a given method in terms of "range of effectiveness" from the sensor. Here again, experiences by other investigators are available to serve as a guide when using surface techniques (Table 1) [7]. All are readily affected by varying soil matrices, presence of saline aquifers and clay lenses, and cultural interferences, such as overhead power lines and buried cables or sewers. The

Information Objective	Technique												
	Radar	Electromagnetics	Resistivity	Seismic	Metal Detector	Magnetometry	Natural Gamma Log	Electric Log	Density Log	Induction Log	Neutron Log	Thermal Flowmeter*	Spontaneous Potential
Lithology	●	●	●			●	●	●	●				●
Formation fluid		●					●	●	●	●			●
Porosity						●		●		●			●
Clay or shale content						●	●	●					
Permeability						●		●	●				●
Ground water direction, velocity													●
Buried trenches with metal	●	●	●	●	●	●							
Buried trenches without metal	●	●	●	●									

*Not a remote sensor in terms of this paper, but readily provides a critical piece of information for any subsurface investigation.

FIG. 2—Surface and subsurface sensing techniques versus information objective.

TABLE 1—Typical "range of effectiveness" for surface remote sensing techniques [7].

Technique	Subsurface Range, m
Resistivity	1 to 100
Ground-penetrating radar	0 to 5
Electromagnetic induction	0.75 to 60
Metal detection	0 to 3'
Seismic refraction	1 to 30
Magnetometry	0 to 5

differences) of subsurface plumes. Surface-based sensors for resistivity mapping to define subsurface contaminant plumes, or magnetometry to locate subsurface waste containers may be employed.

A third-level investigation includes addition of downhole sensor techniques to produce more detailed definition of the subsurface geologic and hydraulic structure, as well as define the location and specific constituents of contaminants or leachate plumes. This third-level investigation may include chemical analysis of physical samples to complement the remote sensing data. The downhole sensing techniques may include gamma-gamma density logs, natural gamma logs, and induction logs (a "log" is defined as a record of sequential data). Subsurface logging, sometimes called borehole geophysics, includes recording types of material encountered at various depths during hole construction [3] and all techniques of lowering sensing devices down a borehole and recording some physical parameter that may be interpreted in terms of the subsurface geological and hydraulic structure. A matrix of applicable techniques for each level of investigation versus the investigation category is suggested in Fig. 1.

Aerial Techniques

Aerial photography does not always strike an investigator as a remote sensing technique. Because of its ready availability and simplicity, we believe it should be a standard part of any waste site subsurface investigation or monitoring program. At a minimum it provides a great deal of detailed information that cannot be viewed or gathered from any other single vantage point, and almost anyone can interpret the data provided to some extent. Surface conditions, surface features, surface geology variations, and surface horizontal and vertical relationships of natural and man-made features that provide information on possible subsurface structure and potential sources or routes of contamination to the subsurface saturated and unsaturated zones may be ascertained. Nontechnical publications are available that help an investigator develop basic skills in use of aerial photography specifically for waste site analysis [2]. More detailed information can be derived by skilled aerial photography analysts. Additionally, photogrammetric detail and surface elevation contours can be readily obtained with photography.

Acquisition of aerial photography can range in sophistication (and cost) from hand-held cameras with standard color film to high quality but low-cost vertical and oblique color or infrared film photography with cameras mounted in strap-on pods to light single-engine aircraft [4]. More costly vertical framing cameras, which produce state-of-the-art image resolution and mapping accuracy images on different specialized films using an array of filters, may also be used for sophisticated spectral analyses. The use of these films can provide sensitive indications of subsurface contaminant plumes that

Remote Sensing Techniques

Investigation Category (or Objective)	Aerial	Aerial; Surface	Aerial; Surface; Subsurface
	Level 1	Level 2	Level 3
Site Discovery	Photography Thermal Scan Spectral Scan	Photography Thermal Scan Spectral Scan	Photography Thermal Scan Spectral Scan
Site Characterization	Magnetometry	Magnetometry Resistivity Seismic Radar EM* Induction	Magnetometry Resistivity Seismic Reflection Radar EM* Induction
Waste Location			Metal Detection Gamma Density Induction Resistivity Log Neutron Log
Water/Leachate Detection			Fluid Conductivity Natural Gamma Spontaneous Potential
Water/Leachate Movement			
Contaminant Definition			

*EM - electromagnetic

FIG. 1—Applicable remote sensing techniques for waste site subsurface investigations.

may be causing variations in surface vegetation or soil conditions. These kinds of information are extremely valuable in designing subsequent surface remote sensing surveys to define subsurface conditions further and for determining placement of drilled holes for subsurface remote sensors. Photography can also be an extremely valuable data base for long-term monitoring to detect surface changes that may indicate subsurface contaminant movement. Some basic study and planning of image size and resolution obtainable from various altitudes with various film sizes and cameras will greatly increase the effectiveness of photography eventually gathered. From our experiences in conducting photographic analyses of over 2000 hazardous waste sites over the past five years, film image scales of 1:2400 have been found to be most useful for general site detail definition without using enlargements or viewing magnification optics. A scale of 1:6000 has been found suitable when standard magnification equipment is available.

"range of effectiveness" for downhole techniques is somewhat less, limited to a few metres from the hole.

If site subsurface characterization is the goal of an investigation in order to determine the location for water or contaminant sampling wells, it is extremely important to use subsurface (downhole) remote sensing methods in addition to surface-based and aerial methods in order to develop reliable information on the vertical dimension. We cannot overemphasize the necessity of at least one "calibration" hole if an accurate and full-information interpretation of subsurface geophysical data is to be made. This effort need not be extensive, that is, one hole may suffice, but our experience has shown that data from surface techniques alone cannot be accurately and confidently interpreted without aid of downhole data. As shown in the examples of simulated subsurface log data in Fig. 3, physical property data, such as resistivity, spontaneous potential, induction and natural gamma radioactivity levels, can provide detailed hydrogeological structure data that can be integrated with already existing well drilling, geologic, hydraulic, and topographic data to provide a much clearer interpretation of data collected with surface sensors. The cost of acquiring downhole data will usually be readily offset by increased confidence in the interpretation of surface-based measurements. Consequently fewer monitor wells will be required to obtain samples or structure data. From the environmental monitoring standpoint, the investment in time and money for surface-based and downhole measurements can greatly improve the likelihood that a subsurface sampling or instrumentation network will detect and monitor movement of contamination from a waste site.

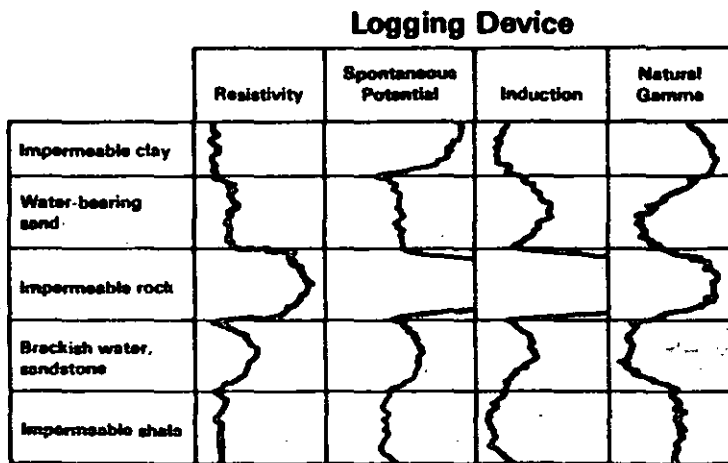


FIG. 3—Simulated subsurface log data [8].

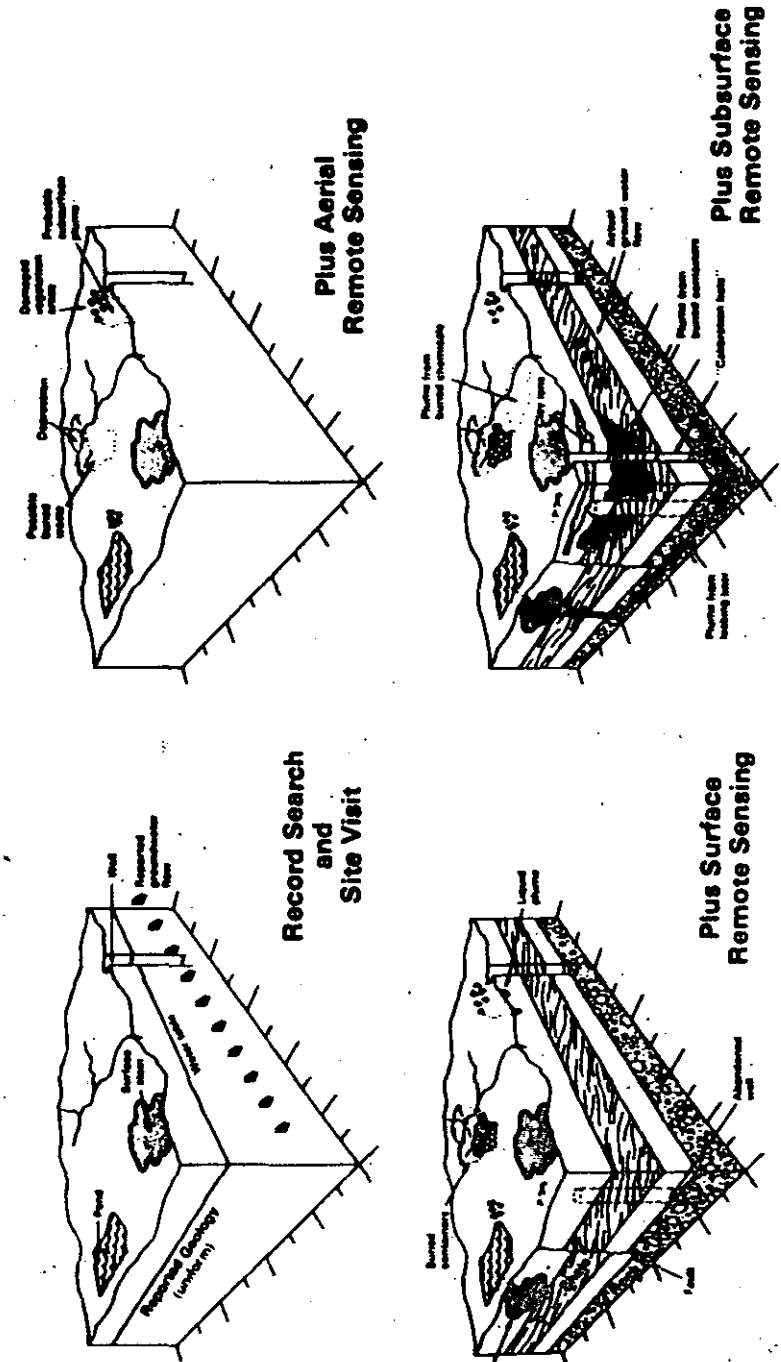


FIG. 4—Progression level of subsurface information gain using remote sensing.

The value of adding remote sensing to the suite of investigating practices, and the criticality of including subsurface (downhole) methods, is portrayed in Fig. 4.

As an additional note long-term subsurface monitoring programs may also be made more cost effective (in terms of emplacement costs and operational costs) by employing sensing techniques such as ground-water contaminant detection using laser-induced fluorescence via fiber optic cables. The state of the art has not yet advanced to operational status but is indeed promising [10]. At present, effective physical sampling techniques must still be employed for reliable saturated zone and unsaturated zone monitoring [11].

Conclusions

We have found that the role of aerial, surface-based, and subsurface remote sensing should not be overlooked for subsurface investigations and monitoring of waste sites, whether the site is being evaluated for use as a waste storage or disposal site or it is a site where waste handling has already occurred. Indeed, a combination of these three techniques is often the most cost-effective and productive in supplying the required information.

Use of remote sensing provides valuable three-dimensional information that can reduce costs by reducing the need for drilling holes to collect subsurface physical structure and chemical composition data. If surface sensing techniques are to be used, supplemental use of subsurface techniques is critical to assure accurate interpretation of surface sensor data. If either surface or subsurface investigations are to be conducted, aerial remote sensing is extremely valuable and may be essential to provide guidance for the investigation. Even then, data misinterpretation can readily occur if operators and interpreters are not adequately experienced and skilled.

Depending on the level of detail of subsurface information required, a three-level hierarchy of the three methods is recommended, each leading to effective design of subsequent levels. As some techniques can provide useful information and others can be useless depending on specific site conditions, guidance should be sought from experience of others before committing to a program. Care must also be taken to assure that the surface and subsurface sensor systems used are appropriate for the relatively shallow depths associated with waste site subsurface investigation, compared to systems in use for much deeper subsurface characterizations associated with petroleum and mineral exploration.

References

- [1] Nelson, A. B., Hartshorn, L. A., and Young, R. A., "A Methodology to Inventory, Classify, and Prioritize Uncontrolled Waste Disposal Sites," EPA Report 600/4-83-050, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, Oct. 1983.
- [2] Krosch, R. M., and Shelton, G. A., "Overhead Remote Sensing for Assessment of Hazard-

- ous Waste Sites," EPA Report 600/X-82-019, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, Jan. 1984.
- [3] Keys, W. S. and MacCary, L. M., "Application of Borehole Geophysics to Water-Resources Investigations," *Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, Book 2, Chapter E1*, U.S. Department of Interior, Washington, DC, 1976.
- [4] Howard, G. E. and Wolfe, F. R., "Overhead Environmental Monitoring with Light Utility Aircraft," EPA Report 600/4-78-008, U.S. Environmental Protection Agency, Environmental Photographic Interpretation Center, Warrenton, VA, Jan. 1978.
- [5] Telford, W. M., Geldart, L. P., Sheriff, R. E., and Keys, D. A., *Applied Geophysics*, Cambridge University Press, Cambridge, MA, 1976, 860 pp.
- [6] Benson, R. C., Glaccum, R. A., and Noel, M. R., "Geophysical Techniques for Sensing Buried Wastes and Waste Migration," EPA Report 600/7-84-064, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, June 1984.
- [7] Evans, R. B. and Schweitzer, G. E., *Environmental Science and Technology*, Vol. 18, No. 11, Nov. 1984, pp. 330A-339A.
- [8] Wheatcraft, S. W., Hess, J. W., Adams, W. M., Evans, R. B., and McMillon, L. G., "Alignment and Techniques Applicable to Subsurface Sensing and Monitoring at Hazardous Waste Sites," Publication 41095, University of Nevada, Desert Research Institute, Las Vegas, NV, March 1984.
- [9] Walker, E. G., Weber, D. O., and LaBrecque, D., "Comparison of Complex Resistivity with Electromagnetic Induction, Conventional Resistivity, and Organic Vapor Measurement for Contaminant Detection," EPA Report 600/X-83-004, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, June 1983.
- [10] Hirshfield, E., DeGroot, D., and Milanovich, F., and Klamer, S. M., "The Feasibility of Using Fiber Optics for Monitoring Ground-water Contaminants," EPA Report 600/7-84-067, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, Jan. 1984.
- [11] Everett, L. G., Evans, R. B., and Hoylman, E. W., *Vadose Zone Monitoring for Hazardous Waste Sites*, Vadose Data Corporation, Park Ridge, NJ, 1984.

The value of adding remote sensing to the suite of investigating practices, and the criticality of including subsurface (downhole) methods, is portrayed in Fig. 4.

As an additional note long-term subsurface monitoring programs may also be made more cost effective (in terms of emplacement costs and operational costs) by employing sensing techniques such as ground-water contaminant detection using laser-induced fluorescence via fiber optic cables. The state of the art has not yet advanced to operational status but is indeed promising [10]. At present, effective physical sampling techniques must still be employed for reliable saturated zone and unsaturated zone monitoring [11].

Conclusions

We have found that the role of aerial, surface-based, and subsurface remote sensing should not be overlooked for subsurface investigations and monitoring of waste sites, whether the site is being evaluated for use as a waste storage or disposal site or it is a site where waste handling has already occurred. Indeed, a combination of these three techniques is often the most cost-effective and productive in supplying the required information.

Use of remote sensing provides valuable three-dimensional information that can reduce costs by reducing the need for drilling holes to collect subsurface physical structure and chemical composition data. If surface sensing techniques are to be used, supplemental use of subsurface techniques is critical to assure accurate interpretation of surface sensor data. If either surface or subsurface investigations are to be conducted, aerial remote sensing is extremely valuable and may be essential to provide guidance for the investigation. Even then, data misinterpretation can readily occur if operators and interpreters are not adequately experienced and skilled.

Depending on the level of detail of subsurface information required, a three-level hierarchy of the three methods is recommended, each leading to effective design of subsequent levels. As some techniques can provide useful information and others can be useless depending on specific site conditions, guidance should be sought from experience of others before committing to a program. Care must also be taken to assure that the surface and subsurface sensor systems used are appropriate for the relatively shallow depths associated with waste site subsurface investigation, compared to systems in use for much deeper subsurface characterizations associated with petroleum and mineral exploration.

References

- [1] Nelson, A. B., Hartshorn, L. A., and Young, R. A., "A Methodology to Inventory, Classify, and Prioritize Uncontrolled Waste Disposal Sites," EPA Report 600/4-83-050, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, Oct. 1983.
- [2] Krucek, R. M. and Shelton, G. A., "Overhead Remote Sensing for Assessment of Hazard-

- ous Waste Sites," EPA Report 600/X-82-019, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, Jan. 1984.
- [3] Keys, W. S. and MacCary, L. M., "Application of Borehole Geophysics to Water-Resources Investigations," *Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey*, Book 2, Chapter E1, U.S. Department of Interior, Washington, DC, 1976.
- [4] Howard, G. F. and Wolfe, F. R., "Overhead Environmental Monitoring with Light Utility Aircraft," EPA Report 600/4-78-008, U.S. Environmental Protection Agency, Environmental Photographic Interpretation Center, Warrenton, VA, Jan. 1978.
- [5] Telford, W. M., Geldurt, L. P., Sheriff, R. E., and Keys, D. A., *Applied Geophysics*, Cambridge University Press, Cambridge, MA, 1976, 860 pp.
- [6] Benson, R. C., Glaccum, R. A., and Noel, M. R., "Geophysical Techniques for Sensing Buried Wastes and Waste Migration," EPA Report 600/7-84-064, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, June 1984.
- [7] Evans, R. B. and Schweitzer, G. E., *Environmental Science and Technology*, Vol. 18, No. 11, Nov. 1984, pp. 330A-339A.
- [8] Wheatcraft, S. W., Hess, J. W., Adams, W. M., Evans, R. B., and McMillion, L. G., "Equipment and Techniques Applicable to Subsurface Sensing and Monitoring at Hazardous Waste Sites," Publication 41095, University of Nevada, Desert Research Institute, Las Vegas, NV, March 1984.
- [9] Walther, E. G., Weber, D. O., and LaBrecque, D., "Comparison of Complex Resistivity with Electromagnetic Induction, Conventional Resistivity, and Organic Vapor Measurements for Detection of Subsurface Contamination," EPA Report 600/X-83-004, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, June 1983.
- [10] Hirshfield, T., Deaton, T., Milanovich, F., and Klammer, S. M., "The Feasibility of Using Fiber Optics for Monitoring Ground-water Contaminants," EPA Report 600/7-84-067, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, NV, Jan. 1984.
- [11] Everett, L. G., Wilson, L. G., and Hoytman, E. W., *Vadose Zone Monitoring for Hazardous Waste Sites*, Noyes Data Corporation, Park Ridge, NJ, 1984.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA PARA EL CURSO DE GEOLOGIA AMBIENTAL

BIBLIOGRAFIA PARA EL CAPITULO II

TEMA: PROCESOS TERRESTRES PELIGROSOS (ACTIVIDAD VOLCÁNICA).

II.4) ACTIVIDAD VOLCÁNICA.

