

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS.
COORDINADOR GENERAL : DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN.
MODULO I. HIDRÁULICA
COORDINADORA: M. EN I. ADRIANA CAFAGGI FÉLIX.

DIA	TEMA	EXPOSITOR
01-07-96	Propiedades de los líquidos. Hidrostática.	M.I. Adriana Cafaggi F.
02-07-96	Hidrostática.	Ing. Jesús Gallegos S.
03-07-96	Ecuaciones Fundamentales. Líneas de energía y de cargas piezométricas.	M.I. Adriana Cafaggi F.
04-07-96	Diseño de tuberías. Pérdidas por fricción y locales.	Ing. Jesús Gallegos S.
05-07-96	Bombas y Turbinas. Vertedores y compuertas.	M.I. Arturo Nava M.
08-07-96	Flujo a superficie libre. Ecuaciones fundamentales. Energía específica.	M.I. Arturo Nava M.
09-07-96	Flujo uniforme.	Ing. Jesús Gallegos S.
10-07-96	Salto hidráulico. Visita al laboratorio de hidráulica.	M.I. Arturo Nava M.
11-07-96	Flujo gradualmente variado.	Ing. Jesús Gallegos S.
12-07-96	Flujo gradualmente variado.	M.I. Adriana Cafaggi F.

1. ¿Le agradó su estancia en la División de Educación Continua?

SI

NO

Si indica que "NO" diga porqué:

2. Medio a través del cual se enteró del curso:

Periódico <i>Excelsior</i>	
Periódico <i>La Jornada</i>	
Folleto anual	
Folleto del curso	
Gaceta UNAM	
Revistas técnicas	
Otro medio (Indique cuál)	

3. ¿Qué cambios sugeriría al curso para mejorarlo?

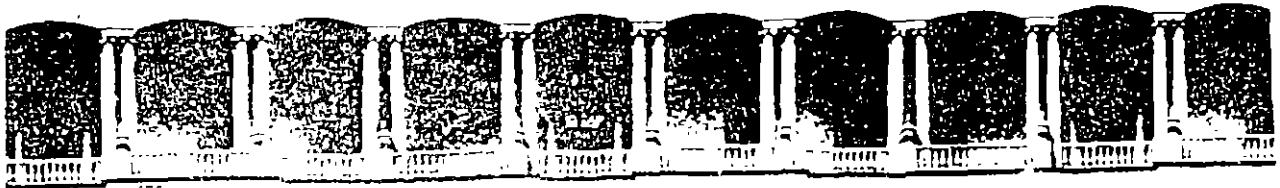
4. ¿Recomendaría el curso a otra(s) persona(s) ?

SI

NO

5. ¿Qué cursos sugiere que imparta la División de Educación Continua?

6. Otras sugerencias:

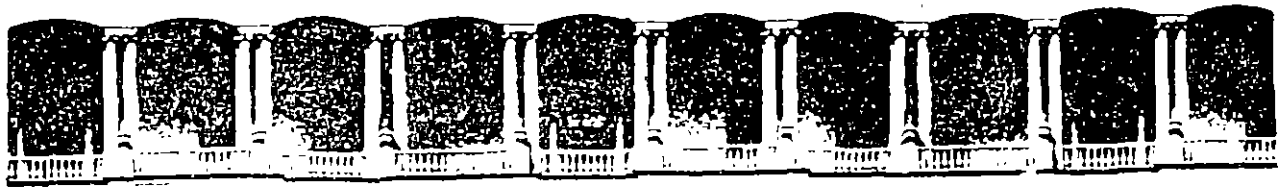


**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA, UNAM
DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS
MODULO I: HIDRAULICA
DEL 1 AL 12 DE JULIO DE 1996
DIRECTORIO DE PROFESORES

M. EN I. ADRIANA CAFFAGI FELIX
PROFESORA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
CIUDAD UNIVERSITARIA
COYOACAN
04510 COYOACAN, MEXICO D.F.