1. ARAÑA, S. A. Y LOPEZ, R. J. (1974). VULCANISMO, DINÁMICA Y PETROLOGÍA DE SUS PRODUCTOS. ED. ISTMO, MADRID ESPAÑA. 481P.
2. CRANDELL, D.R. AND WALDRON, H.H. (1969). VOLCANIC HAZARDS IN THE CASCADE RANGE. IN GEOLOGIC HAZARDS AND PUBLIC PROBLEMS, CONFERENCE PROCEEDINGS, EDS. R. OLSEN AND M. WALLACE, PP.5-18 OFFICE OF EMERGENCY PREPAREDNESS REGION 7.
3. FRANCIS, P. (1976). VOLCANOES. ENGLAND. PELICAN BOOKS.
4. HAMMOND, P.E. (1980). MT. ST. HELEN BLAST 400 METERS OFF ITS PEAK. GEOTIMES 25: 14-15.
5. MASON, A.C. AND FOSTER, H.L. (1953). DIVERSION OF LAVA FLOWS AT OSHIMA, JAPAN. AMERICAN JOURNAL OF SCIENCE 251: 249-58.
6. MILLER, C.D.; MULLINEAUX, D.R. AND CRAUDEL, D.R. (1981). -HAZARDS ASSESSMENTS AT MOUNT ST. HELENS. IN "THE 1980 ERUPTIONS OF MOUNT ST. HELENS, WASHINGTON". EDS. PETER W. LIPMAN AND DONALD R. MULLINEAUX, 789-813.
7. RICHTER, D.H.; EATON, J.P.; MURATA, K.J.; AULT, W.U.; AND KRIVOV, H.L. (1970). CHRONOLOGICAL NARRATIVE OF THE 1959-60 ERUPTION OF KILAUEA VOLCANO, HAWAII, U.S.. GEOLOGICAL SURVEY PROFESSIONAL PAPER 537E.
8. ROSSI, P.L. (1984). CONTRIBUTI AL RILEVAMENTO GEOLOGICO IN AREE VULCANICHE. PITAGORA EDITRICE, BOLOGNA, ITALIA.
9. UNAM (1983). EL VOLCÁN CHICHONAL. PONENCIAS PRESENTADAS EN EL SIMPOSIO SOBRE EL VOLCÁN CHICHONAL, DURANTE LA VI. CONVENCIÓN GEOL. NAL. DE LA S.G.M.. INSTITUTO DE GEOLOGÍA, UNAM, MÉXICO, D.F..

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA PARA EL CURSO DE GEOLOGIA AMBIENTAL

BIBLIOGRAFIA PARA EL CAPITULO I

FILOSOFIA Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA GEOLOGIA AMBIENTAL

I.1) LAS BASES CULTURALES DE LA CRISIS AMBIENTAL.

1. FLORMAN, S.C. (1968). ENGINEERING AND THE LIBERAL ARTS. NEW YORK, N.Y.; MCGRAW-HILL.
2. GOLDMAN, M.I. (1971). ENVIRONMENTAL DISRUPTION IN THE SOVIET UNION IN MAN'S IMPACT ON ENVIRONMENT, ED. T.R. DETWYLER, PP.61-75
3. KELLER, E.A. (1981). ENVIRONMENTAL GEOLOGY, 3RD. ED., CHARLES E. MERRILL PUBLISHING COMPANY, A BELL & HOWELL CO., COLUMBUS.
4. LEOPOLD, A. (1949). A SAND COUNTY ALMANAC. NEW YORK, OXFORD UNIVERSITY PRESS.
5. LITTON, R.B. (1973). AESTHETIC DIMENSIONS OF THE LANDSCAPE. IN NATURAL ENVIRONMENTS, ED. J.V. KANTILLA, PP.262-91. BALTIMORE JOHNS HOPKINS UNIVERSITY PRESS.
6. MONTCRIEF, L.W. (1970). THE CULTURAL BASIS FOR OUR ENVIRONMENTAL CRISIS. SCIENCE 170: 508-12. U.S.A..
7. SEP - SEDUE - SSA (1987). INTRODUCCIÓN A LA EDUCACIÓN AMBIENTAL Y LA SALUD AMBIENTAL. PROGRAMA NACIONAL DE EDUCACIÓN AMBIENTAL, COMISIÓN NAL. DE LOS LIBROS DE TEXTO GRATUITOS. MÉXICO, D.F..
8. UDALL, S.L. (1963). THE QUIET CRISIS. NEW YORK: AVON BOOKS.
9. VALERI-GULIÁEV (1989). LAS PRIMERAS CIUDADES. ED. PROGRESO, MOSCÚ. TRADUCIDO DEL RUSO POR CLAVIJO, A.
10. WHITE, L., JR. (1967). THE HISTORICAL ROOTS OF OUR ECOLOGICAL CRISIS. SCIENCE 155: 1203-7.
11. YI-FU, T. (1970). OUR TREATMENT OF THE ENVIRONMENT IN IDEAL AND ACTUALITY. AMERICAN SCIENTIST 58: 244-249.
12. ZUBE, E.H. (1973). SCENARY AS A NATURAL RESOURCE. LANDSCAPE ARCHITECTURE 63: 126-32.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA PARA EL CURSO DE GEOLOGIA AMBIENTAL

BIBLIOGRAFIA PARA EL CAPITULO II

TEMA: GRANDES ESCURRIMIENTOS DE AGUA EN LOS RIOS.

II.1) INUNDACIONES PRODUCIDAS POR GRANDES FLUJOS EN LOS RIOS.

AGRICULTURAL RESEARCH SERVICE. 1969. *Water intake by soils*. Miscellaneous Publication No. 925.

AKER, V. R. 1976. Hydrogeomorphic methods for the regional evaluation of flood hazards. *Environmental Geology* 1: 261-281.

BEYER, J. L. 1974. Global response to natural hazards: floods. In *Natural hazards*, ed. G. F. White, pp. 265-74. New York: Oxford University Press.

ADLEY, W. C. and MEARS, A. I. 1980. Calculations of flows needed to transport the fraction of Boulder Creek alluvium at Boulder, Colorado. *Geol. Soc. Amer. Part II*, v. 91: 1057-1090.

UE, C. D. 1967. *Flood information for flood plain planning*. U.S. Geological Survey Circular 539.

DAVIES, W. E.; BAILEY, J. F.; and KELLY, D. B. 1972. *West Virginia's Buffalo Creek flood: a study of the hydrology and engineering geology*. U.S. Geological Survey Circular 667.

DOLAN, R., HOWARD, A., and GALLENSON, A. 1974. Man's impact on the Colorado River and the Grand Canyon. *American Scientist*, V. 62: 392-401.

LEOPOLD, L. B. 1968. *Hydrology for urban land planning*. U.S. Geological Survey Circular 559.

OLD, L. B., and MADDOCK, T., JR. 1953. *The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications*. U.S. Geological Survey Professional Paper 252.

LINSLEY, R. K., Jr.; KOHLER, M. A.; and PAULHUS, J. L. 1958. *Hydrology for engineers*. New York: McGraw-Hill.

IN, J. H. 1948. Concept of the graded river. *Geological Society of America Bulletin* 59: 463-512.

GAIN, J. F., HOXIT, L. R., MADDOX, R. A., CHAPPELL, C. F., and CARAENA, F. 1979. Storm and flood of July 31-August 1, 1976, in the Big Thompson River and Cache la Poudre River Basins, Larimer and Weld Counties, Colorado. U.S. Geological Survey Professional Paper 1115A.

SEABURN, G. E. 1969. *Effects of urban development on direct runoff to East Meadow Brook, Nassau County, Long Island, New York*. U.S. Geological Survey Professional Paper 627B.

HAEFFER, J. R.; ELLIS, D. W.; and SPIEKER, A. M. 1970. *Flood-hazard mapping in Metropolitan Chicago*. U.S. Geological Survey Circular 601C.

QBA, R. R., SCHMIDT, P. W., CROSBY, E. J. and HANSEN, W. R. 1979. Storm flood of July 31-August 1, 1976, in the Big Thompson River and Cache la Poudre River Basins, Larimer and Weld Counties, Colorado. U. S. Geological Survey Professional Paper 1115B.

STRAHLER, A. N., and STRAHLER, A. H. 1973. *Environmental geoscience*. Santa Barbara, California: Hamilton Publishing.

TERSTRIEP, M. L.; VOORHEES, M. L.; and BENDER, G. M. 1976. *Conventional urbanization and its effect on storm runoff*. Illinois State Water Survey Publication.

WAY, D. S. 1973. *Terrain analysis*. Stroudsburg, Pennsylvania: Dowden Hutchinson & Ross.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA PARA EL CURSO DE GEOLOGIA AMBIENTAL

BIBLIOGRAFIA PARA EL CAPITULO V

LA GEOLOGIA AMBIENTAL Y LA INGENIERIA.

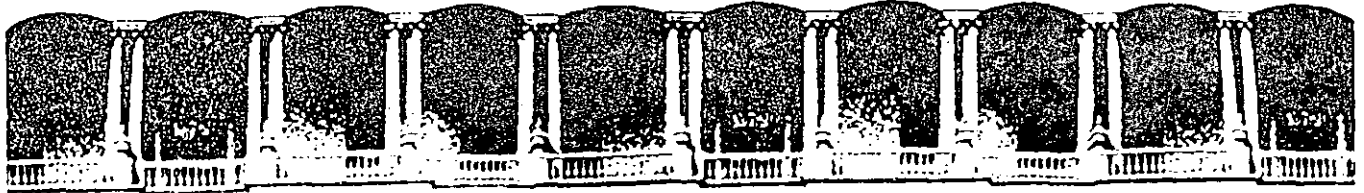
1. AMCRESPAC (1990). LOS RESIDUOS SÓLIDOS Y PELIGROSOS, PRESENTE Y FUTURO DE UN PROBLEMA NACIONAL. MEMORIA DEL PRIMER SIMPOSIO NACIONAL. ASOC. MEX. PARA EL CONTROL DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS Y PELIGROSOS, A.C., MÉXICO, D.F..
2. COATES, D.R. (1971). LEGAL AND ENVIRONMENTAL CASE STUDIES IN APPLIED GEOMORPHOLOGY: IN D.R. COATES, ED., ENVIRONMENTAL GEOMORPHOLOGY, STATE UNIVERSITY OF NEW YORK, BINGHAMTON, N.Y. P. 223-242.
3. _____ (1972). ENVIRONMENTAL GEOMORPHOLOGY AND LANDSCAPE CONSERVATION: VOL. I, PRIOR TO 1900: DOWDEN, HUTCHINSON & ROSS, INC., STROUDSBURG, PA., 485P.
4. _____ (1976). GEOMORPHOLOGY AND ENGINEERING. DOWDEN, HUTCHINSON & ROSS, INC., STROUDSBURG, PENNSYLVANIA, 360P.
5. COOKE, R.U. & DOORNKAMP, J.C. (1977). GEOMORPHOLOGY IN ENVIRONMENTAL MANAGEMENT, AN INTRODUCTION. CLARENDON PRESS, OXFORD, GREAT BRITAIN, 413P.
6. DE LA TORRE-BORBÓN, E. (1980). ESTUDIO GEOLÓGICO INTEGRAL DE LAS CUENCAS DE TULA Y ZUMPANGO, ORIENTADO AL ALMACENAMIENTO DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES. TESIS, FAC. DE ING., UNAM, MÉXICO, D.F..
7. KOSTENKO, N.P. (1975). GEOMORFOLOGÍA ESTRUCTURAL APLICADA. INSTITUTO DE GEOGRAFÍA, UNAM, MÉXICO. 113P..
8. KRYNINE, D.P. & JUDD, W.R. (1957). PRINCIPLES OF ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS. MCGRAW-HILL BOOK COMPANY, NEW YORK. 729P..
9. LORENZEN/ CONWAY/ JSCKSON/ HAMZA/ PERKET/ LACY, EDITORS (1986). HAZARDOUS AND INDUSTRIAL SOLID WASTE TESTING AND DISPOSAL. ASTM. VOL. 6. PHILADELPHIA, PA.. 471P.
10. LUGO-HUBP, J.I. (1978). LA GEOMORFOLOGÍA Y SUS APLICACIONES A LA INGENIERÍA CIVIL. FAC. DE ING., UNAM, CENTRO DE EDUCACIÓN CONTINUA. 19P..
11. _____ (1984)

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA PARA EL CURSO DE GEOLOGIA AMBIENTAL

BIBLIOGRAFIA PARA EL CAPITULO V

LA GEOLOGIA AMBIENTAL Y LA INGENIERIA.

11. LUGO-HUBP, J.I. (1984). GEOMORFOLOGÍA DEL SUR DE LA CUENCA DE MÉXICO. SERIE VARIA T.1, NO.8. INST. DE GEOGRAFÍA, UNAM, MEX.
12. _____ (1988). ELEMENTOS DE GEOMORFOLOGÍA APLICADA (MÉTODOS CARTOGRAFICOS). INST. DE GEOGRAFÍA, UNAM, MÉXICO.
13. NOBLE, G.P.E. (1976). SANITARY LANDFILL DESIGN HANDBOOK. THE SCIENCE AND ART OF SITE SELECTION. INVESTIGATION & DESIGN. TECHNOMIC PUBLISHING CO., INC., WESTPORT, CT.
14. PARIZEK, R.R. (1971). IMPACT OF HIGHWAYS ON THE HYDROGEOLOGIC ENVIRONMENT. IN D.R. COATES, ED., ENVIRONMENTAL GEOMORPHOLOGY, STATE UNIVERSITY OF NEW YORK, BINGHAMTON, N.Y., P. 151-199.
15. STRAHLER, A.N. & STRAHLER, A.H. (1973). ENVIRONMENTAL GEOSCIENCE: INTERACTION BETWEEN NATURAL SYSTEMS AND MAN. HAMILTON PUB. CO., SANTA BARBARA, CA., 511P..



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

**LOS RIESGOS GEOLOGICOS COMO CONTRO DE LOS
ASENTAMIENTOS HUMANOS**

DR. JAIME RUEDA GAXIOLA

JUNIO - 1992

**LOS RIESGOS GEOLOGICOS COMO
CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS
HUMANOS**

- Procesos Endógenos
- Procesos Exógenos
- Procesos Antropógenos

Jueves 4, 16-19 Hrs

Dr. Jaime Rueda Gaxiola

LOS RIESGOS GEOLÓGICOS COMO CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS

DR. JAIME RUEDA GAXIOLA
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL

"La forma incompleta, fragmentada y políticamente manipulada en que el Hombre hace frente actualmente a las catástrofes naturales es uno de los más claros exponentes de la estupidez colectiva de la Humanidad".

BASIL BOOTH y FRANK FITCH,
1986.

INTRODUCCION.

A.-ADAPTARSE O MORIR.

Para sobrevivir, el Hombre ha tenido que adaptar su modo de vida a las condiciones del medio que lo rodea. Los cambios evolutivos de los organismos son resultado de los cambios evolutivos de nuestro planeta. El Hombre no es la excepción; su evolución es el resultado de su poder de adaptación a las variaciones del medio ambiente. Como es un organismo cosmopolita, su alto poder de adaptación le ha permitido vivir en los medios más variados:

- 1.-Montañoso
- 2.-Selvático
- 3.-Pantanosos
- 4.-Estepario
- 5.-Desértico
- 6.-Glacial

Sin embargo, el Hombre es el único organismo que ha logrado modificar el medio ambiente buscando su beneficio. Hasta dónde, la búsqueda de su bienestar, le permitirá vivir en armonía con la Naturaleza?

LOS RIESGOS GEOLOGICOS

Los medios de comunicación masiva (periódicos, televisión, radio) informan todos los días que muere gente a causa de desastres naturales. Estos originan la muerte anual de al menos 20 000 personas. Más de 160 000 muertos en 1991 (140 000 personas ahogadas en abril, a causa de un ciclón en Bangladesh). Algunas de estas catástrofes naturales han alcanzado proporciones gigantescas.

En cualquier lugar en que se asiente, el Hombre está sujeto a riesgos que tienen origen en fenómenos:

- 1.-Exógenos
- 2.-Endógenos
- 3.-Antropógenos

Los agentes exógenos son el resultado de fenómenos extraterrestres que afectan las condiciones del medio ambiente. Los agentes endógenos son el resultado de fenómenos originados en la Tierra misma; incluyen los originados en la atmósfera (hidrometeorológicos) y los originados en la corteza terrestre (corticales). Los agentes antropógenos tienen su origen en la actividad humana (químicos, incendios, explosiones, sanitarios). Los dos primeros originan los RIESGOS GEOLOGICOS que constituyen este tema de exposición que tiene como objetivo explicar brevemente, cómo, cuándo y dónde se originan los fenómenos geológicos que pueden producir desastres naturales y hacer conciencia de su impacto social para que se puedan predecir, evaluar, controlar y mitigar sus efectos en las diferentes regiones de asentamientos humanos dependiendo del tipo y grado de riesgo geológico. El Hombre no puede evitar o dominar completamente los fenómenos que originan las catástrofes naturales;

sin embargo, sí puede tratar de evitarlas preparando a la gente para que seleccione los lugares de menor riesgo geológico para asentarse, para que construya en los lugares más adecuados con los materiales y las técnicas que les proporcionen mayor seguridad..

La República Mexicana se encuentra situada geográfica y geológicamente en condiciones muy particulares que permiten que los agentes endógenos y exógenos actúen frecuentemente sobre ella, alterando constantemente las condiciones del medio ambiente, por lo que debe de considerarse como una región de alto riesgo geológico. Sin embargo, la evaluación del factor de riesgo, deriva del conocimiento científico de los procesos naturales que han producido a lo largo de la Historia Terrestre catástrofes naturales.

A.-AGENTES EXOGENOS

Como se indicó antes, tienen su origen en objetos extraterrestres que caen sobre la Tierra:

- 1.-Meteoritos
- 2.-Cometas

Todos los días caen sobre la Tierra meteoritos inofensivos de tamaño muy pequeño. Sin embargo, también todos los días estamos expuestos a morir por causa del choque de un cuerpo extraterrestre de grandes dimensiones sobre la Tierra. Evidencias directas de que este fenómeno ha sucedido en muchas ocasiones, las tenemos registradas en la Historia de la Tierra por medio de los astroblemas (como el de Vredefort, en Suráfrica, de 80 Km de diámetro, formado hace 2 100 m.a.) que son estructuras dejadas en la corteza por antiguos impactos de meteoritos de muy grandes dimensiones. La caída de cuerpos tan grandes sobre la Tierra deben de haber causado enormes catástrofes, que posiblemente sean las causas de grandes transformaciones de la atmósfera y de la corteza terrestres que ocasionaron extinsiones masivas de organismos. También existen cráteres originados por el impacto reciente de meteoritos más pequeños, como el de 180 metros de

profundidad y 1 200 de diámetro que produjo al chocar en Arizona, hace 25 000 años, uno pequeño que se ha calculado que pesaba 1 500 000 toneladas. Se considera que nuestro planeta está expuesto al choque de meteoritos de kilómetros de diámetro al menos una vez cada 50 millones de años. Otros cuerpos celestes que pueden chocar sobre la Tierra son los cometas, tal como se ha supuesto que sucedió a principios de este siglo (1908) en la Región de Tunguska, en la U.R.S.S., cuando al chocar produjo una explosión equivalente a la de una bomba atómica de 30 megatones.

B.-AGENTES ENDOGENOS

Se originan por fenómenos terrestres. Son de dos tipos:

- 1.-Atmosféricos (hidrometeorológicos)
- 2.-Corticales

Estos fenómenos terrestres son los que han hecho que la imagen de la Tierra nunca se repita y que muestren que es un planeta vivo, un planeta cambiante. Son el resultado de procesos geológicos que cambian la faz de la Tierra, a veces rápidamente (procesos sísmicos, volcánicos), aunque la mayoría de las veces muy lentamente pues no son susceptibles de reconocerse a la escala de años, sino de millones de años (formación de montañas, desgaste de las mismas)..

1.-ATMOSFERICOS

Estos agentes son el resultado de fenómenos originados en la atmósfera que actúan directamente sobre la superficie terrestre o bien de fenómenos originados indirectamente como resultado de los anteriores. Así, pueden ser originados por fenómenos:

DIRECTOS

- 1.-Tormentas
- 2.-Tormentas eléctricas
- 3.-Granizadas y nevadas
- 4.-Tornados
- 5.-Ciclones
- 6.-Sequías y glaciaciones

7.-Avance de dunas

INDIRECTOS

1.-Inundaciones

2.-Aludes

3.-Deslizamientos

4.-Derrumbes

Los fenómenos atmosféricos tienen su origen en la transferencia de calor entre las masas de aire a diferentes latitudes y altitudes; son los causantes de la alteración de las rocas superficiales, de la formación, transporte y depósito de los sedimentos que representan la erosión de las regiones expuestas.