ING. JESUS GALLEGOS SILVA
PROFESOR ASOCIADO TIPO "A" T. COMPLETO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
CIUDAD UNIVERSITARIA
COYOACAN
04510 COYOACAN, MEXICO D.F.
622 08 95



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

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA, UNAM
DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS
MODULO I: HIDRAULICA
DEL 1 AL 12 DE JULIO DE 1996
DIRECTORIO DE ASISTENTES

ING. PABLO B. HERNANDEZ CRUZ
SUP.DE PROYECT.DE AGUA POT.
D.G.C.O.H.
VIAD.MIGUEL ALEMAN 507
GRANJAS MEX. DELEG. IZTACALCO
09806 MEXICO, D.F.
650-18-41

ING. MAURICIO J. HERNANDEZ GARCIA
JEFE D/OFIC.PROYS.DE EMERG.
D.G.C.O.H.(D.F.)
VIAD.M.ALEMAN 507
GRANJAS MEX. DELEG.IZTAPALAPA
09800 MEXICO, D. F.
650-18-41

ING. IGNACIO HERNANDEZ LOPEZ
JEFE DE OFICINA
S.C.T.
COYOACAN 1895
ACACIAS DELEG.COYOACAN
MEXICO, D.F.
524-83-53

ING. LILIANA JUAREZ GONZALEZ
SUPERVISOR DE OBRA
INFRAN S.A.
AV. COYOACAN 1878 P. 11
LAS ACACIAS DELEG.B.JUAREZ
03240 MEXICO, D. F.
524-66-83

ING. VICTOR MANUEL RODRIGUEZ SANTANA
COORD.DE PROYECTOS
ICA INGENIERIA S.A. DE C.V.
RIO BECERRA 27
NAPOLES DELEG.MIGUEL HIDALGO
MEXICO, D. F.
272-99-91 EXT.4739

ING. ALFREDO ROMERO AVILA
ING. DE PROYECTO
CONSULTEC ING.ASOCIADOS S.C.
VIADUC.M. ALEMAN 22
NAPOLES DELEG.BENITO JUAREZ
03810 MEXICO, D.F.
543-22-49

~~ING. JORGE LUIS TREJO REYES~~
JEFE DE DEPARTAMENTO TECNICO
INFRAN S.A.
AVENIDA COYOACAN N|1878
ACACIAS BENITO JUAREZ
03240 MEXICO D.F.
5 24 66 83



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

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO III: OBRAS HIDRAULICAS

TEMA: PROYECTO HIDROELECTRICO DOÑA JULIA, COSTA RICA.
DISEÑO GEOTECNICO-ESTRUCTURAL

EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
1996

**PROYECTO HIDROELECTRICO DOÑA JULIA, COSTA RICA.
DISEÑO GEOTENICO- ESTRUCTURAL.**

Raúl Cuéllar Borja
Febrero, 1995

1.- DATOS DEL TUNEL

Uso Túnel:	Conducción Hidráulica, sin presión interior.
Longitud	1700 m
Sección:	Herradura
Diámetro interior:	3.20 m
Area:	
Revestimiento	Concreto armado, 25 cm espesor
Cobertura máxima:	70 m.

2.- PROPIEDADES DE LA ROCA

Tipo de roca:	Lavas andesíticas sanas.....	75 m
	Lavas anddesíticas fracturadas.....	30 m
	Lavas andesíticas muy fracturadas.....	35 m
	Lahares (tobas y brechas no cementadas)...	30 m

Estructura: Pseudoestratificada.

fracturamiento: Tres a cuatro familias de fracturas con separación variable desde 5 a 10 cm (muy fracturadas) hasta 100 cm (sanas).

Calidad de roca:

	Recuperación (%)	R.Q.D. (%)
Andesitas sanas	> 80	70-90
Andesitas fracturadas	> 0-80	30-60
Andesitas muy Fracturadas	< 50	20-30
Lahares	< 25	cero

Peso volumétrico:

()

Andesitas sanas y fracturadas. 2.2 a 2.4 ton/m³

Lahares..... 1.8 ton/m³

Resistencia compresión simple:

	Rc(Kg/cm ²)
Andesitas sanas	> 80
Andesitas fracturadas	> 0-80
Andesitas muy Fracturadas	< 50
Lahares	< 25

Relación de Poisson:

	()
Andesitas	0.25-0.30
Lahares	0.35

Módulo elástico del subsuelo:

	Er(Kg/cm²)
Andesitas sanas	60 000
Andesitas fracturadas	20 000
Andesitas muy fracturadas	10 000
Lahares	850