Año tras año, nuestro país es sometido a la acción de estos fenómenos que originan las mayores calamidades. De 1950 a 1988 fueron registradas más de 100 inundaciones. Sólo en 1986 las inundaciones provocaron daños por más de 150 000 millones de pesos y afectaron a cerca de 57 000 personas. Otras consecuencias de esos fenómenos son los derrumbes de casas y edificios, así como los frecuentes aludes y deslizamientos de tierras que han destruido y sepultado habitaciones y habitantes de regiones de topografía abrupta.

Tormentas o trombas de poca intensidad pueden ser sumamente dañinas si se efectúan sobre regiones muy pobladas de topografía muy abrupta que favorece la formación de aludes, deslizamientos de tierras y derrumbes. Tal fue el caso de la tormenta que en junio de 1987 se abatió sobre el Cerro del Chiquihuite, al Norte de la Ciudad de México, originando derrumbes de bloques de rocas y aludes que derrumbaron y afectaron muchas viviendas. Al año siguiente, un tromba en Acapulco originó aludes que llevaron automóviles, estacionados en las partes altas, hasta las playas.

Los huracanes y ciclones son los fenómenos más destructivos anualmente. Todavía son patentes los efectos del Ciclón Gilberto de septiembre de 1988 sobre la Península de Yucatán, que causó un oleaje

tan fuerte que llevó a un barco cubano sobre la playa de Cozumel y causó una gran destrucción en Nicaragua. Fenómenos que desarrollan una alta energía en un lugar muy restringido de la superficie de la tierra son los tornados que causan una grande y frecuente destrucción. Los tornados de Kansas, en 1974 (con vientos de 159 millas/hora) y de Osnabrock, Dakota del Norte, en E.U.A. son ejemplos de esa alta destrucción.

Los vientos dominantes sobre regiones terrestres de ciertas latitudes originan la formación de medios desérticos en donde se forman dunas de arenas que migran lenta pero constantemente en una cierta dirección. Estas dunas migrantes han sepultado y están sepultando poblaciones. Recientemente se han descubierto restos arqueológicos sepultados en el Norte de Africa desde el Siglo XIV antes de Cristo.

2.-CORTICALES

El calor interno de la Tierra es el causante de fenómenos geológicos que afectan la corteza terrestre de manera directa o indirecta. Estos fenómenos son:

DIRECTOS

- 1.-Volcánicos
- 2.-Sismicos
- 3.-Hundimientos
- 4.-Levantamientos

INDIRECTOS

- 1.-Aludes
- 2.-Deslizamientos
- 3.-Tsunamis
- 4.-Formación de acantilados
- 5.-Progradación costera
- 6.-Colapso de suelos y agrietamiento

El calor interno de la Tierra es el origen de procesos que se agrupan dentro de la Teoría de la Tectónica de Placas que es de una gran simplicidad y que permite saber cómo, cuándo y dónde se generan los sismos, los volcanes y otros fenómenos asociados, así como deducir

los riesgos geológicos derivados. Esta Teoría se basa en que el fondo oceánico no es estático sino móvil, con procesos de generación y expansión permanente en lugares denominados dorsales oceánicas. La movilidad involucra toda la corteza oceánica que es desplazada por corrientes de convección que actúan bajo ella. Al desplazarse, la corteza oceánica desciende bajo la corteza continental de menor densidad, originando el proceso de subducción en los bordes continentales donde se encuentran las fosas oceánicas. Las zonas de las dorsales y las de subducción del mundo presentan una gran actividad sísmica y volcánica que ha permitido dividir la corteza terrestre en placas denominadas tectónicas que se desplazan originando choques entre ellas, uniéndose para formar placas más grandes o bien originando su rompimiento. Los procesos de choque de placas dan origen a las grandes cadenas montañosas de la Tierra que actualmente están en formación y levantamiento como Los Himalayas, Los Alpes, Los Sagros, asociadas a una gran actividad tectónica, o como la de Los Andes asociada además a una abundante actividad volcánica. El volcanismo no es un fenómeno exclusivo de la Tierra, sino común en el Sistema Solar ya que se ha detectado el Mercurio, Venus y Marte, así como en el satélite Io de Júpiter, indicando que en estos cuerpos existe y/o existió energía calorífica interna:

Los sismos matan y destruyen muy rápidamente. Históricamente, los terremotos han ocasionado la muerte de millones de personas, originándose varios de ellos, de gran magnitud, cada año. Los sismos más catastróficos mundialmente conocidos son los de Hsian, China, en 1556 (830 000 muertos); de Lisboa en 1775 (45 000 muertos); de San Francisco en 1906 (700 víctimas); de Yungai, Perú, en 1971 (50 000 muertos); de Alaska en 1964 (114 personas muertas); de Tientsin, China, en 1976 (650 000 muertos); el de La Ciudad de México, en 1985 (3050 muertos). La muerte de las 50 000 personas de Yungai no fue debida directamente al fenómeno sísmico sino a un enorme alud de hielo y rocas que se desprendió del volcán Huascarán que se encuentra en la cordillera de los Andes. Estos fenómenos son frecuentes en esta región de los Andes donde en 1962 y en 1941 murieron 4 000 y 5 000 personas

respectivamente, a causa de aludes de nieve (avalanchas). A causa del sismo de 1964 en Alaska, se originaron un tsunami, hundimientos de terreno, desplazamiento de tierras y aludes. Un espectacular hundimiento de terreno se efectuó durante el sismo de Chile de 1960, cuando una zona de 30 por 500 Kms se hundió bajo las aguas hasta una profundidad de 2-3 metros en 10 segundos; este fenómeno fue acompañado por derrumbes, corrimientos y aludes de origen sísmico..

En nuestro país la sismicidad y el volcanismo adquieren gran importancia ya que la constitución geológica del territorio nacional lo hace vulnerable a estos fenómenos geológicos. Los sismos más destructivos de este siglo, registrados en los estados de México, Puebla, Veracruz, Jalisco, Colima, Oaxaca, Michoacán, Guerrero, Morelos y en el Distrito Federal, han dejado cerca de 5 000 muertos, sin contar los 3 050 reportados oficialmente para el Sismo del 1985 en la Zona Conurbada de la Cuenca de México.

Las erupciones volcánicas han sido contempladas con admiración, con superstición y miedo, aunque de los fenómenos endógenos sean posiblemente los más benéficos, al dar origen a los suelos de cultivo más fértiles. El volcanismo más frecuente se efectúa en los fondos oceánicos; sin embargo, el más conocido es el continental que ha afectado a los asentamientos humanos desde hace muchos miles de años y de los antecesores del hombre desde hace aproximadamente 3.5 millones de años en Tanzania. Ha habido erupciones que han hecho desaparecer civilizaciones. Tal es el caso de la erupción de la isla griega de Santorini, aproximadamente en el año 1500 antes de Cristo, que hizo desaparecer la Civilización Minoica, relacionada directamente con la Leyenda de la Atlántida. Otras erupciones, famosas por la cantidad de víctimas y por la destrucción que han efectuado son las de los volcanes: Vesubio en el año 79 de nuestra Era, que sepultó las ciudades italianas de Pompeya y Herculano y causó la muerte bajo sus cenizas de 2 000 personas; Etna en 1669, en la isla de Sicilia, que originó la muerte de 100 000 personas (en sus múltiples erupciones desde el año 500 antes de Cristo ha causado entre 1 y 2 millones de

víctimas); Krakatoa en 1883, situado entre las islas de Sumatra y Java, cuya explosión fue escuchada hasta en el Noroeste de Australia; Mont Pelée en 1902, en la Martinica, que causó la destrucción de la Ciudad de San Pierre y 30 000 muertos y las erupciones recientes del Monte Santa Helena en 1980 en el estado de Washington, E.U.A. y del Nevado del Ruiz en 1985, que originó un alud de lodo y detritos rocosos que sepultó a la Ciudad de Armero en Colombia, matando a 23 000 residentes.

El volcanismo no ha causado en México tantas muertes como la sismicidad; sin embargo nuestro país es característicamente volcánico y cuenta con algunos de los volcanes activos de alto riesgo a nivel mundial, así como regiones volcánicas de alto riesgo. El volcanismo ha originado en este siglo más de 2 000 víctimas, incluyendo los 1 770 muertos reportados oficialmente durante la erupción del Volcán El Chichón en 1982.

La sismicidad y el volcanismo son las manifestaciones más rápidas de la liberación de la energía interna de la Tierra, manifestada por medio de vibraciones o de calor. Sin embargo, existen otras manifestaciones mucho más lentas que a veces pasan desapercibidas por la gente pero que a largo plazo modifican la topografía de regiones muy grandes. Así, se detectan hundimientos o levantamientos de zonas de la corteza, manifestados por el descubrimiento de ciudades sumergidas bajo el mar o por la presencia de acantilados o terrazas marinas por arriba del nivel del mar. Cerca de Pozzuoli, en la Bahía de Nápoles, se descubrió en 1830 que la plataforma del Templo de Júpiter había estado bajo el nivel del mar, ya que las columnas están perforadas por organismos marinos hasta una altura de 7 m. Como actualmente se encuentra sobre el nivel del mar, se deduce que esta región ha estado sujeta a hundimientos y levantamientos lentos debidos a la actividad del volcán Vesubio. Otra región mediterránea que ha sufrido hundimiento es la de Cesarea Marítima, en la costa de Israel, donde se ha descubierto la ciudad romana bajo el mar, correspondiente al puerto de Julius, del tiempo del Emperador Claudius (10 años antes de

Cristo a 54 después de Cristo).

Consecuencia de la sismicidad y del volcanismo son fenómenos catastróficos que han ocasionado miles de muertos a causa de aludes y deslizamientos de tierras. También los tsunamis o maremotos son producto de esos fenómenos y han destruido regiones costeras y causado la muerte de miles de personas. En la Mitología Griega se reportan grandes inundaciones y en la Biblia el Diluvio que probablemente corresponden a maremotos que afectaron la región del Mar Mediterráneo. Uno de origen volcánico es el que debió producir la erupción del volcán de la Isla de Santorini, hace 34 siglos, que se considera produjo olas más altas que las del Tsunami originado por la erupción del Volcán Krakatoa, en 1883, que alcanzaron 310 m. Uno de los más recientes fue el originado por el sismo de Alaska en 1964, cuyas olas, en el lugar de origen de más de 8 metros, recorrieron todo el Océano Pacífico.

RESUMEN:

FENOMENO	ORIGEN:		CATASTROFES:		
	EIOGENO	ENDOGENO , ATM. CORT.	LENTAS	RAPIDAS	REPENTINAS
METEORITOS	X				X
COMETAS	X				X
TORMENTAS		X		X	
HURACANES		X		X	
TORNADOS		X		X	
GRANIZADAS		X		X	
SISMOS		X			X
VOLCANES		X		X	
HUNDIMIENTOS		X	X	X	
LEVANTAMIENTOS		X	X	X	
ALUDES		X	X		X
DESLIZAMIENTOS		X	X	X	
TSUNAMIS		X		X	X

SEQUIAS	X	X
AVANCE DE DUNAS	X	X

Con la excepción de los fenómenos de origen extraterrestre, los demás fenómenos no se distribuyen en la tierra al azar. Como consecuencia, es posible establecer mapas de distribución de las Zonas Sísmicas, de las Zonas Volcánicas, de las Zonas de Huracanes, de las Zonas de Aludes, etc. y determinar las Regiones de Mayor o Menor Riesgo. Estos mapas deben de ser accesibles para el público con el objetivo de que los asentamientos humanos se efectúen tomando como base la información acerca del riesgo existente. Debemos tomar en consideración que el riesgo depende de la frecuencia de repetición del fenómeno, de la cercanía a su lugar de origen, de la cantidad de gente en la región y de la vulnerabilidad de la población y de las construcciones a los efectos del fenómeno en cuestión.

TRANSPARENCIAS TOMADAS DE:

LIBROS

- BOOTH, B., & FITCH, F., 1986.-LA INESTABLE TIERRA. Salvat Editores, S.A.
- SAGAN, C., 1980.-COSMOS. Random House, Inc..
- CARTWRIGHT, M. & DOWLEY, T., 1980.-SPACESHIP EARTH. Diagram Visual Information, Ltd.
- RUDOFISKY, B., 1964.-ARCHITECTURE WITHOUT ARCHITECTS. Doubleday & Company, Inc.
- MELHAM, T., 1978.-EARTHQUAKES (In POWERS OF NATURE). National Geographic Society.:6-47.
- BALLARD, R.D., 1983.-EXPLORING OUR LIVING PLANET. National Geographic Society.
- COATES, D.R., 1981.--ENVIRONMENTAL GEOLOGY. John Wiley and Sons, Inc.
- OAKESHOTT, G. B., 1976.-VOLCANOES & EARTHQUAKES. GEOLOGICAL VIOLENCE. McGraw-Hill Book Co.
- SULLIVAN, W., 1974.-CONTINENTS IN MOTION. THE NEW EARTH DEBATE.

McGraw-Hill Book Co.

GALLANOPOULOS, A.G. & BACON, E., 1969.-ATLANTIS. The Bobbs-Merrill Co.

SCHILLER, R., 1972.-LA EXPLOSION QUE TRANSFORMO UN MUNDO. (In
MARAVILLAS Y MISTERIOS DEL MUNDO QUE NOS
RODEA). Selecciones del Reader's
Digests.:64-68.

BOLT, H., & MACDONALD, S., 1977.-GEOLOGICAL HAZARDS. Springer-Verlag.

THE DAILY NEWS & THE JOURNAL-AMERICAN, 1980.-VOLCANO. THE ERUPTION OF
MOUNT ST. HELENS. Longview Publishing Co.

DE FRANCISCIS, A., 1974.-THE BURIED CITIES, POMPEII & HERCULANUM.
Crescent Books.

SIMKIN, T. & FISKE, R.S., 1983.-KRAKATAU 1983. THE ERUPTION AND ITS
EFFECTS. Smithsonian Institution Press.

REVISTAS

NATIONAL GEOGRAPHIC SOCIETY:

MARZO 1981

FEBRERO 1982

JUNIO 1982

NOVIEMBRE. 1982

SEPTIEMBRE 1983

MAYO 1984

AGOSTO 1985

FEBRERO 1986

MAYO 1986

FEBRERO 1987

ABRIL 1987

JUNIO. 1987

JULIO 1988

OCTUBRE 1988

SIEMPRE, JUNIO 1987

PARIS-MATCH, NOVIEMBRE 1985

LIFE, ENERO 1988

FEBRERO 1989

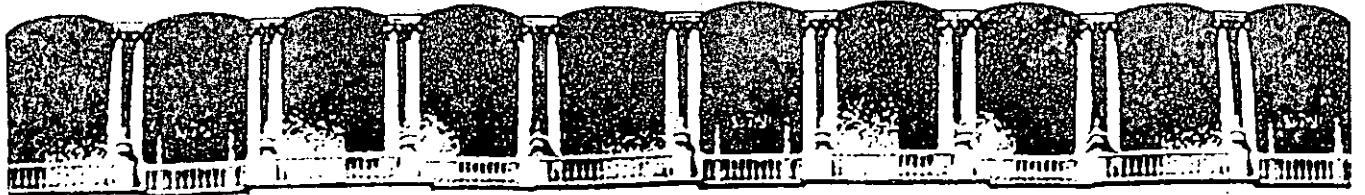
TIME, OCTUBRE 1989
INFORMACION (CONACYT), JULIO 1985
LA RECHERCHE, MAYO 1989
GACETA I.M.P., OCTUBRE 1985
MUY INTERESANTE, FEBRERO 1987
SCIENTIFIC AMERICAN:
NOVIEMBRE 1976
ABRIL 1977
MARZO 1981

PERIODICOS:

LA PRENSA
EXCELSIOR
UNO MAS UNO

ENCYCLOPEDIA BRITANNICA, 1985.-BOOK OF THE YEAR..

ATLAS OF NORTHAMERICA



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

CONTAMINACION DE ACUIFEROS

ING. CARLOS SANTANA PALOMINO

JUNIO - 1992

CONTAMINACION DE ACUIFEROS

- Introducción
- Fuentes de Contaminación
- Ejemplos de Contaminación

Viernes 5, 9-11 Hrs

Ing. Carlos Santana Palomino

CONTAMINACION DE ACUIFEROS

CONTENIDO

1.- INTRODUCCION

2.- FUENTES DE CONTAMINACION

- 2.1.- Contaminación Generada por la Disposición Terrestre de Desperdicios Sólidos
- 2.2.- Contaminación Generada por el Vertido de Aguas Negras
- 2.3.- Contaminación Agrícola
- 2.4.- Contaminación Generada por La Minería
- 2.5.- Lixiviación y Derrames de Petróleo
- 2.6.- Contaminación por Intrusión Marina

3.- EJEMPLOS DE CONTAMINACION

- 3.1 Contaminación Urbana-Industrial
- 3.2 Contaminación por Intrusión Marina

1.- INTRODUCCION

El tema a tratar, de forma general, es la contaminación de acuíferos, para lo cual, a manera de introducción, se definen los siguientes parámetros:

Contaminante.- Se llama contaminante a todo soluto agregado al flujo, sin importar que alcancen o no a deteriorar la calidad del agua subterránea.

Polución.- Se entiende por polución o contaminación del agua a la degradación de su calidad y composición natural, al incorporarsele un elemento o sustancia.

Calidad del agua subterránea.- La calidad del agua subterránea es un concepto relativo y depende del uso al que se destine, el agua es de buena calidad porque no causa problemas o su acondicionamiento es económico.

Cada uso tiene sus propios requisitos de calidad, por ejemplo, un agua de buena calidad para uso agrícola puede ser inadecuada para ciertos procesos industriales, o para el consumo humano.

En el caso del agua para uso potable, la Secretaría de Salud marca requisitos mínimos que se deben cumplir, algunos de ellos son los siguientes:

Caracteres Físicos

Turbiedad 10¹

Color 20²

Caracteres Químicos

Componente	Concentración máxima recomendada
pH	6.0 a 8.0
Sólidos totales	1000 ppm
Alcalinidad total, expresada en CaCO ₃	400 ppm
Dureza total, expresada en CaCO ₃	300 ppm
Cloruros (Cl)	250 ppm
Sulfatos (SO ₄)	250 ppm
Magnesio (Mg)	125 ppm
Zinc (Zn)	15 ppm
Cobre (Cu)	3 ppm
Fluoruros (F)	1.5 ppm
Hierro (Fe)	0.3 ppm
Manganeso (Mn)	0.3 ppm
Plomo (Pb)	0.1 ppm
Arsénico (As)	0.05 ppm
Selenio (Se)	0.05 ppm
Cromo hexavalente (Cr)	0.05 ppm

¹ De la escala del Sílice

² De la escalade Platino-Cobalto

Caracteres bacteriológicos

- a) Menos de 20 organismos de los grupos coli y coliforme por litro de muestra, definiéndose como organismos de los grupos coli y coliforme todos los bacilos no esporógenos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas.
- b) Menos de 200 colonias bacterianas por cm³ de muestra en la placa de agar, incubada a 37°C por 24 horas.
- c) Ausencia de colonias bacterianas licuantes de la gelatina, cromógenas o fétidas. En la siembra de un cm³ de muestra en gelatina incubada a 20°C por 48 horas.

2.- FUENTES DE CONTAMINACION

El mecanismo de contaminación se lleva a cabo principalmente de dos formas:

- 1) Contaminación antropógena, o derivada de la acción del hombre, consiente o inconsientemente.
- 2) Alteración natural de la calidad, o contaminación por la acción de la naturaleza.

Aquí únicamente trataremos los tipos de contaminación antropógena y las fuentes más comunes.

2.1.- Contaminación Generada por la Disposición Terrestre de Desperdicios Sólidos.

Gran parte de los desperdicios sólidos municipales que se generan actualmente, se emplazan en construcciones ingenieriles llamadas rellenos sanitarios. En los rellenos sanitarios el desperdicio sólido se reduce en volumen por compactación, y luego se cubre con arcilla. Lo ideal es que el relleno se ubique en terrenos secos con nivel freático profundo, y que la cubierta de arcilla se coloque al final de cada día de operación, pero en la práctica esto no siempre es posible de realizar. El relleno puede construirse sobre la superficie del terreno o en excavaciones.