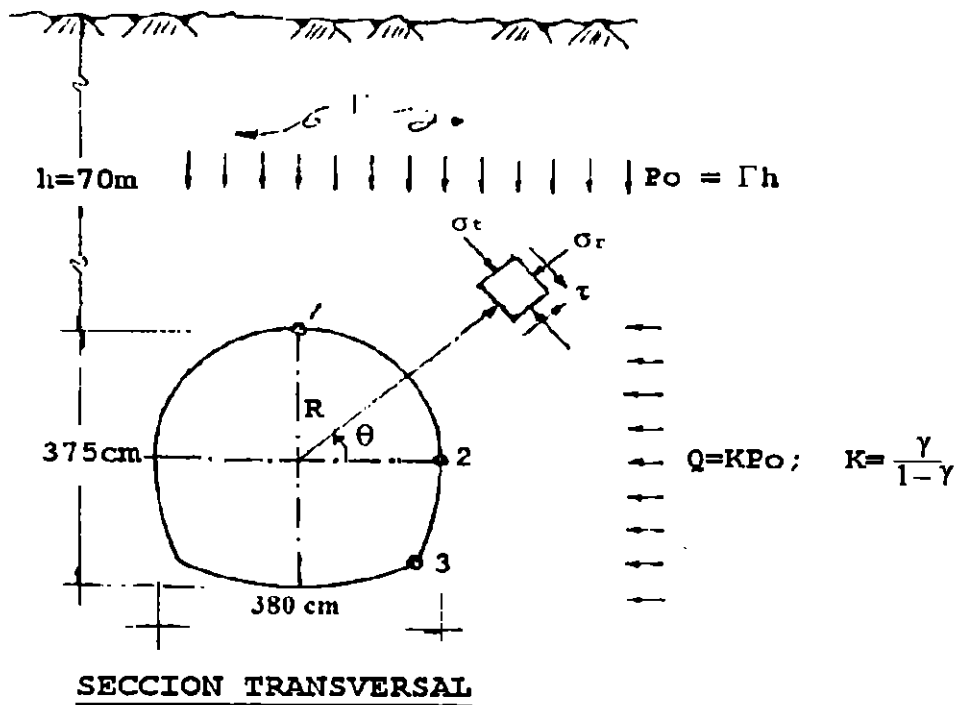
Módulo de Reacción del Subsuelo:

$$K = \frac{3}{R(1 + \nu)}$$

	K(Kg/cm³)
Andesitas sanas	250
Andesitas fracturadas	80
Andesitas muy fracturadas	40
Lahares	3.3

3. ESTABILIDAD ELASTICA DE LA CAVIDAD (TUNEL)

3.1.- Estado natural de esfuerzos



a) Valores de K

Andesitas sanas	$\mu = 0.25$	$K = 0.33$
Andesitas fracturadas	$\mu = 0.25$	$K = 0.33$
Andesitas muy Fracturadas	$\mu = 0.30$	$K = 0.43$
Lahares	$\mu = 0.35$	$K = 0.54$

3.2 Concentración de esfuerzos tangenciales σ_t , para $K = 0$ y $K = 0.5$.

	CASO	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3
		$(\sigma_t)^*$	$(\sigma_t)^*$	$(\sigma_t)^*$
1)	$P_o = 1$ $Q = 0$	$-1 P_o$	$2.9 P_o$	$1.65 P_o$
2)	$P_o = 1$ $Q = 0.5 P_o$	$0.5 P_o$	$2.2 P_o$	$2.5 P_o$

Los casos más desfavorables son los siguientes:

- a) Tensión en la clave para las andesitas fracturadas y muy fracturadas (punto 1)

Resulta: $\sigma_t = -P_o$; con $P_o = h = 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 70 = 154 \text{ ton/m}^2$

$\sigma^t = -1 \times 154 = 154 \text{ ton/m}^2 = 15.4 \text{ Kg/cm}^2$

La resistencia en tensión resulta = $\frac{R_{\text{compresión}}}{10} = \frac{25 \text{ a } 100}{10}$

$\therefore (25.5 \leq R_t \leq 10 \text{ Kg/cm}^2) < 15.4 \text{ Kg/cm}^2$ (falla por tensión)

Esto significa que existe la posibilidad de que se generem esfuerzos de tensión sobre la clave del túl, los cuales pueden rebasar la resistencia en tensión de las andesitas fracturadas y muy fracturadas o alteradas.

NOTA: En base a los datos anteriores se recomienda estar preparado para colocar soporte del tipo "selectivo" a base de anclas y/o concreto lanzado en donde se presenten las siguientes características: conjugación de fracturas, andesitas o diques alterados.

* Ver Fig. 1 Anexa. Excavaciones Subterráneas en roca. Evert Hoek & E.T. Brown Mc Graw Hill, 1985.