Con la excepción de las zonas de clima árido, los desechos se encuentran sujetos al percolado del agua derivada de la lluvia, dando lugar a un líquido con alta concentración de contaminantes inorgánicos y orgánicos, gran cantidad de sólidos totales disueltos y constituyentes tóxicos de desperdicios industriales colocados en el relleno. El líquido que se deriva de este proceso se conoce como lixiviado.

Si los rellenos se encuentran en lugares apropiados hidrogeológicamente, se evita la contaminación tanto del agua superficial como de la subterránea, sin embargo no siempre es posible elegir sitios con características hidrogeológicas ideales, por que los sitios de este tipo no se encuentran disponibles a distancias de transportación aceptable. Por esta u otras razones, la mayoría de los rellenos se localizan en terrenos que tienen por lo menos alguna característica desfavorable.

En áreas lluviosas, la infiltración de agua a través del deshecho puede provocar que la superficie freática se eleve debajo del relleno, lo que permite que el lixiviado, además de fluir verticalmente, lo haga también en el sentido horizontal. El flujo hacia abajo es una amenaza para el agua subterránea y el flujo horizontal puede producir manantiales en la periferia del relleno, y se integre a cuerpos de agua superficial.

Si los rellenos sanitarios se encuentran emplazados en materiales relativamente permeables, la migración del lixiviado puede contaminar áreas muy extensas y los procesos físicos y químicos resultan incapaces de atenuar de forma apreciable la propiedad contaminante del lixiviado.

2.2.- Contaminación Generada por el Vertido de Aguas Negras.

Existe una gran variedad de formas de disponer las aguas residuales municipales, siendo los principales los pozos de inyección, tanques sépticos, drenes y lagunas. En algunas regiones las aguas negras se utilizan para el riego de tierras de cultivo sin recibir ningún tratamiento previo. Esta práctica tiene la ventaja para los agricultores de que las aguas negras proveen de nutrientes tales como nitrógeno y fósforo, con lo cual se estimula el desarrollo de los vegetales, pero también llevan sustancias tóxicas, convirtiéndose en una fuente potencial para la degradación de la calidad del agua subterránea.

En la actualidad, está en constante aumento el número de ciudades que construyen plantas de tratamiento de aguas residuales, con lo cual se disminuye la polución del agua, pero existe el problema de la disposición de los lodos residuales.

Se tienen evidencias de que los virus y las bacterias penetran distancias pequeñas en materiales granulares, pero en rocas fracturadas, donde la velocidad del agua subterránea es alta, estos microorganismos tienen el tiempo suficiente para recorrer muchos kilómetros, ya que pueden sobrevivir varios días y aun meses por debajo de la superficie freática.

La percolación desde estanques donde se vierten las aguas residuales municipales e industriales, es otra causa de la contaminación del agua subterránea.

Se calcula que, en México, los centros urbanos descargan un caudal de 120 m³/seg y la industria 83 m³/seg de aguas residuales.

Actualmente existen 361 plantas municipales de tratamiento de aguas negras, con una capacidad instalada de 30 m³/seg; de las cuales, el 20 % opera en forma adecuada, el 35 % lo hace de manera ineficiente y el 45 % restante se encuentra fuera de operación, lo que implica que menos del 8 % de las aguas residuales provenientes de los centros de población reciben tratamiento adecuado.

2.3.- Contaminación Agrícola

De todas las actividades del hombre que tienen influencia sobre la calidad del agua subterránea, es la agricultura la más importante, por la aplicación masiva de fertilizantes, principalmente inorgánicos, con un alto contenido de contaminantes como nitrógeno, Fósforo y Potasio y el uso de fungicidas, herbicidas e insecticidas, los cuales son compuestos químicos sintéticos altamente tóxicos.

En las inmediaciones de las grandes ciudades, las aguas residuales se usan en la agricultura, se calcula que 165,000 hectareas se riegan con estas aguas.

En zonas rurales, el agua subterránea poco profunda puede contaminarse localmente, por la infiltración del lixiviado del excremento del ganado y aves de corral. En estas zonas, los pozos mal diseñados o que no están sellados adecuadamente, pueden servir de conducto para la introducción de agua contaminada al acuífero.

2.4 Contaminación Generada por La Minería.

La actividad minera contribuye a la contaminación de acuíferos por medio de la extracción de agua de las minas, con el agua que se desecha de las concentradoras de mineral y por el lavado de "hales" por el agua de lluvia. Otras actividades como la producción de potasa y la extracción de petróleo generan gran cantidad de agua con alto contenido de sales, las cuales pueden llegar a los acuíferos.

Con el sistema de explotación de hundimientos controlados se puede provocar la conexión de acuíferos con diferentes calidades de agua, o facilitar el acceso de agua superficial de mala calidad a través de los hundimientos.

La explotación a cielo abierto es una entrada directa de agua contaminada. En el caso de explotación con rellenos, se introducen materiales contaminantes y rocas solubles que aportan contaminantes a través de los huecos.

La explotación de minerales solubles en agua, como son: la sal común, la potasa y los fosfatos, se realiza mediante la inyección de agua en el yacimiento por medio de pozos, para extraerla posteriormente. Cuando se extrae el agua, lleva una alta concentración de la sustancia y puede alterar la calidad del agua de los acuíferos que encuentra a su paso.

2.5.- Lixiviación y Derrames de Petróleo.

Las gasolineras almacenan el combustible en tanques enterrados, muchos de ellos desde hace varias décadas, y en los que es de esperarse que se presenten fugas. Miles de camiones tanque están en constante movimiento transportando los combustibles y lubricantes, derramando pequeñas cantidades sobre las carreteras. Ante esta situación, no debe sorprender que los productos del petróleo sean una amenaza para la calidad del agua subterránea.

2.6.- Contaminación por Intrusión Marina.

A lo largo de la línea de costa, el agua dulce se encuentra descansando sobre el agua de mar, debido a la diferencia de sus densidades. Como los acuíferos descargan el agua en el mar, se crea un estado de equilibrio entre ambas aguas que sólo sufre modificaciones naturales a largo plazo, debidas a cambios climáticos principalmente. El contacto entre las dos masas de agua se llama interfase salina.

Al iniciar la explotación de estos acuíferos costeros se producen cambios en la profundidad de la superficie piezométrica, los cuales dan lugar a movimientos ascendentes de la interfase salina.

Muchos de los acuíferos costeros están sometidos una extracción excesiva de agua, provocando una modificación en la relación agua dulce-agua salada.

Es importante detectar la intrusión salina cuando aun no ha afectado nocivamente a estos acuíferos, para conocer su posición y peligrosidad y planear las alternativas más convenientes para su control, es esencial determinar la posición del nivel piezométrico y sus fluctuaciones con el tiempo, así como el registro de los incrementos de salinidad en los pozos.

Para que una zona costera se vea afectada por la intrusión salina, es necesario que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) **Continuidad hidráulica.**- En muchas cuencas costeras, los materiales que forman las planicies se continúan mar adentro, provocando la continuidad hidráulica. En algunos acuíferos existe una barrera impermeable que impide el flujo de agua de mar hacia ellos.

- b) **Inversión del gradiente.**- La segunda condición para que se lleve a cabo la intrusión salina es que se provoque la inversión del gradiente, la cual se presenta cuando el nivel piezométrico es abatido a profundidades bajo el nivel del mar, ocasionando que la carga hidráulica del mar sea mayor a la del acuífero.

3.- EJEMPLOS DE CONTAMINACION.

3.1.- CONTAMINACION URBANA-INDUSTRIAL.

La ciudad de León cuenta con el más importante centro de la industria del zapato, lo cual implica la presencia de empresas curtidoras de pieles, las cuales utilizan en el proceso productos de cromo y descargan sus aguas residuales al sistema de drenaje de la Ciudad, sin dar ningún tratamiento previo. Además, cerca de la Ciudad hay una planta industrial productora de cromatos.

En la década de los setenta se detectó la presencia de cromo en el agua subterránea del valle de León, fuente principal de abastecimiento de agua potable. Este hecho originó que la Comisión Nacional del Agua emprendiera un estudio geoquímico para definir la fuente y grado de contaminación, determinar los mecanismos que controlan su evolución y proponer alternativas de rehabilitación del acuífero.

Este estudio se basó en la hipótesis de que las aguas de desecho de las curtidorías y los desperdicios de la planta de cromatos, constituían la principal fuente de contaminación.

Los estudios consistieron, en una primera etapa, en la verificación de la geología, análisis de muestras de canal de algunos pozos perforados en el Valle, medición de los niveles piezométricos y realización de sondeos eléctricos verticales, todo esto para obtener una mejor definición de la geometría del acuífero y de un muestreo del agua en los pozos del Valle y análisis de los principales iones, incluyendo Cr VI, para determinar la zona que presenta los mayores contenidos de cromo.

En la segunda etapa del estudio se construyeron piezómetros, cuyas profundidades variaron de 3 a 30 m en la zona de mayor contaminación, y se hicieron más análisis para definir la distribución vertical de la contaminación.

Las conclusiones a las que se llegaron fueron las siguientes:

- a) El cromo se detectó en la mayoría de los pozos localizados en el valle, aunque sólo en una pequeña zona las concentraciones rebasan la norma, 0.05 mg/L. En los pozos profundos que captan el agua en acuíferos confinados no se

detecta la presencia de cromo. En La Figura No. 1 se muestra la configuración de curvas de igual contenido de Cr VI.

- b) Existen cuatro fuentes potenciales de aporte de cromo y son:
- i) Las rocas ultramáficas (piroxenitas), que afloran al noreste de la ciudad de León.
 - ii) Las cenizas provenientes de las ladrilleras, que son esparcidas en las áreas de cultivo. Estas ladrilleras utilizan como combustible, los desperdicios de la industria del calzado.
 - iii) Las aguas negras de la Ciudad, ya que las tenerías descargan sus aguas de desecho al mismo sistema de drenaje. Estas aguas se almacenan en presas, de donde se toman para el riego de tierras agrícolas.
 - iv) Los dos rellenos sanitarios de la empresa Química Central, en los cuales deposita sus residuos sólidos. Actualmente no existen evidencias de lixiviados importantes en estos rellenos.
- c) La zona de mayor contaminación se encuentra en un radio no mayor a dos kilómetros de la empresa Química Central, (Figura No. 1).
- d) Las concentraciones de Nitratos, Sodio y Cloruros de las aguas subterráneas son elevados, incluso, sobrepasan la norma para agua potable (Figuras No. 2, 3 y 4, respectivamente). Los pozos que presentan altas concentraciones se ubican en regiones regadas con aguas