- b) Compresión sobre el diámetro horizontal para las andesitas muy fracturadas (Punto 2)

Resultado: $\sigma^1 = 2.9P_0$; con $P_0 = h = 2.2\text{ton/m}^3 \times 70\text{ m} = 154\text{ton/m}^2$

$$\therefore \sigma_1 = 2.9 \times 154 = 447\text{ton/m}^2 = 45\text{Kg/cm}^2 > 25$$

(FALLA POR COMPRESION)

Esto significa que existe la posibilidad de que se generen esfuerzos de compresión sobre el diámetro horizontal del túnel, los cuales pueden rebasar la resistencia en tensión de las andesitas muy fracturadas y/o alteradas.

NOTA: Igual que el punto 1 anterior habrá que estar preparado para colocar soporte "selectivo" a base de anclas y/o concreto lanzado en donde se presenten las siguientes características: conjugación de fracturas, andesitas o diques alteradas.

- c) Compresión en la cubeta (punto 3) en los Lahares.

Resultado: $\sigma_1 = 2.5P_0$; con $P_0 = h = 1.8\text{ton/m}^3 \times 70\text{m} = 126\text{ton/m}^2$

$$\therefore \sigma_1 = 2.5 \times 126 = 315\text{ ton/m}^2 = 31.5\text{Kg/cm}^2 >> 6$$

(FALLA POR COMPRESION)

Esto significa que los esfuerzos de compresión que se generarán a nivel de piso (31.5Kg/cm^2) y a nivel del diámetro horizontal (27.7 Kg/cm^2) son mucho mayores que la resistencia en compresión simple de los Lahares de 6K/cm^2 y sobre la bóveda se generará un esfuerzo de compresión de 6.3Kg/cm^2 el cual es del mismo orden que la resistencia en compresión de los Lahares.

Esta situación con los esfuerzos tangenciales de compresión excediendo la resistencia en compresión de los Lahares prácticamente en toda la periferie del túnel, significa que el túnel es inestable y se generará el fenómeno conocido como "plastificación" del suelo, dando lugar a deformaciones hacia el interior del Túnel por "extrusión" o "flujo plástico", sobre todo en la zona del diámetro horizontal.

Esta condición de "plastificación" se presentará para coberturas del subsuelo o techo de roca desde los 13 metros y mayores coberturas.

NOTA: En base a los datos anteriores para excavar el túnel en la zona de Lahares se requerirá realizar avances cortos, digamos entre 2.4 y 3 metros procediendo de inmediato a colocar un soporte a base de concreto lanzado reforzado con malla y anclas radiales de fricción.

Adicionalmente puede requerirse el uso de marcos metálicos en la zona del portal, o bien de un reforzamiento extra de concreto lanzado, ya sea a base de marcos de concreto lanzado o de un engrosamiento uniforme de la capa de concreto lanzado.

3.3.- Concentración de esfuerzos radiales, r , para $K=0$ y $K=0.5$

	CASO	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3
		$(\sigma_r)^*$	$(\sigma_r)^*$	$(\sigma_r)^*$
1)	$P_0 = 1$ $Q = 0$	$-1.0P_0$	$0.1P_0$	$-0.05P_0$
2)	$P_0 = 1$ $Q = 0.5 P_0$	$0.1P_0$	$0.15P_0$	$0.4P_0$

Los casos más desfavorables son los siguientes:

- a) Tensión en la clave para las andesitas fracturadas y muy fracturadas (Punto 1).

Resulta: $\sigma_r = -P_0$; con $P_0 = h = 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 70 \text{ m} = 154 \text{ ton/m}^2$

$$\therefore \sigma_r = -1 \times 154 = 154 \text{ ton/m}^2 = 15.4 \text{ Kg/cm}^2$$

La resistencia en tensión de estas rocas varía entre 2.5 y 10 Kg/cm^2

$$\therefore (2.5 \leq R_t \leq 10 \text{ Kg/cm}^2) < 15 \text{ (FALLA POR TENSION).}$$

Esto significa que existe la posibilidad de que se generen esfuerzos de tensión sobre la clave del túnel, los cuales pueden rebasar la resistencia en tensión de las andesitas fracturadas y muy fracturadas o alteradas.

NOTA: En base a estos datos se recomienda estar preparado para colocar soporte del tipo "selectivo" a base de anclas y/o concreto lanzado en donde se presenten las siguientes características: conjugación de fracturas, andesitas o diques alterados.