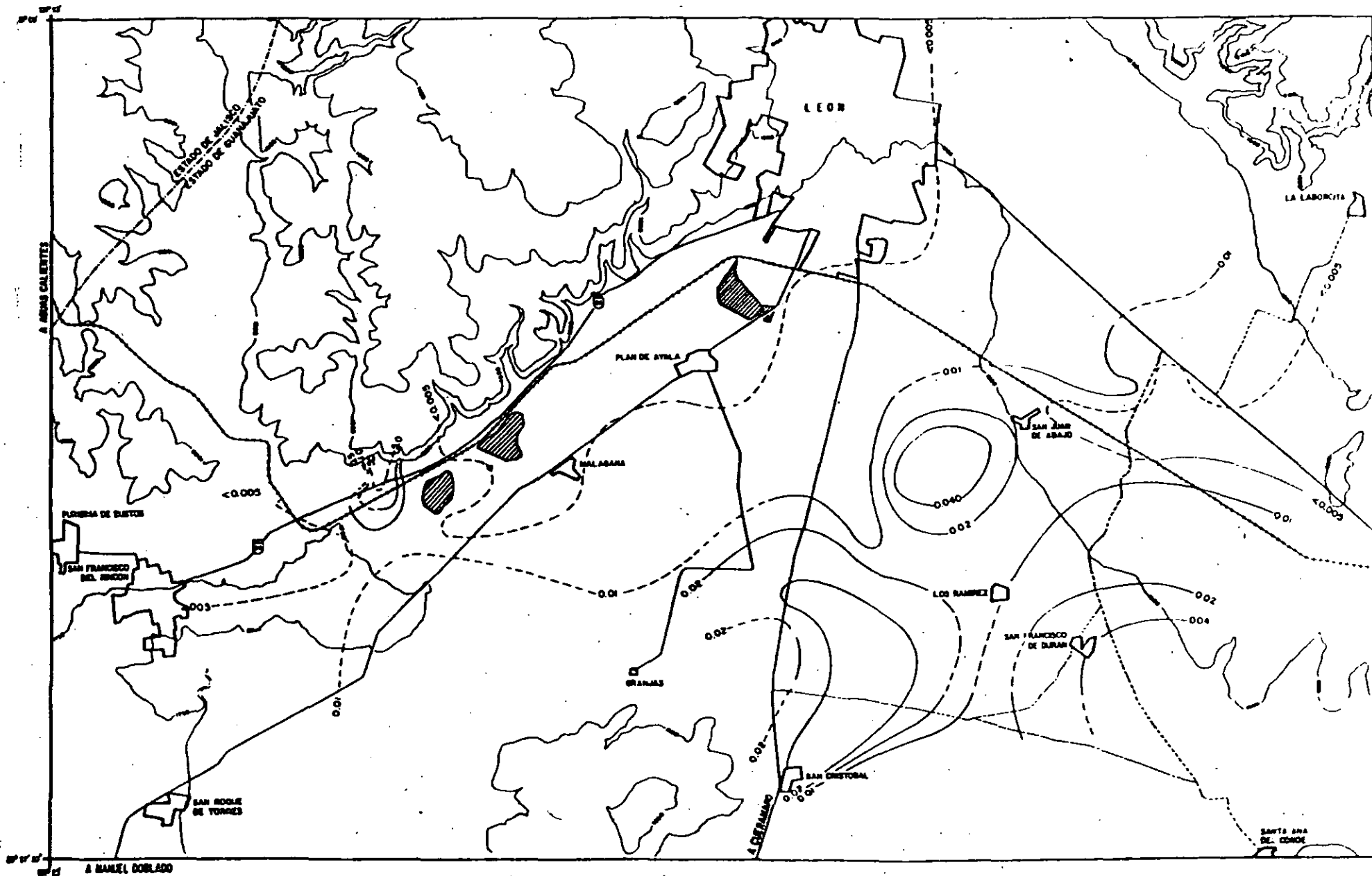


FIGURA No. 1 CURVA ISOVALORES DE Cr VI

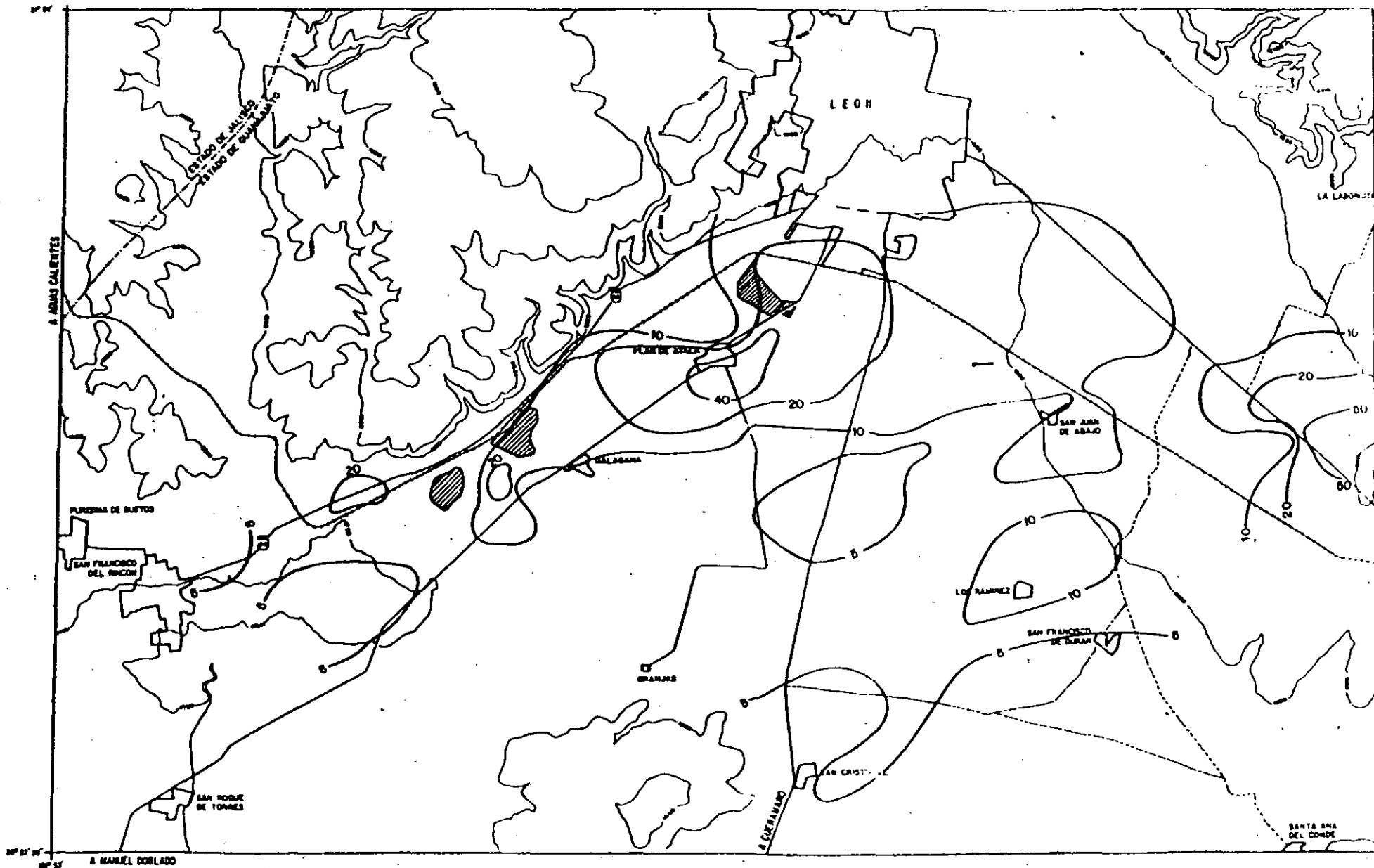


FIGURA No. 2 CURVAS DE ISOVALORES DE NITRATOS

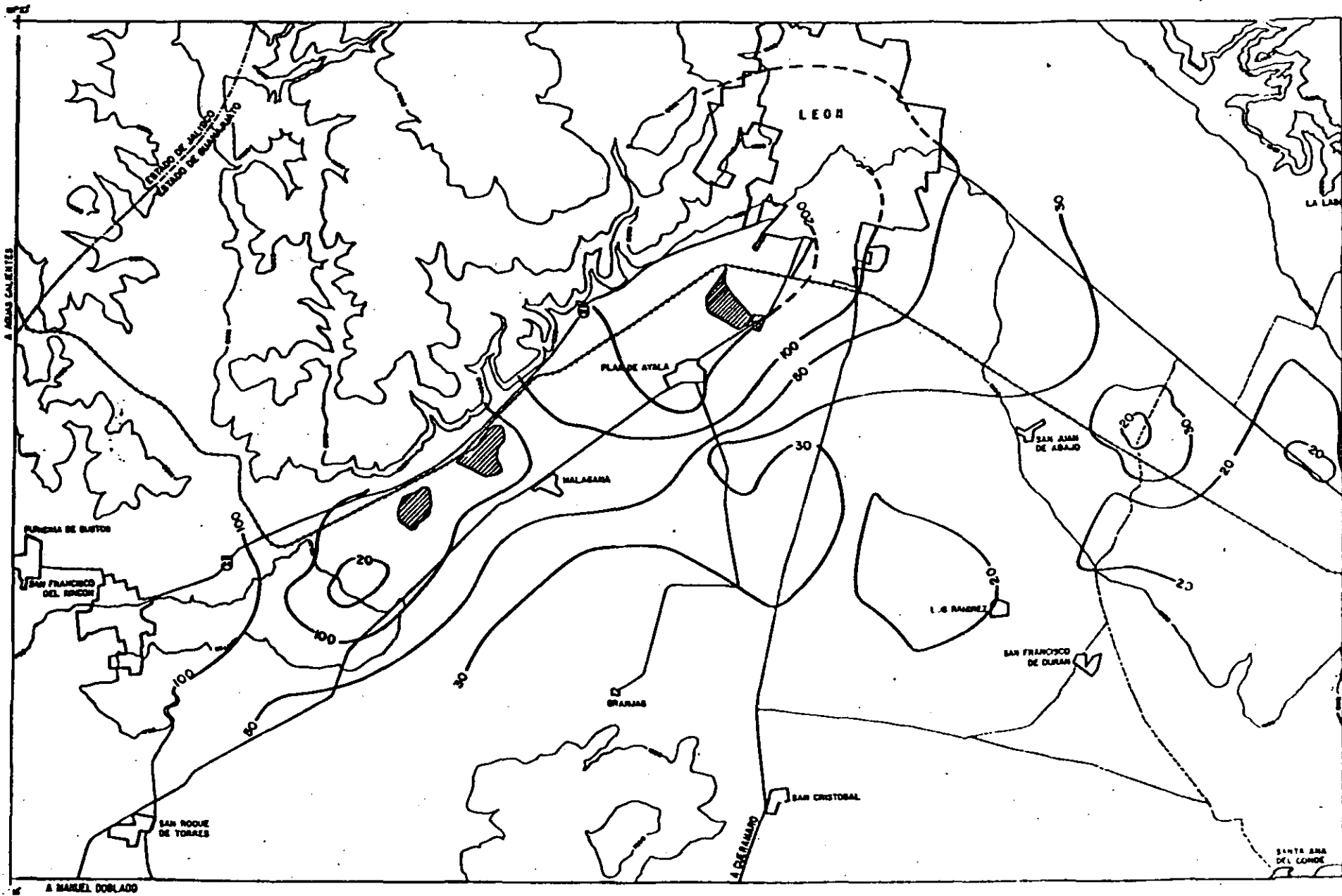


FIGURA No. 3 CURVAS ISOVALORES DE SODIO

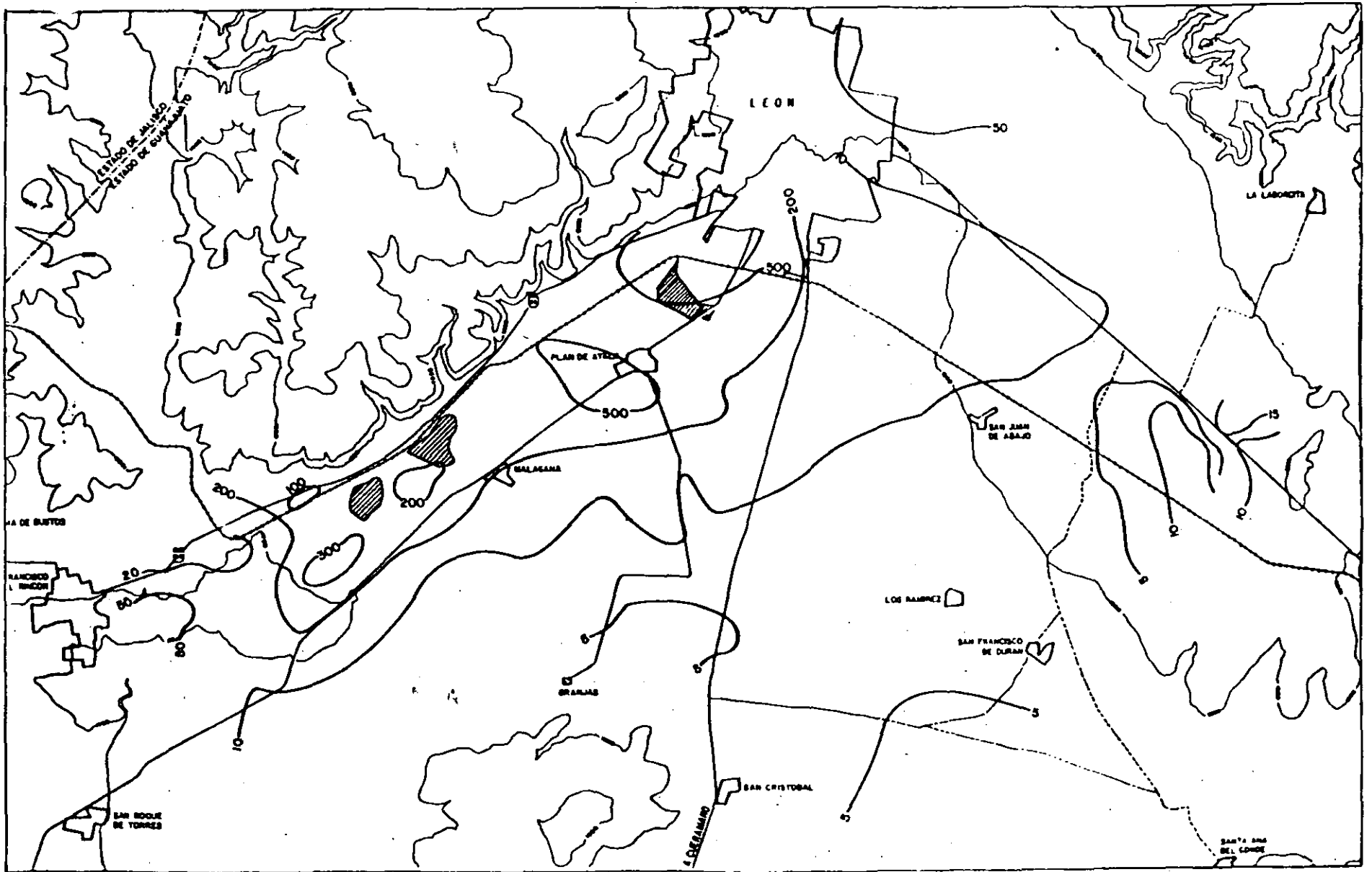


FIGURA No. 4 CURVAS DE ISOVALORES DE CLORUROS

residuales. El sodio y los cloruros se deben a que las pieles sin curtir se preservan con sal y requieren de ser lavadas antes de ser tratadas en las tenerías.

3.2.- CONTAMINACION POR INTRUSION MARINA.

La agricultura en el valle de Guaymas, el cual se ubica en la costa del Golfo de California, se inició en la década de los cuarenta y tuvo su florecimiento a mediados de la década de los cincuenta. Enclavado en una región semidesértica, con escaso escurrimiento superficial, el desarrollo agrícola se basó en la explotación del agua subterránea, sin tener un conocimiento de la potencialidad del acuífero.

Los efectos perjudiciales no se hicieron esperar, los niveles del agua subterránea, que en condiciones naturales se encontraba varios metros sobre el nivel del mar (Figura No. 5), se abatieron y para 1957 ya se habían formado dos conos de abatimiento, uno de ellos con siete metros bajo el nivel del mar (Figura No. 6).

La perforación de pozos continuo, incrementándose el caudal de explotación y agravando la situación, mayores descensos de los niveles del agua y como consecuencia, el avance de la intrusión marina.

Para 1975 ya se había formado un gran cono de abatimiento con elevaciones mínimas de 40 m bajo el nivel del mar, y el frente salino fué detectado, en su parte más alejada, a ocho kilómetros de la línea de costa (Figura No. 7).

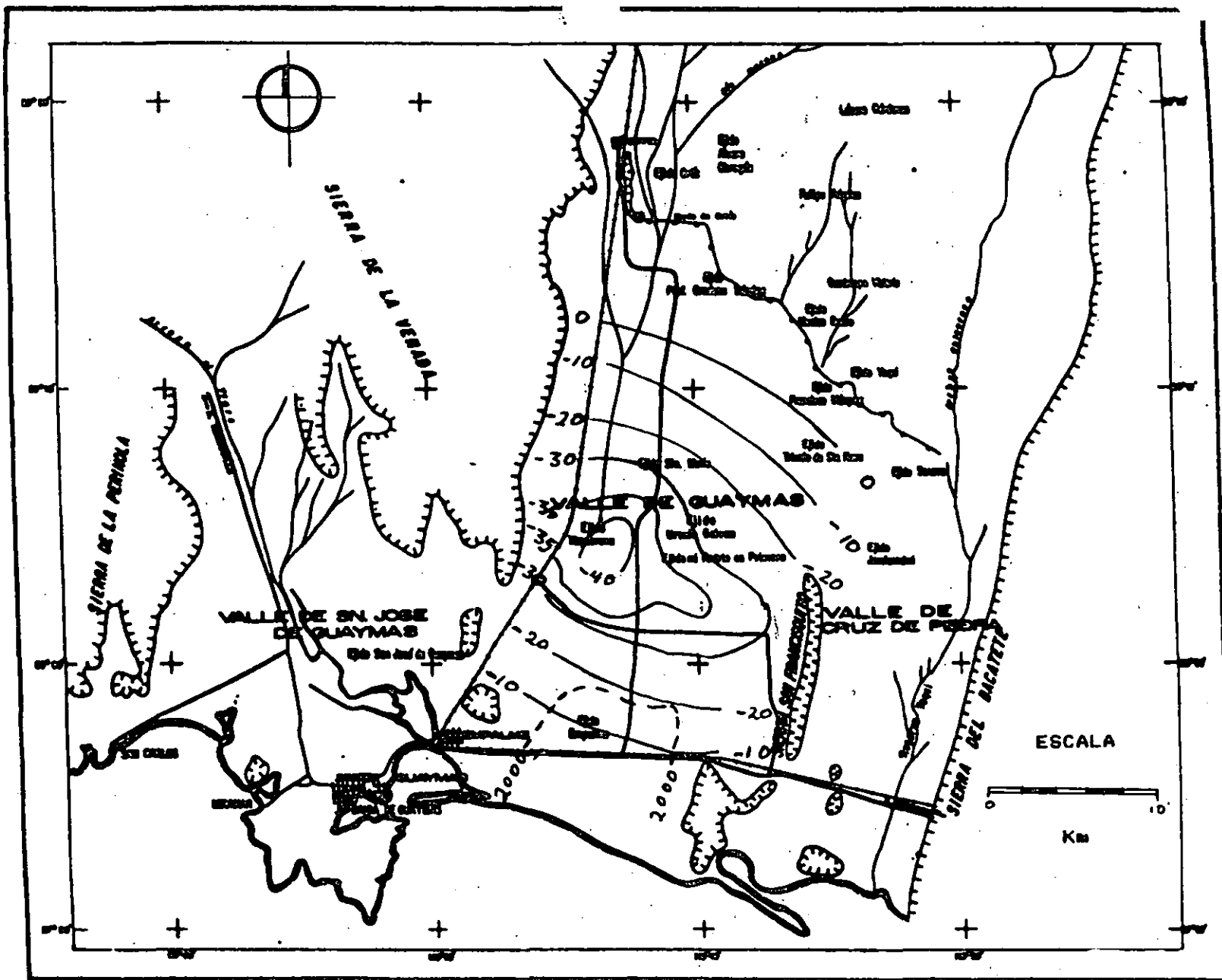


FIGURA No. 7 ELEVACION DEL NIVEL ESTATICO, Y

POSICION DE LA INTRUSION SALINA, 1975

En 1980 el cono de abatimiento siguió extendiéndose y su profundidad superó los 50 m bajo el nivel del mar. El frente salino continuó su avance tierra adentro, se encontraba a 11 km de la línea de costa, y prácticamente abarcaba el ancho del Valle (Figura No. 8).

En 1984 el cono de abatimiento sigue extendiéndose, y la curva de 2,000 ppm de sólidos totales disueltos se encontraba a una distancia de 14 km de la costa, lo que representa un avance de seis km con respecto a su posición en 1975 (Figura No. 9).

El cono de abatimiento ha seguido profundizándose y extendiéndose, de tal manera que en 1987 la elevación del nivel estático se encontraba 60 m bajo el nivel del mar, y el frente de la intrusión marina se encontraba a 16 km de la línea de costa (Figura No. 10).

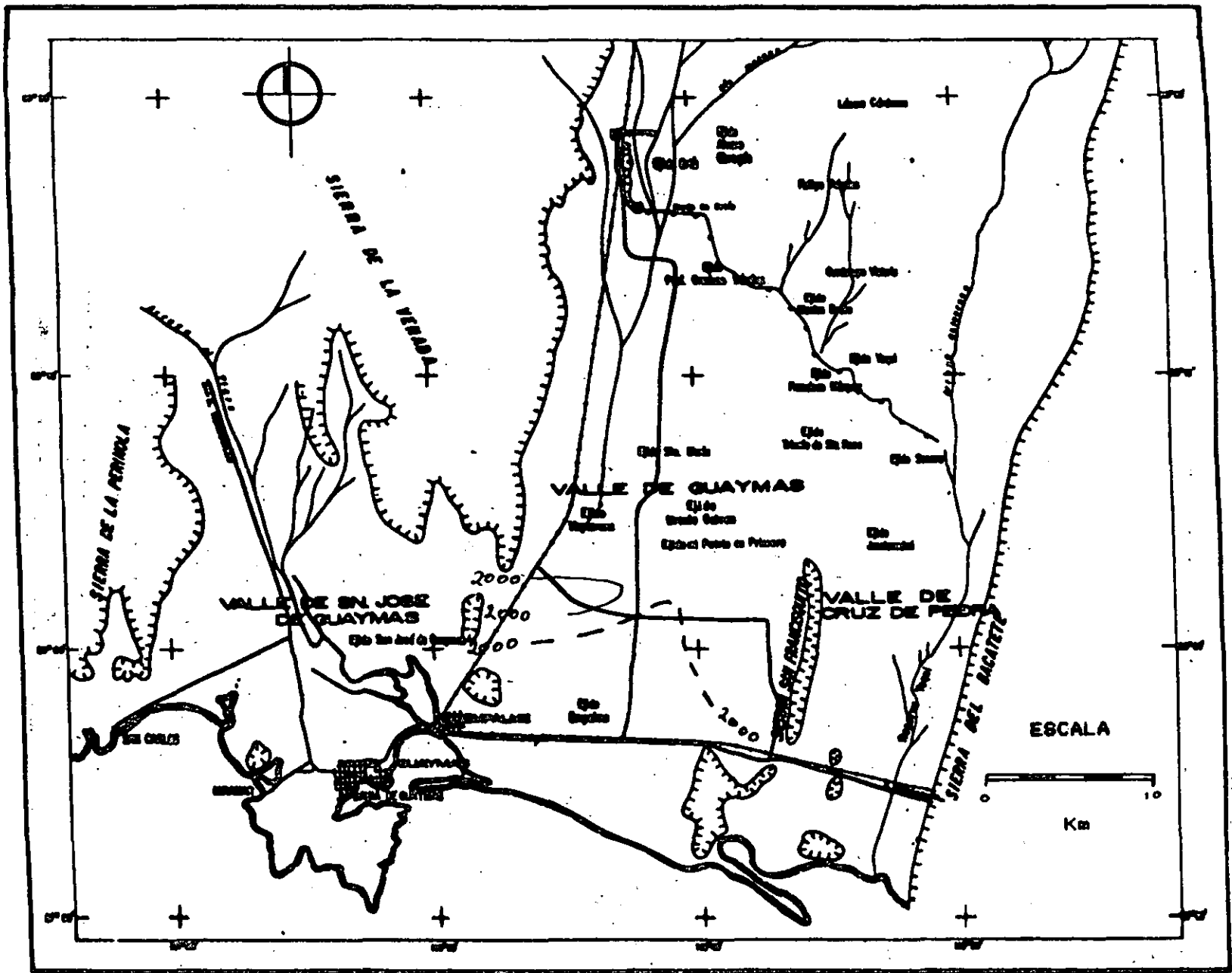


FIGURA No. 9 POSICION DE LA INTRUSION SALINA, 1987

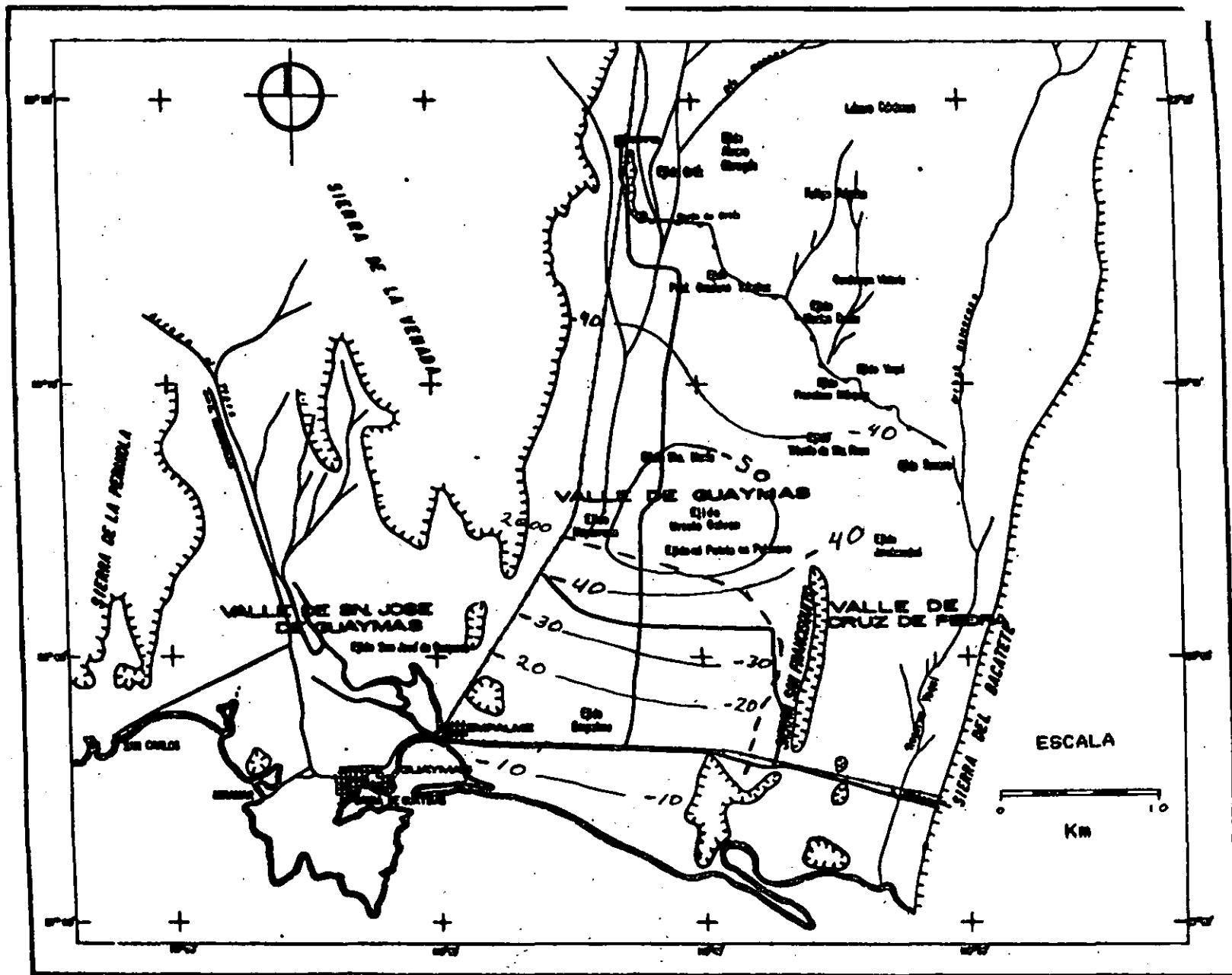


FIGURA No. 10 ELEVACION DEL NIVEL ESTATICO, Y
 POSICION DE LA INTRUSION SALINA, 1987

BIBLIOGRAFIA

CNA/Instituto de Geofísica, UNAM, (1990), Simulación de Alternativas de Explotación del Acuífero del Valle de Guaymas, Sonora.

CNA/Instituto de Geofísica, UNAM, (1991), Estudio Hidrogeoquímico y Modelación Matemática del Acuífero del Río Turbio para Definir Las Acciones Encaminadas a Proteger de Contaminantes La Fuente de Abastecimiento de La Ciudad de León, Gto.

Freeze, R.A & Cherry, J.A., Groundwater, Prentice-Hall, Inc.

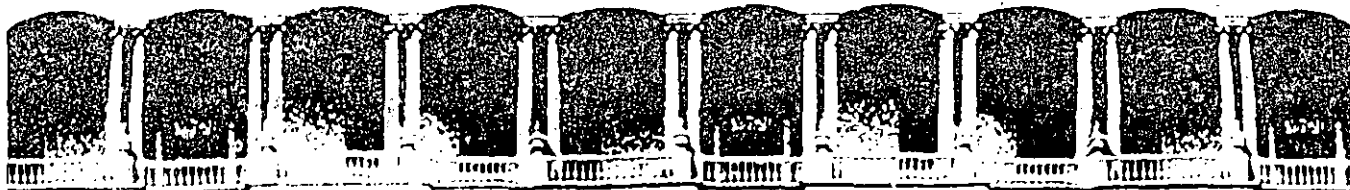
Lesser I., Juan Manuel, Boletín de Divulgación Técnica de La SRH (1976), Generalidades de La Intrusión Salina y Métodos de Control.

Rodríguez Castillo, Ramiro, III Curso Internacional de Geohidrología y Contaminación de Acuíferos, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, (1991), Contaminación de Sistemas Acuíferos.

SARH/Instituto de Geofísica, UNAM, (1985), Ampliación a La Modelación Matemática de Las Fuentes de Abastecimiento para el Suministro de Agua en Bloque a Las Ciudades de Guaymas, Empalme y San Carlos, Sonora.

SRH/Técnicas Modernas de Ingeniería, S.A., (1975), Interpretación de Datos y Determinación del Potencial Actual del Acuífero en La Costa de Guaymas, Sonora.

Sancho y Cervera, Jaime, Mesa Redonda sobre Ingeniería y Medio Ambiente, Cuadernos Técnicos, Ingeniería y Medio Ambiente, (1991), Problemática y Decisión Política.



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

GEOTECNIA Y MEDIO AMBIENTE

ING. RAUL CARRANZA ESLAVA

JUNIO - 1992

GEOTECNIA Y MEDIO AMBIENTE

- Introducción
- Obras Geotécnicas
- Aspectos Geotécnicos de Las Obras del Mejoramiento del Ambiente
- Obras Geohidrológicas
- Control de Filtraciones

Viernes 5, 11-14 Hrs

Ing. Raúl Carranza Eslava



G E O T E C N I A Y M E D I O A M B I E N T E

Ing. Raúl Carranza Eslava

CONTENIDO

1. INTRODUCCION
2. OBRAS GEOTECNICAS
 - 2.1 Efectos ambientales de las obras geotécnicas
 - 2.1.1 Exploración, bancos de materiales y caminos
 - 2.1.2 Presas
 - 2.1.3 Obras viales
 - 2.1.4 Excavaciones y cimentaciones
3. ASPECTOS GEOTECNICOS DE LAS OBRAS DE MEJORAMIENTO DEL AMBIENTE
 - 3.1 Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales
 - 3.2 Embalses y lagunas
 - 3.3 Sitios de disposición de desechos sólidos
4. OBRAS GEOHIDROLOGICAS
5. CONTROL DE FILTRACIONES
6. BIBLIOGRAFIA

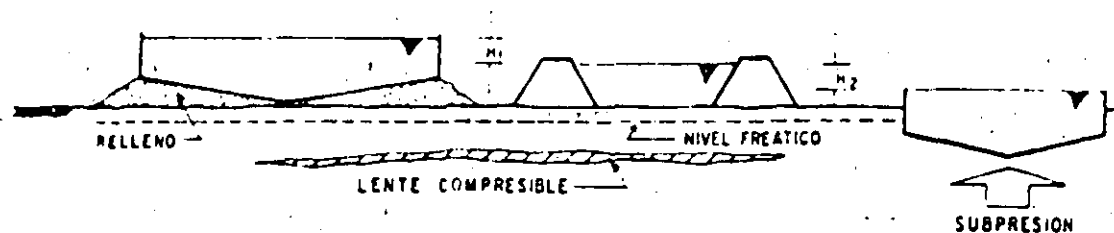
1. INTRODUCCION

El objetivo de todas las actividades tendientes a la elaboración de proyectos en ingeniería es proporcionar mejores niveles de bienestar y seguridad, por medio del aprovechamiento de los recursos naturales, financieros y humanos al seleccionar las mejores alternativas de proyecto que den la relación beneficio-costo más conveniente. Dentro del costo quedan incluidos los efectos que produce la obra en el ambiente y los que pueda provocar este en la obra misma.

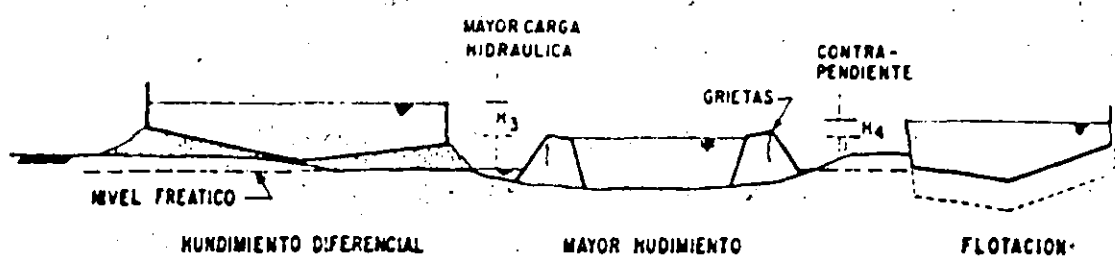
Cualquier obra de ingeniería, que se pretenda construir por pequeña que sea, al modificar el estado de esfuerzos, topografía (fig. 1), condiciones hidrológicas y de saneamiento por citar solo algunos aspectos; provocan un cambio en el medio ambiente, ya sea por el uso de materiales para la construcción, o por la modificación del entorno en el sitio de ejecución del proyecto; estos cambios pueden ser benéficos o adversos para la naturaleza o para la sociedad.

En estas notas nos referiremos principalmente a los efectos que produce en el medio ambiente, los proyectos de carácter geotécnico relacionados con la ingeniería sanitaria y ambiental y designaremos a esta relación tal y como se hace en España (principalmente en todo lo referente a rellenos sanitarios), es decir geotecnología ambiental. Pero, ampliando su dominio a obras comunes a las dos especialidades.

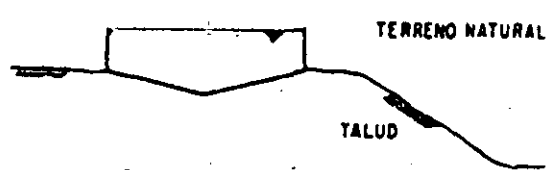
El agua y el suelo, son elementos fundamentales que se tratan en ingeniería ambiental y geotécnica: la primera porque puede modificar la estructura y estado de esfuerzos de un suelo, además de ser un medio de transporte de minerales y materia orgánica disuelta a través del suelo.



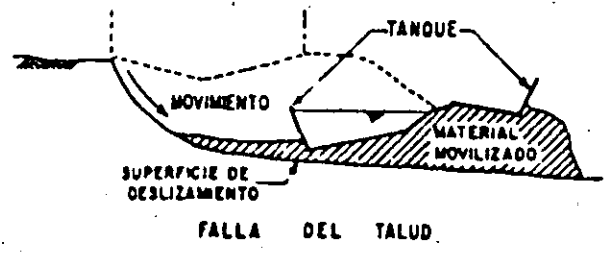
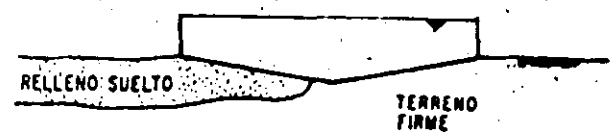
a) CONDICIONES INICIALES



b) EFECTOS



c) CONDICIONES INICIALES



d) EFECTOS

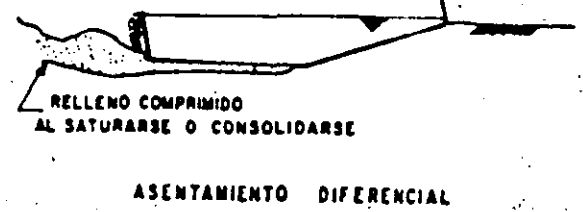


Fig. 1 CONDICIONES TOPOGRAFICAS Y DE CIMENTACION. EFECTOS QUE PRODUCEN

Este último a su vez, es el medio apoyo para la cimentación de estructuras y el medio de contención o de filtración de líquidos. Los procesos de disolución, adsorción, colmatación y filtración, son de gran interés para los dos ramas de la ingeniería.

Cuando el agua contiene sustancias que al reaccionar con los componentes químicos de las partículas constitutivas de los suelos, pueden modificar las propiedades de resistencia y deformabilidad del material térreo, y provocar mecanismos de consecuencias inesperadas e inclusive desastrosas para la obra o para la misma naturaleza.

Como marco de referencia, conviene señalar que existe una amplia legislación nacional para proteger el ambiente, como las Leyes de Obras Públicas, General de Equilibrio Ecológico y Protección del Ambiente y Federal de aguas, así como las directrices del Banco Mundial (The World Bank, 1969), que establecen la necesidad de realizar, como proyecto, una evaluación ambiental, con el fin de asegurar un desarrollo sostenido en lo que se refiere al ambiente. La evaluación, debe considerar las medidas preventivas o correctivas de los efectos dañinos al medio o bienestar social.

Por lo tanto es necesario considerar por una parte, los efectos ambientales que producen el establecimiento de obras eminentemente geotécnicas: y por otra, la influencia de la geotecnia en las obras de mejoramiento o conservación del ambiente, y finalmente, aquellas en que la participación de las dos áreas de la ingeniería es semejante.

2. OBRAS GEOTECNICAS

Son las que involucran una gran masa de suelo, modificando su estado de esfuerzos, ya sea porque se excava, se forma un terraplén o se cimenta una estructura.

Las obras geotécnicas se pueden agrupar en obras viales como las carreteras y vías férreas, obras hidráulicas como: presas y conducciones, excavaciones, cimentaciones para edificaciones y estructuras térreas en general.

Tal vez las obras que mayor influencia tienen en el medio ambiente sean las presas y las obras viales, ya que por su magnitud, tienen efectos de importancia y modifican en forma substancial la naturaleza y las condiciones económicas, sociales, de seguridad y culturales de los grupos humanos.

Actualmente, la sociedad es más sensible a la realización de obras de Infraestructura de importancia, que alteran las condiciones ambientales por lo que es necesario distinguir entre los términos preservación y conservación. El primero significa mantener el medio en su estado original libre de alteraciones, mientras que el segundo permite la adaptación de las condiciones naturales a un nuevo y mejorado equilibrio permanente.

Por la intensidad de los efectos que producen, los proyectos de ingeniería han sido clasificados por el Banco Mundial en cuatro categorías (The World Bank, 1989):

A. Proyectos o componentes con repercusiones ambientales importantes que en general corresponden a las obras de infraestructura de gran magnitud.

B. Proyectos o Componentes con repercusiones ambientales específicas, como las obras de infraestructura de magnitud reducida.

C. Proyectos o Componentes que no suelen producir repercusiones ambientales importantes, como: Educación; Planificación Familiar; Salud; Desarrollo Institucional; Asistencia Técnica.

D. Proyectos orientados al mejoramiento del medio ambiente.

2.1 Efectos ambientales de las obras geotécnicas

2.1.1 Exploración, bancos de materiales y caminos

En lo que se refiere a exploración, que es la primera y una de las más importantes actividades de cualquier estudio geotécnico, pues es la que nos va a dar la pauta, para la programación de pruebas de laboratorio, que servirán para conocer las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo. Para la realización de esta etapa es necesario efectuar sondeos con máquina que pueden producir efectos en el medio ambiente tales como: ruidos, disposición final de lodos bentoníticos y vibraciones durante los trabajos (tablas 1 y 2. fig. 2) o pozos a cielo abierto.

si el sitio donde se va desarrollar el proyecto se encuentra en un lugar inaccesible se tendrán que abrir caminos de penetración que de alguna manera modifican el entorno del sitio en cuestión, ya en la construcción de la obra se podrá tener la misma necesidad.

Si dentro de la obra se contempla la construcción de estructuras térreas que necesiten grandes volúmenes de material, hará necesario tener localizados bancos de materiales para poder explotarlos, con los consecuentes efectos en el medio ambiente, ya que se tendrán que realizar excavaciones o tajos muy grandes que necesariamente modificaran las condiciones ambientales del sitio.

Por lo que los ingenieros geotécnicos deben prever en sus obras sellar adecuadamente los barrenos de las exploraciones geotécnicas, para evitar la comunicación entre acuíferos.

Además, de restituir las condiciones ambientales de las zonas de préstamo y disposición de materiales térreas.

TABLA 1
ESCALA DE DECIBELES

FUENTE	DECIBELLES	NIVEL
Cohete Saturno	150	Cordera
Jet al despegar	140	
	135	Doloroso
Avión a 200 m de altura	130	
Perforadora neumática		
Trueno	120	
Avión a 300 m de altura,		
motocicleta sin silenciador,	110	Molesto
banda de rock		
Camión a 30 m	90	
	88	Daño al oído a largo plazo
		Muy fuerte para muchos
Aspiradora	80	
Calle ruidosa	70	
Conversación ordinaria	60	
Area comercial	50	
Suburbio silencioso	40	
Area rural de noche	30	Bajo
Roce de hojas secas	20	
Respiración normal	10	
		Audible
Umbral de audición	0	

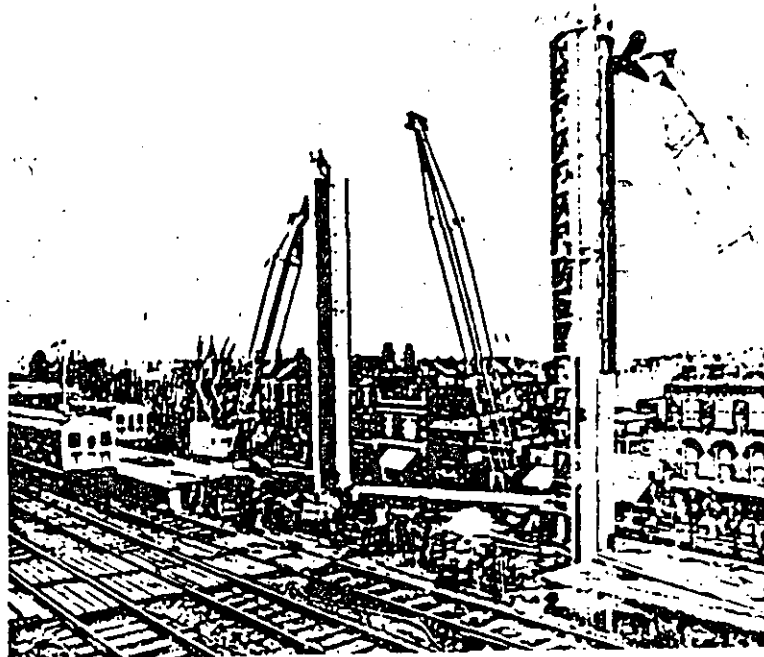


Fig. 2 CAJA ABSORBENTE DE RUIDO PARA PILOTEADORAS

TABLA 2
RUIDO DE EQUIPOS DE PILOTEADO

Tipo de martillo	Tipo de pilote	Nivel de ruido típico		Distancia aprox para nivel de ruido	
		dB	Distancia de la fuente	70 dB	90 dB
Vibratorio (frecuencia media)	sección H	90	1 m	14 m	1 m
Caida libre 6 ton	tubo metálico 21"	77	25 m	52 m	5 m
Caida libre 2 ton	tubo metálico 14"	86	25 m	140 m	10 m
Caida libre 5 ton	tubo metálico 22"	88	25 m	200 m	20 m
Caida libre 5 ton	concreto	88-107	7 m	200-400 m	20-50 m
Vibratorio (frecuencia media)	sección H	113	2 m	287 m	29 m
Diesel (ligero)	tablaestaca metálica	97	18 m	345 m	34 m
Doble acción (neumático)	tablaestaca metálica	90	110 m	1050 m	110 m
Acción sencilla (neumático)	concreto	105	25 m	1389 m	138 m
Diesel (medio)	tablaestaca metálica	116	7 m	1400 m	150 m
Diesel (medio)	tubo metálico	121	7 m	2400 m	280 m

La cancelación de los caminos de acceso que no tienen utilidad postconstructiva. Ya que al cancelar estos accesos, se favorece la preservación del ambiente. La forestación o reforestación de las zonas afectadas debe ser norma de todas las obras públicas, así como el acondicionamiento de los barrenos y bancos de préstamo, a iguales o mejores condiciones que las preexistentes antes de la ejecución del proyecto.

2.1.2 Presas

Las presas, de almacenamiento, de regulación o para generación de energía eléctrica, indudablemente producen una mejoría en las condiciones de vida de la sociedad, al crear nuevas fuentes de trabajo, permitir el uso más eficiente del agua y las tierras agrícolas, proporcionar energía, evitar el riesgo de inundaciones aguas abajo de las presas y favorecer el desarrollo de nuevas actividades económicas y recreativas como la piscicultura, los deportes acuáticos.

Muy diversos resultan los efectos que producen las obras civiles en la naturaleza y sociedad; así se tiene por ejemplo para el caso de presas, como lo señala Horii (1991):

- En la naturaleza

a.- Periferia del embalse

b.- En el embalse

c.- Aguas abajo de la cortina

d.- Otros, como la influencia en la vida acuática y silvestre

a.- En la periferia del embalse

b.- En la cuenca

En las grandes obras de Infraestructura como las hidráulicas y las viales, por su propia envergadura, es necesario realizar un estudio de impacto ambiental, programar y aplicar medidas de mitigación.

Aunque los efectos de las presas y las obras viales, tanto los favorables como los desfavorables en el medio ambiente y sociedad son conocidos, se descuida el acondicionamiento final de las zonas de préstamo y disposición de materiales, que sufren su desforestación y, en muchas ocasiones, se convierten en receptáculos de aguas estancadas que provocan enfermedades.

2.1.3 Obras viales

Las carreteras y vías férreas abren nuevas oportunidades de movilización comercial, permiten el acceso de comunidades aisladas a la vida moderna y en general, producen una mejoría en el bienestar social.

Sin embargo, las vías de comunicación alteran el equilibrio natural al penetrar en zonas que anteriormente eran inaccesibles; permiten el aprovechamiento racional de los recursos naturales, pero a veces propician la depredación de la flora y de la fauna; provocan la migración de las especies al transformar su hábitat; en algunos casos favorecen la erosión y los movimientos de masa de suelo; modifican en forma trascendente la topografía y las condiciones hidrológicas de la zona.

2.1.4 Excavaciones y cimentaciones

Las excavaciones superficiales de gran volumen modifican la orografía, las condiciones geomecánicas del suelo, de infiltración

e influyen en la vegetación y vida animal al modificar ecosistemas.

En el caso de las subterráneas, que por no ser visibles se les presta poca atención, pueden producir modificaciones intensas en las condiciones de flujo subterráneo, al ocasionar fugas de agua de una cuenca o abatir los niveles piezométricos todo esto es porque las excavaciones subterráneas en determinado momento funcionan como un medio filtrante.

Esto a su vez, reduce las condiciones de humedad del terreno superficial, que influye en la vegetación. También puede provocar microsismos, subsidencia y agrietamiento del terreno.

Se deben evaluar los efectos que producen las excavaciones subterráneas, con objeto de disminuir al mínimo las filtraciones y el abatimiento no deseado de los niveles piezométricos.

Aun las obras de edificación y urbanización producen cambios de importancia, por el solo hecho de modificar la configuración superficial, reducir la recarga de acuíferos y alterar las condiciones de esfuerzos del subsuelo.

Otros efectos relacionados con la construcción de cimentaciones son las que se presentan en las consideradas profundas, y son las debidas a ruidos, generación de humos, disposición final de lodos bentoníticos y vibraciones durante los trabajos (Tablas 1 y 2. fig. 2).

Pero por otra parte las cimentaciones profundas pueden ser la solución a algunos problemas del medio ambiente, en la actualidad se han utilizado muros ademe y pilotes como aislantes de productos y desechos contaminantes o peligrosos (tabla 3. figs. 3, 4 y 5).

Es necesario tener en cuenta que la preservación y el control de la contaminación de los acuíferos depende en gran medida del control de las fuentes de contaminación: rellenos sanitarios, fosas sépticas, tiraderos de basura clandestinos y todo tipo de sistemas que generen lixiviados ubicados en suelos de alta permeabilidad o en terrenos fracturados.

5. CONTROL DE FILTRACIONES

En obras de almacenamiento, tratamiento o disposición final de fluidos y sólidos, se requiere que las pérdidas por infiltración se reduzcan a su menor magnitud, además de que es necesario evitar la contaminación de suelos y acuíferos cuando existen materiales contaminantes.

Es conveniente recordar que todos los materiales son permeables aun que sea en mínima proporción y presentarán filtraciones, que se deben estimar (fig. 6). Adicionalmente, no basta tener un material "impermeable", sino que éste debe tener un espesor adecuado y ser continuo, libre de grietas, heterogeneidades o perforaciones.

Es de tomar en consideración que la durabilidad de los materiales sintéticos con que se elaboran las geomembranas, por su reciente desarrollo, no es suficientemente conocida bajo condiciones reales de trabajo y que los materiales naturales por su propio origen, son más estables a largo plazo.

Por esta razón la EPA, recomienda en revestimientos simples para rellenos sanitarios, el uso de materiales arcillosos compactados con espesor mínimo de 90 cm, permeabilidad inferior a 10^{-7} cm/s, más el empleo de una geomembrana de espesor mínimo de 0.76 mm (30 mils) o de 1.14 mm (45 mils) si estará expuesto por más de 30 días.

Es conveniente que en los sistemas de impermeabilización de embalses o rellenos sanitarios para minimizar las pérdidas de fluido, se utilice un revestimiento simple formado por una geomembrana, que limita las pérdidas, sobre un suelo impermeable compactado, que alarga el tiempo de filtración (fig. 7).

Para rellenos peligrosos. Las recomendaciones son más estrictas. En orden descendente es conveniente utilizar una capa filtrante de 30 cm de espesor con $k > 1$ cm/s y pendiente $\geq 2\%$, seguida de un sistema de recolección y desalojo de lixiviados, una geomembrana primaria con espesor mínimo de 0.76 a 1.52 mm (30 a 60 mils) según tipo de polímero y condiciones de exposición al sol, un sistema secundario de detección, recolección y desalojo de fugas similar al primario y un recubrimiento secundario compuesto con una geomembrana similar a la superior, más suelo con $k \leq 10^{-7}$ cm/s y espesor de 90 cm, sobre el suelo natural (figs. 8 Y 9) (Landreth. 1990).

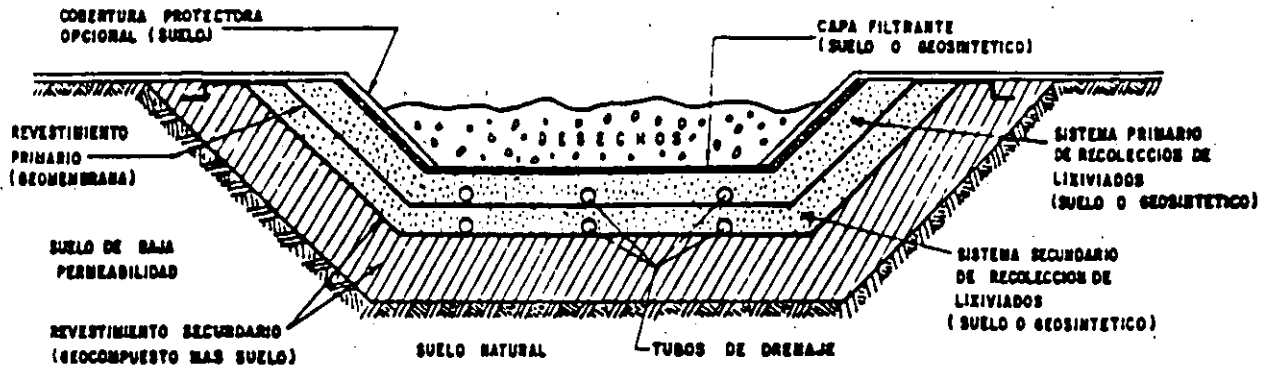


Fig. 8 REVESTIMIENTO PARA DESECHOS PELIGROSOS (LANDRETH 1990)

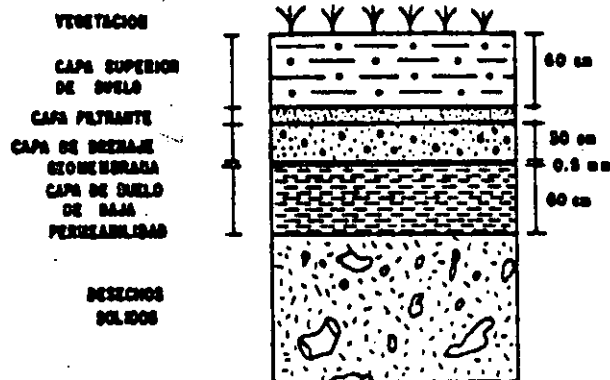


Fig. 9 SISTEMA DE COBERTURA TIPICO (LANDRETH 1990)

6. BIBLIOGRAFIA

- Auvinet G., Esquivel R. 1986.
Impermeabilización de Lagunas Artificiales.
SMMS-LIMUSA. México.
- Corbitt. R.A. 1990 "Hazardous Waste" Chap. 9 of
Standard Handbook of Enviromental Engineering,
McGraw-Hill. New York.
- DDF, DGCOH 1991 "Recarga artificial de agua
residual al acuífero del Valle de México", Ingeniería
Hidráulica en México.
Vol. VI. No 2. México.
- Flores F., Lesser J.M. 1990. "Mecanismos de infiltración
y contaminación del acuífero de la ciudad de México.
VII Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental
SMISA. Oaxaca.
- Hori H. H. "Enviromental influence of dam construction on
nature and society".
17 th International Congress on Large Dams.
Viena.
- Iturbe. R. 1990 Transporte de Contaminantes en La Zona
no Saturada. VII Congreso SMISA, Oaxaca-Oax.
- Krause. R. 1989 "New Developments and Trends in Ground
Water Protection with Flexible Membrane Liners".
A publication by SLT Lining Technology. Swedwen.
- Landreth R. 1990 "Landfillcontainment systems regulations"
Waste Containment Systems. ASCE. New York.

Legorreta. J. 1989 "Transporte y Contaminación en la ciudad de México. CECODES

Matheson. N.C and Wain. D.E. 1989.
"Methods of constructing concrete piles on heavily contaminated sites" Piling and Deep Foundations. Vol. 1. Proceedings of the International Conference. J.B. Burland and J.M. Mitchell. Editors. A.A. Balkema Rotherdam.

Murillo. R. 1990. Sobreexplotación del acuífero de la Cuenca del Valle de México: Efectos y alternativas. Simposio "El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo". SMMS. México.

Naik. D. 1986 "Effect of temperature and pore fluid on shear characteristic of clay" Proceedings. Environmental Geotechnogy. Envo Publishing Co. Vol 1.

Prakash. S. and Sharma. H.D. 1990
"Pile Foundations in Engineering Practice"
John Wiley and Sons. Inc. New York.

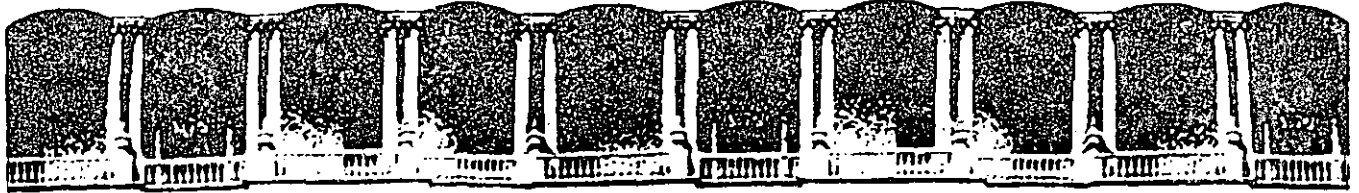
Santoyo E. 1989. El cono en Exploración Geotécnica. TGC. Geotecnia.

Tinajero. J.A. 1982. Aspectos Fundamentales en el Estudio del agua subterránea (Geohidrología). CPNH. SARH.

Valera H. 1991. Problemática ambiental en los suelos originada por los lixiviados generados en un Relleno sanitario. Una alternativa de control. Tesis de Grado, ESIA. IPN.

Tomlinson. M.J. 1977. "Pile Design and Construction Practice"
Viewpoint Publications. London.

Xantakos. P. 1979 "Slurry Walls"
McGraw-Hill. New York.



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

CURSOS ABIERTOS

"IV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNIA APLICADA A OBRAS"

MODULO 1: GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL

Del 1º. al 5 de junio de 1992

CORROSION EN SUELOS Y MEDIO AMBIENTE

ING. RAUL CUELLAR MERCADO

JUNIO - 1992

**CORROSION EN SUELOS Y MEDIO
AMBIENTE**

- Fundamentos de Corrosión
- Evaluación de Parámetros Agresivos
- Métodos para Prevención y Control de la Corrosión

Viernes 5, 16-18 Hrs

Ing. Raúl Cuellar Mercado

CORROSION EN SUELOS Y MEDIO AMBIENTE

C O N T E N I D O

INTRODUCCION

1.- FUNDAMENTOS DE CORROSION

1.1.- GENERALIDADES

1.2.- FORMAS DE CORROSION

1.3.- CORROSION GALVANICA

1.4.- ELECTROQUIMICA DE LA CORROSION

1.5.- FUENTES DE PARES GALVANICOS DE CORROSION

2.- EVALUACION DE PARAMETROS POTENCIALMENTE AGRESIVOS

2.1.- RESISTIVIDAD

2.2.- CONTENIDO DE CLORUROS

2.3.- CONTENIDO DE SULFATOS

2.4.- POTENCIAL DE HIDROGENO (pH)

2.5.- INDICE DE LANGELIER

2.6.- CORRIENTES PARASITAS

3.- METODOS PARA LA PREVENCION Y CONTROL DE LA CORROSION

3.1.- SELECCION DE MATERIALES

3.2.- SISTEMAS DE RECUBRIMIENTOS

3.3.- SISTEMAS DE PROTECCION CATODICA

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

Paralelamente al desarrollo de un país, la utilización de materiales metálicos se incrementa y diversifica, sin embargo es un hecho que durante la operación de plantas, equipos, tanques, líneas de conducción, etc., se observe la gradual destrucción de los metales debida al fenómeno de la corrosión.

La importancia del estudio de la corrosión se fundamenta principalmente en los factores económico y de seguridad.

Los costos excesivos que resultan del mantenimiento y/o reposición de las instalaciones afectadas por la corrosión, así como la seguridad de trabajadores y usuarios de esas instalaciones, sugieren que no es suficiente con definir la causa que los produce sino que es necesario anular o atenuar en lo posible los efectos de la corrosión.

Con el paso de los años el estudio de la corrosión ha llegado a tener gran importancia, debido a la necesidad de contar con métodos de protección anticorrosiva, lo suficientemente eficaces para garantizar un mayor control de este fenómeno natural que ocasiona tantas pérdidas y daños.

En la lucha contra la corrosión, cada uno de los métodos de protección juega un papel muy importante y aún cuando en algunas ocasiones uno de ellos puede sustituir parcialmente a otro, la existencia de todos y cada uno de ellos es necesaria y está plenamente justificada.

El estudio para evaluar los parámetros agresivos, existentes en los medios en contacto (suelo, agua y atmósfera) con los materiales, también ha adquirido gran importancia en la prevención contra la corrosión.

El objetivo de éste trabajo es proveer información, con el fin de que se comprenda el fenómeno de la corrosión y se conozca la metodología de evaluación, así como los métodos de protección anticorrosiva.

1.- FUNDAMENTOS DE CORROSION.

1.1.- GENERALIDADES.

En éste curso los problemas de corrosión están enfocados a los materiales metálicos y en especial al fierro y al acero, los cuales son los materiales de construcción más comunes.

Con frecuencia la corrosión se confunde con un simple proceso de oxidación, sin embargo es un proceso de más complejidad.

La corrosión se define como la gradual destrucción y desintegración de los metales, por una reacción química o electroquímica debida a la interacción del metal con el medio que lo rodea.

Para efectos prácticos, no es posible eliminar completamente la corrosión, por lo que la ingeniería en este campo se inclina más hacia la prevención y control que a la eliminación de éste fenómeno. Por lo tanto, es necesario que los problemas de la corrosión, se consideren desde el diseño de las instalaciones y no después de ponerlas en operación.

Todos los metales y sus aleaciones son susceptibles de sufrir corrosión, por lo que no existe metal útil para todas las aplicaciones. Así por ejemplo el oro, conocido por su excelente resistencia a la atmósfera, se corroe si se pone en contacto c

mercurio a temperatura ambiente. Por otra parte el acero no se corroe en contacto con el mercurio, pero expuesto a la atmósfera se deteriora rápidamente.

1.2.- FORMAS DE CORROSION.

La corrosión ocurre en muchas y muy variadas formas, pero su clasificación generalmente se basa en uno de los tres siguientes factores:

a).- Naturaleza de la substancia corrosiva.

La corrosión puede ser clasificada como húmeda o seca. Para la primera se requiere un líquido o humedad, mientras que para la segunda, las reacciones se desarrollan con gases a altas temperaturas.

b).- Mecanismo de corrosión.

Esta clasificación depende de las reacciones electroquímicas o bien, de las reacciones químicas que se lleven a cabo.

c).- Apariencia del metal corroído.

En ésta clasificación la corrosión puede ser uniforme, cuando el metal se corroe a la misma velocidad en toda su superficie; o bien, puede ser localizada, en cuyo caso solamente resultan afectadas áreas pequeñas.

La clasificación por apariencia, uniforme o localizada, es muy útil para una discusión preliminar, pero en caso de requerirse en forma más completa se necesita incluir la corrosión localizada de tipo macroscópico y la de tipo microscópico.

El ataque microscópico puede conducir a daños considerables antes de que el problema sea visible, ya que la cantidad de metal disuelto es mínima.

A continuación se presentan las diferentes formas de corrosión.

CORROSION UNIFORME

El ataque uniforme sobre grandes áreas de una superficie metálica es la forma más común de la corrosión y puede ser húmeda o seca, electroquímica o química. Para controlarla es necesario seleccionar los materiales de construcción y aplicar los métodos de protección adecuados.

La corrosión uniforme es la forma más fácil de medir, por lo que las fallas inesperadas se pueden evitar simplemente por inspección regular.

CORROSION LOCALIZADA MACROSCOPICA

Dentro de esta clasificación se encuentran las siguientes formas de corrosión:

- CORROSION GALVANICA
- CORROSION POR EROSION
- CORROSION POR AGRIETAMIENTO
- CORROSION POR PICADURA
- CORROSION POR EXFOLIACION
- CORROSION POR DISOLUCION SELECTIVA

CORROSION LOCALIZADA MICROSCOPICA

Dentro de esta clasificación se encuentran las siguientes formas de corrosión:

- CORROSION INTERGRANULAR
- CORROSION DE FRACTURA POR TENSION

De las formas de corrosión presentadas, la CORROSION GALVANICA es la más frecuente, por lo que es importante detallar sobre ella.

1.3.- CORROSION GALVANICA

La corrosión galvánica se presenta cuando dos metales diferentes están en contacto o conectados mediante un conductor eléctrico y se encuentran contenidos en medio capaz de conducir la corriente eléctrica (electrolito).

En la corrosión galvánica, existe una diferencia de potenciales electroquímicos entre los metales diferentes, la cual sirve como fuerza directriz para el paso de la corriente eléctrica a través del medio corrosivo, de tal forma que el flujo de corriente corroe uno de los metales del par formado.

Mientras más grande es la diferencia de potenciales entre los dos metales, más severa es la corrosión galvánica.

Para determinar que potencial corresponde a cada metal, se puede utilizar la "Serie Galvánica de los Metales", la cual se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1
" SERIE GALVANICA DE LOS METALES "

<u>Metal</u>	<u>Voltios(1)</u>
Magnesio comercial puro	-1.75
Aleación de Magnesio (6% Al, 3% Zn, 0.15% Mn)	-1.6
Zinc	-1.1
Aleación de Aluminio (5% Zn)	-1.05
Aluminio comercialmente puro	-0.8
Acero suave (limpio y brillante)	-0.5 a -0.8
Acero suave (oxidado)	-0.2 a -0.5
Hierro fundido (sin grafito)	-0.5
Plomo	-0.5
Acero suave en concreto	-0.2
Cobre, latón, bronce	-0.2
Hierro fundido con alto contenido de silicón	-0.2
Escala de molinio en Acero	-0.2
Carbono, grafito, coque	+0.3

(1) Potenciales típicos medidos entre el metal (cuando se encuentra sumergido en suelo o agua neutrales) y un electrodo de referencia de cobre/sulfato de cobre que se encuentra en contacto con el suelo o el agua adyacentes.

Este tipo de corrosión sólo causa deterioro en uno de los metales, mientras que el otro metal del par casi no sufre daño.

El metal que se corroe recibe el nombre de METAL ACTIVO y el que no sufre daño se denomina METAL NOBLE.

La relación de áreas entre los dos metales de par, es sumamente importante, ya que una área muy grande de metal noble comparada con la del metal activo, acelerará la corrosión. Por el contrario, una mayor área de metal activo con respecto a la del metal noble disminuye el ataque corrosivo.

Para que la corrosión galvánica ocurra, es necesario que coincidan tres condiciones:

- Presencia de dos metales electroquímicamente diferentes.
- Contacto eléctrico entre los dos metales diferentes.
- Los metales deben estar expuestos a un electrolito.

Para prevenir la corrosión galvánica se pueden emplear los siguientes métodos:

- Evitar el uso de metales diferentes siempre que sea posible. Si esto no es práctico, tratar de utilizar metales que estén lo más cercano entre sí en la Serie Galvánica (Tabla 1).
- Evitar una relación de áreas desfavorable, es decir, bajo ninguna circunstancia conectar una pequeña área activa (anódica) a una gran área noble (catódica).
- Instalar juntas de aislamiento en la unión de metales diferentes.

- Si se necesita utilizar metales diferentes y no pueden ser aislados, las partes anódicas deben ser diseñadas de tal forma que puedan ser reemplazadas fácilmente.

1.4.- ELECTROQUIMICA DE LA CORROSION

Una reacción electroquímica se define como una reacción química en la cual existe una transferencia de electrones, es decir, es una reacción química que comprende el fenómeno de oxidación y reducción.

La corrosión metálica casi siempre es un proceso electroquímico, en donde el metal está sujeto a una pérdida de materia, causada por una descarga de corriente del metal al electrolito circundante.

Para que la corrosión exista como un proceso electroquímico, se deben presentar las siguientes condiciones:

- Debe existir un ánodo y un cátodo.
- El ánodo y el cátodo se deben encontrar inmersos en un electrolito (medio conductor), tal como el agua o el suelo.
- Se requiere que exista conexión metálica entre el ánodo y el cátodo.
- Debe haber un potencial de corriente directa (C.D.) entre el ánodo y el cátodo. El potencial de C.D. ocasiona un flujo de corriente entre el ánodo y el cátodo.

Un ánodo en un par galvánico de corrosión, es la parte metálica que descarga corriente directa al electrolito, por lo cual el ánodo sufre corrosión, es decir, se consume.

Un cátodo en un par galvánico de corrosión, es la parte metálica a la cual fluye corriente directa desde el electrolito. El metal catódico normalmente no sufre corrosión.

Las reacciones electroquímicas pueden ser mejor comprendidas si se observa en detalle una reacción típica de corrosión, como la siguiente reacción del zinc con el ácido clorhídrico:



Como el ácido clorhídrico y el cloruro de zinc están ionizados en soluciones acuosas, se puede escribir:



En esta reacción es obvio que el ión cloruro (Cl^-) no participa en forma directa, ya que aparece en ambos miembros de la ecuación y no es alterado por la reacción de corrosión, es decir, la valencia del ión cloruro permanece sin cambio.

De acuerdo a lo anterior, la ecuación (2) se puede escribir en forma simplificada:



La ecuación (3) indica que la corrosión del zinc en ácido clorhídrico, consiste simplemente en la reacción entre el zinc y los iones hidrógeno, la cual produce iones zinc y gas hidrógeno.

Durante esta reacción el zinc es oxidado a iones zinc, es decir, la valencia del zinc se incrementa (pierde electrones) y simultáneamente los iones hidrógeno son reducidos a gas hidrógeno, disminuyendo su valencia.

La reacción (3) puede ser simplificada aún más, al dividirla en una reacción de oxidación y en una de reducción:



Una reacción de oxidación tal como la ecuación (4), significa un incremento en el estado de oxidación o valencia con producción de electrones y en forma similar, la reacción de reducción representa una disminución en el estado de oxidación o valencia y el consumo de electrones, tal como se observa en la ecuación (5). La suma de las reacciones (4) y (5), da como resultado la reacción total (3).

En términos de corrosión, una reacción de oxidación recibe el nombre de reacción anódica y a una reacción de reducción se la denomina reacción catódica.

Todo proceso de corrosión requiere por lo menos, una reacción de oxidación y una de reducción, por lo que se puede resumir que las reacciones que ocurren en la corrosión son de naturaleza electroquímica.

Por lo tanto, el proceso de corrosión se puede dividir en reacciones anódicas y en reacciones catódicas, con lo cual es posible simplificar la presentación de la mayoría de los procesos.

1.5.- FUENTES DE PARES GALVANICOS DE CORROSION

Generalmente la corrosión de estructuras esterradas o sumergidas en agua, es el resultado de un par galvánico activo, el cual se puede presentar debido a diversos factores.

A continuación se mencionan algunos:

- Metales diferentes.
- Suelos diferentes. Electrolitos heterogéneos
- Mezcla de suelos diferentes.
- Diferencia en contenido de Oxígeno.
- Escoria.
- Cascarilla de laminación.
- Corrosión por Par Galvánico distante.

2.- EVALUACION DE PARAMETROS POTENCIALMENTE AGRESIVOS.

Considerar el problema de corrosión desde el diseño de las instalaciones, es indispensable para que la prevención y control de la corrosión sea eficaz.

Tomar en cuenta el problema de la corrosión desde el diseño, incluye realizar estudios que permitan identificar y evaluar todos aquellos parámetros, que individual o colectivamente, contribuyan al fenómeno corrosivo y así permitir la definición de las medidas preventivas que se hagan necesarias.

Los factores que se consideran potencialmente agresivos a las estructuras de acero y de concreto, en suelos y aguas, son los siguientes:

- Resistividad
- Contenido de Cloruros
- Contenido de Sulfatos
- Potencial de Hidrógeno
- Índice de Langelier
- Corrientes Eléctricas Parásitas

2.1.- RESISTIVIDAD

La resistividad de un material, se define como la resistencia eléctrica que tiene una unidad de volumen y se expresa en ohms-cm. Corresponde al recíproco de la conductividad eléctrica en siemen por cm.

Se prefiere utilizar la resistividad en lugar de la conductividad, como una expresión de carácter eléctrico de los suelos (y de las aguas), en virtud de que queda expresada en números enteros.

Como la resistividad es la inversa de la conductividad eléctrica, se debe interpretar como una tendencia a la corrosión de cualquier estructura metálica, que se encuentre contenida en el suelo o electrolito en cuestión.

Valores bajos de resistividad, significan valores altos de conductividad, lo cual indica alta corrosividad. Por el contrario valores altos de resistividad corresponden a baja corrosividad.

La agresividad potencial del suelo se clasifica en función de la resistividad, como se indica en en La Tabla 2.

Tabla 2

<u>Agresividad del suelo</u>	<u>Resistividad(ohms-cm)</u>
No agresivos	Mayores que 10 000
Ligeramente agresivos	de 4 000 a 10 000
Medianamente agresivos	de 2 500 a 4 000
Muy agresivos	de 1 000 a 2 500
Extremadamente agresivos	Menores de 1 000

Se conocen varios métodos para la medición de resistividad en suelos, sin embargo, el que se considera más apropiado para estudios de corrosión, es el método "Wenner" de cuatro electrodos.

El método Wenner consiste básicamente en hacer fluir a través del suelo, una cantidad de corriente definida, mediante cuatro electrodos enterrados a una distancia equidistante entre ellos. La distancia entre cada electrodo corresponderá a la profundidad a la que se obtendrá la medición.

Las mediciones de resistividad se deben realizar cambiando la distancia entre los electrodos en pruebas consecutivas. La separación se debe seleccionar, considerando los estratos de interés en el suelo.

Cada medición por medio del método Wenner, representa el promedio de resistividad de una hemiesfera del suelo, con un radio igual a la separación de los electrodos.

Para obtener la resistividad eléctrica de muestras de suelo (y agua), tanto en campo como en laboratorio, se emplea el método de la "Caja de Suelos" (Soil Box).

El equipo utilizado en el método de la Caja de Suelos, es idéntico al del método Wenner, excepto que los electrodos se reemplazan por un recipiente inerte de dimensiones definidas (caja), el cual tiene permanentemente montados cuatro electrodos.

Las dimensiones de la caja pueden ser establecidas, de tal forma que la resistividad se lea directamente sin hacer cálculos.

Para evitar contaminación por muestras previas, la caja debe estar construida de manera que se pueda limpiar fácilmente.

2.2.- CONTENIDO DE CLORUROS

Se consideran aguas agresivas al acero, cuando presentan concentraciones de cloruros superiores a 500 ppm.

Se consideran suelos agresivos al acero, cuando presentan concentraciones de cloruros superiores a 0.02% .

La determinación del contenido de cloruros se debe realizar mediante el método Argentométrico, indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-AA-73.

2.3.- CONTENIDO DE SULFATOS

Se consideran aguas agresivas al concreto, dependiendo del tipo de cemento de fabricación, si presentan las siguientes concentraciones de sulfatos:

- mayor que 80 ppm, para concretos con cemento Tipo I.
- mayor que 250 ppm, para concretos con cemento Tipo II.
- mayor que 500 ppm, para concretos con cemento Tipo V.

Los límites permisibles de concentraciones de sulfatos en suelos, varían de acuerdo con el tipo de cemento que se utilice en la fabricación del concreto, como se indica en la Tabla 3.

Tabla 3

<u>Contenido de sulfatos (%)</u>	<u>Cemento recomendado</u>
Hasta 0.10	Tipo I
Mayor que 0.10 hasta 0.15	Tipo II (C ₃ A no mayor 8%)
Mayor que 0.15 hasta 0.20	Tipo II (C ₃ A no mayor 6%)
Mayor que 0.20 hasta 0.25	Tipo V (C ₃ A no mayor 5%)
Mayor que 0.25 hasta 0.30	Tipo V (C ₃ A no mayor 4%)
Mayor que 0.30 hasta 0.35	Tipo V (C ₃ A no mayor 3%)
Mayor que 0.35 hasta 0.40	Tipo V ² (Exento C ₃ A)
Mayor que 0.40	Tipo V y protección adicional

- C₃A = Aluminato Tricálcico.

- En caso de no existir en el mercado cementos de las características marcadas, se debe aplicar una protección adicional del tipo y espesor que el comprador especifique.

La determinación del contenido de sulfatos se debe realizar mediante el método Gravimétrico, indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-AA-74.

2.4.- POTENCIAL DE HIDROGENO (pH)

Se consideran aguas y suelos agresivos al acero, cuando presentan un pH menor de 6.5 .

La determinación del pH se debe realizar mediante el método indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-AA-8.

2.5.- INDICE DE LANGELIER

Se consideran aguas agresivas al acero, cuando presentan un índice de Langelier negativo.

La determinación del índice de Langelier se debe realizar mediante el método indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-346.

2.6.- CORRIENTES PARASITAS

Las corrientes parásitas pueden llegar a causar una corrosión más severa y con mayor velocidad, que la ocasionada por un par galvánico. Por lo que es importante la detección y control de este tipo de corrientes.

Se denomina corrientes parásitas o erráticas a aquellas corrientes que por cualquier causa, abandonan sus circuitos naturales para circular a través del electrolito en caminos no previstos, con el fin de retornar al polo negativo de la fuente generadora.

La intensidad de este tipo de corriente es muy variable y depende en cada caso de la naturaleza y funcionamiento de la fuente emisora.

Debido a que la corriente tiende a buscar los caminos de menor resistencia, se comprende que utilice cualquier tipo de estructura metálica inmersa en el medio de circulación de dicha corriente.

Las fuentes generadoras de corrientes parásitas más comunes son: ferrocarriles, tranvías, máquinas de soldar, fábricas de tratamientos electrolíticos y todos los generadores de corriente directa o continua.

En caso de detectar corrientes eléctricas parásitas o se observen posibles fuentes generadoras de este tipo corrientes, es necesario realizar un estudio con personal técnico especializado.

3.- METODOS PARA LA PREVENCION Y CONTROL DE LA CORROSION.

En la actualidad se cuenta con varios métodos de protección anticorrosiva, los cuales han resultado ser los más prácticos para prevenir y controlar la corrosión. La selección para un caso en particular, dependerá de las condiciones del medio y de los factores técnico - económicos. Estos métodos son los siguientes:

- Selección de Materiales
- Sistemas de Recubrimientos
- Sistemas de Protección Catódica

En la mayoría de los casos, la prevención y control de la corrosión, no se limita únicamente a la aplicación de alguno de los métodos descritos, sino que se requiere de la combinación de ellos, para poder controlar los efectos destructivos de la corrosión.

Considerando el aspecto económico de cada uno de estos métodos, así como sus limitaciones, las cuales necesariamente repercuten en su eficiencia de protección, se concluye lo siguiente: la solución a los problemas de corrosión está más enfocada a su control que a su eliminación.

Cada uno de los métodos mencionados constituye una extensa área de estudio dentro de la Ingeniería de Corrosión. En el presente documento solo se hace una breve descripción de ellos.

3.1.- SELECCION DE MATERIALES

Este método consiste en seleccionar los materiales adecuados para cada medio corrosivo. Es uno de los métodos más comunes pero probablemente el más costoso.

En muchos casos se selecciona un material resistente a la corrosión, pero es inaccesible debido a su alto costo, por lo que es necesario buscar otras opciones.

Se recomienda que la aplicación de este método, se lleve a cabo en la etapa de diseño. Para una adecuada selección de materiales, es necesario considerar los siguientes parámetros:

- Función deseada
- Similitud de materiales (Evitar pares galvánicos)

- Costo

- Vida útil

3.2.- SISTEMAS DE RECUBRIMIENTOS

Este método considera la formación de una barrera que impida, en lo posible, el acceso de los agentes corrosivos a la superficie que se desea proteger.

La barrera se forma a partir de la aplicación de una dispersión líquida de una resina y un pigmento, con eliminación posterior del solvente, con lo cual se obtiene una película sólida, adherida a la superficie por proteger.

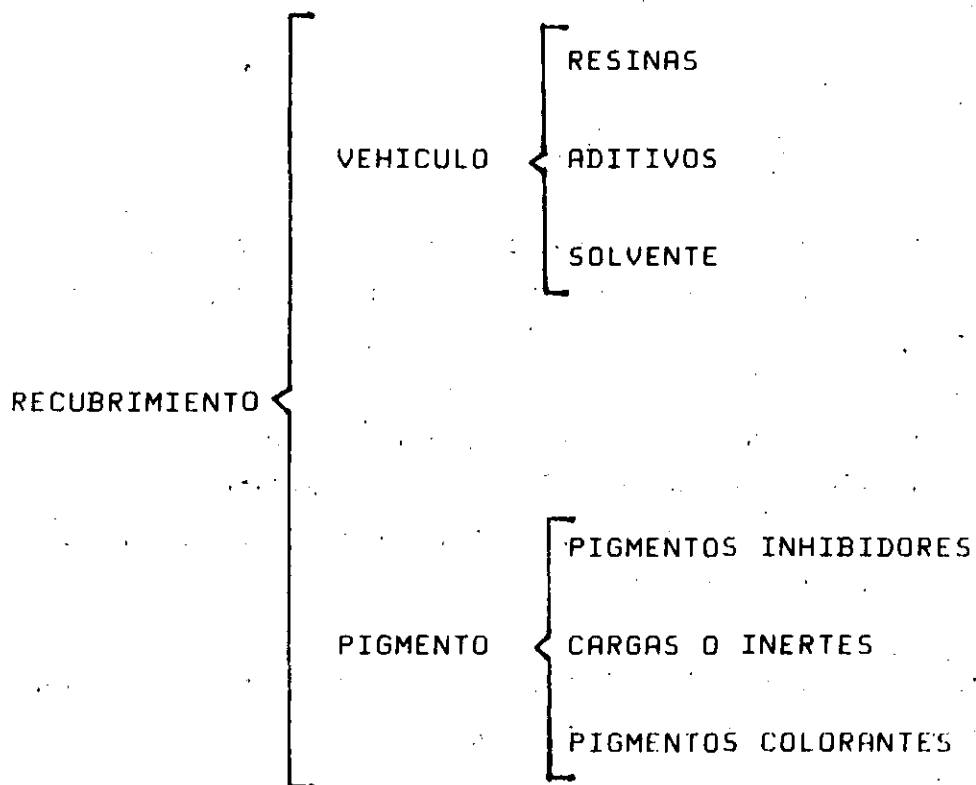
La utilización de recubrimientos está muy generalizada en la protección de estructuras aéreas, enterradas y sumergidas.

La durabilidad de un recubrimiento esta condicionada a la resistencia que presente la película formada, al medio agresivo.

Un recubrimiento anticorrosivo se define como una dispersión relativamente estable, de uno o más pigmentos finamente divididos en una solución de resinas y aditivos.

La composición de un recubrimiento debe obedecer a una formulación ya probada, de tal manera que al ser aplicada y seca, la película resultante represente una barrera flexible, adherente y con máxima eficiencia de protección contra la corrosión.

Normalmente un recubrimiento consta de los siguientes componentes básicos:



Estos componentes deberán mezclarse íntimamente, en un orden adecuado, de acuerdo a una formulación claramente definida y con métodos específicos, para obtener finalmente el producto terminado.

Actualmente se cuenta con una gran diversidad de recubrimientos cuya formulación o composición, obedece a la resolución de un problema específico.

La eficiencia de protección contra la corrosión y el buen comportamiento de un recubrimiento dependen, además de la buena calidad, de factores igualmente importantes, tales como:

- Preparación de Superficies
- Técnica de Aplicación
- Adecuada Selección del Sistema de Recubrimiento

La correcta limpieza o preparación de superficie, es uno de los factores más importantes en la protección anticorrosiva a base de recubrimientos.

Si la superficie por recubrir está contaminada con aceite, humedad, suciedad, polvo, herrumbre, escamas de laminación o cualesquier otro material suelto, el recubrimiento no se podrá adherir firmemente y su eficiencia de protección será nula.

3.3.- SISTEMAS DE PROTECCION CATODICA

El fundamento de la protección catódica, radica en la naturaleza electroquímica de la corrosión, que sufren los metales y sus aleaciones contenidos en un electrolito. Por lo tanto, ésta es una protección electroquímica.

Las estructuras metálicas enterradas o sumergidas, se corroen por la formación de pilas locales sobre su superficie. Estas pilas se constituyen por áreas anódicas, donde tiene lugar la disolución del metal y áreas catódicas, donde ocurre la reducción de algún componente del electrolito.

Las dos reacciones tienen lugar en la interfase metal - electrolito, con una transferencia de electrones a través del metal y de iones a través del electrolito.

Es fácil comprender entonces, que si toda la superficie de una estructura metálica, se transforma en el cátodo de una pila galvánica o electroquímica, la estructura no se corroerá mientras se mantenga esa condición.

Para utilizar el método de protección catódica es indispensable que la estructura metálica se encuentre contenida en un electrolito.

El costo de la protección catódica se reduce considerablemente, si se utiliza en combinación con un recubrimiento eficiente.

Debido a que no existe ningún recubrimiento con 100% de poder cubriente, la aplicación de la protección catódica es necesaria para asegurar la protección de una estructura metálica enterrada o sumergida.

La corriente de electrones necesaria para establecer un sistema de protección catódica, se puede obtener por medio de dos métodos: Anodos de Galvánicos y Corriente Impresa.

SISTEMAS DE PROTECCION CATODICA CON ANODOS GALVANICOS.

La utilización de ánodos galvánicos en protección catódica, es una simple aplicación de la celda de corrosión por metales diferentes.

Si una estructura de acero es conectada eléctricamente a un metal más electronegativo y ambos están contenidos en un electrolito, el metal más activo se corroerá y descargará corriente durante el proceso, protegiendo a la estructura.

Si se conoce la cantidad de corriente para dar protección, se pueden diseñar grupos de ánodos (camas) para proporcionar la corriente deseada, durante un período de tiempo determinado.

Un ánodo galvánico también llamado "ánodo de sacrificio", es un metal con un potencial más electronegativo que el de la estructura que se pretende proteger. Es decir, es un metal más activo. Por lo tanto, si se conecta a una estructura enterrada o sumergida, descargará una corriente que fluirá a través del electrolito hasta la estructura en cuestión.

Un buen ánodo de sacrificio debe tener las siguientes características:

- Potencial suficientemente electronegativo, para asegurar un flujo de corriente adecuado.
- Corriente de salida elevada, por unidad de peso de material consumido.
- Buen comportamiento de polarización anódica a través del tiempo.
- Bajo costo.

Los ánodos galvánicos que más se utilizan en protección catódica son: de magnesio, de zinc y de aluminio. Los ánodos de magnesio tienen mucha aplicación en la protección de estructuras enterradas, mientras que los ánodos zinc y de aluminio se usan preferentemente en estructuras sumergidas.

La protección catódica con ánodos de sacrificio, tiene ventajas y desventajas con respecto a la protección con corriente impresa. Las principales son:

VENTAJAS

- Bajo costo de instalación.
- Bajo costo de mantenimiento.
- Menos daños al recubrimiento.
- No requiere potencia externa.
- Menos problemas de interferencia.

DESVENTAJAS

- Grandes cantidades de material anódico.
- Reposición periódica.
- No adaptable al control automático.
- Limitado a aplicaciones de baja corriente.

SISTEMAS DE PROTECCION CATODICA CON CORRIENTE IMPRESA.

Se llaman sistemas de corriente impresa porque utilizan energía primaria del exterior, para imprimir corriente directa a la estructura metálica que se desea proteger. La diferencia con los ánodos galvánicos, radica en que éstos no imprimen corriente, sino que la generan.

Los sistemas de corriente impresa están constituidos por las siguientes partes fundamentales:

- Dispositivo para impresión de corriente.
- Conductor catódico.
- Conductor anódico.
- Dispositivo anódico para descargar la corriente.

Existen varios tipos de dispositivos para impresión de corriente directa, los más comunes son: generadores de viento, generadores mecánicos, generadores solares, rectificadores de corriente alterna, etc. Los más utilizados en protección catódica son los rectificadores.

El dispositivo de conexión a tierra o anódico, es otro elemento fundamental en los sistemas de corriente impresa. Este dispositivo se denomina comunmente como anódica y esta constituido por elementos llamados ánodos inertes.

Los ánodos inertes, a diferencia de los galvánicos, están formados por materiales resistentes al desgaste electrolítico, los cuales tienen la característica de poder descargar grandes cantidades de corriente sin mostrar consumos de material considerables.

Los ánodos inertes de uso más frecuente son: de fierro-silicio, de grafito, de platino y de plomo.

La protección catódica por corriente impresa, tiene ventajas y desventajas con respecto a la protección con ánodos galvánicos. Las principales son:

VENTAJAS

- Voltajes grandes y variables.
- Corrientes de salida elevadas y variables.
- Aplicable a medios ambientes de cualquier resistividad.
- Adaptable al control automatico.

DESVENTAJAS

- Elevados costos de instalación y mantenimiento.
- Gastos mensuales por concepto de consumo de energía eléctrica.
- Problemas de interferencia con estructuras vecinas.
- Requiere potencia externa.
- Pueden dañar el recubrimiento.

BIBLIOGRAFIA

National Association of Corrosion Engineers.- " NACE BASIC CORROSION COURSE".- NACE, USA, 1980.

Peabody A.W.- "CONTROL OF PIPELINE CORROSION".- NACE Publication, USA, 1967.

NACE' Recommended Practice.- "RP-01-69, CONTROL OF EXTERNAL CORROSION ON UNDERGROUND ON SUBMERGED METALLIC PIPING SYSTEMS".- NACE, USA, 1975.