Ver Fig. 1 Anexa. Excavaciones subterráneas en roca. Evert Hoek & E.T. Brown. Mc. Graw Hill, 1985.

b) **Compresión en la cubeta (Punto 3) en los Lahares.**

Resulta: $\sigma_r = 0,4P_o$; con $P_o = h = 1.8 \text{ ton/m}^3 \times 70\text{m} = 126\text{ton/m}^2$

$$\dots \sigma_r = 0.4 \times 126 = 50.4 \text{ Ton/m}^2 = 5 \text{ Kg/cm}^2 < 6$$

(PASA EN EL LIMITE)

Esto significa que existe la posibilidad que se presente el fenómeno de "plastificación" a partir de que se alcance la cobertura de 70 metros en cuyo caso se tomarán las precauciones de soporte y excavación señaladas en el inciso anterior 3.3.c).

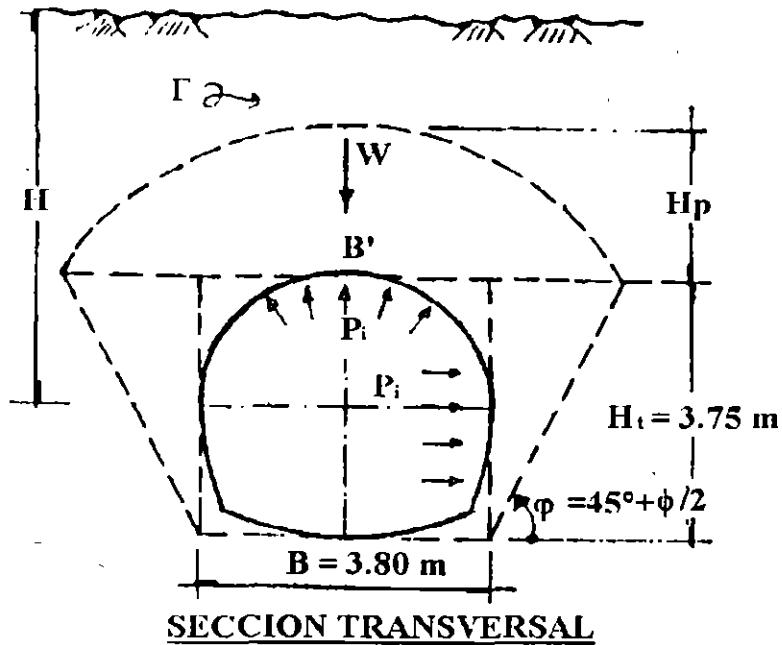
4.- PRESION INDUCIDA SOBRE EL SOPORTE

A continuación se determinará la presión inducida sobre el soporte (P_i) utilizando los métodos empíricos usuales para fines del dimensionamiento del soporte de construcción. (conocido también como soporte provisional o soporte primario)

Los métodos que utilizaremos son los siguientes:

- a) Método de Terzagui
- b) Método de Protodiakonov
- c) Método de Deere-Cording
- d) Método del CSIR (Beniawski-Laufer)
- e) Nuevo Método Austriaco de Tunnels (NATM)

4.1.- Método de Terzagui



$$H_p = K(H_t + B)$$

$$W = \frac{2 \times B' \times H_p}{3} + \text{roca}$$

Presión inducida:

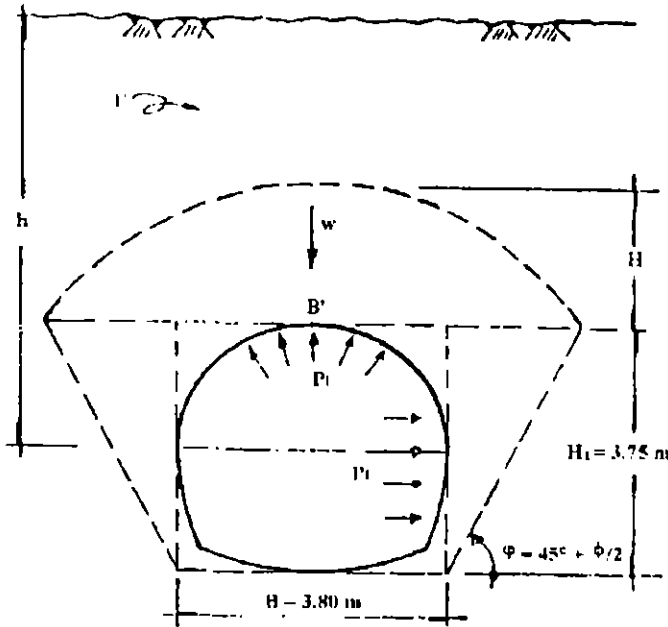
$$P_i = \frac{w}{B}$$

ϕ = ángulo de fricción del material

= ángulo de ruptura

	HP (m)	ϕ	B' (m)	W (Ton)	Pi (ton/m ²)
Andesitas sanas	CERO	55°	6.2m	0	0
Andesitas fracturadas	0.12B' = 0.83	45°	6.9m	8.4	2.20
Andesitas muy fracturadas	0.30B' = 2.58	25°	8.6m	32.5	8.60
Lahares	1.6(B' + H _t) = 12	15°	9.6m	139	36.60

42- Método de Potokálov



$$H = \frac{B}{2f}$$

$$H = \frac{2 \times B' \times H \times \text{Xroca}}{3}$$

Presión inducida:

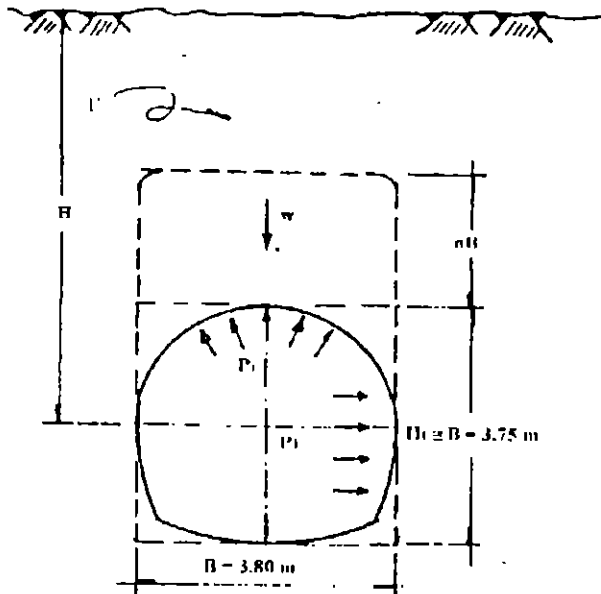
$$P_i = \frac{W}{B}$$

ϕ = ángulo de fricción material

= ángulo de ruptura

	f		B' (m)	H (m)	W (ton)	Pi (TON/M2)
Andesitas sanas	8	55°	6.20	0.40	4.0	1.04
Andesitas fracturadas	4	45°	6.9	0.86	8.7	2.30
Andesitas muy fracturadas	2	25°	8.6	2.75	34.7	9.10
Lahares	0.5	15°	9.6	9.60	110.6	29.10

4.3.- Método de Deere-Cording



$$W = nB$$

Presión inducida

$$P_i = \frac{W}{B}$$

		R.Q.D. (%)	B' (m)	n	nB (m)	W (ton)	P _i (ton/m ²)
Andesitas sanas	55°	85	3.80	0.10	0.40	3.65	1.00
Andesitas fracturadas	45°	45	3.80	0.50	1.90	15.90	4.20
Andesitas muy fracturadas	25°	25	3.80	0.70	2.66	18.20	4.80
Lahares	15°	0	3.80	1.10	4.18	28.60	7.60

4.4. Método del CSIR* (Beniawski-Laufer)

South African Council for Scientific and Industrial Research, 1974
Manual Obras Civiles C.F.E. Geotecnia 1979.

Evaluación de los parámetros de clasificación de la roca

	Rc (Kg/cm ²)	R.Q.D (%)	ESPAC.FRACT. (m)	RUMBO Y ECLADO	CARAC. JUNTAS	FLUJO AGUA (lt/min)
Andesitas sanas	> 300 (4)*	70-90(17)*	1-3(25)*	FAVORABLE	CERRADAS NO CONTINUAS (13)*	< 5 (19)
andesitas fracturadas	100-300 (2)	30-60(13)	0.5-1(20)	REGULAR	ABIERTAS C/RELLENOS (10)	< 25 (8)
andesitas muy fracturadas	25-100 (1)	20-30(8)	0.05-0.3(10)	DESFAVORABLE	ABIERTAS C/RELLENOS (5)	< 75 (5)
lahares	6 (0)	CERO(3)	-(5)	MUY DESFAV.	CERRADAS CONTINUAS (10)	< 5 (8)

* Valores

Clase de los macizos rocosos y sus valores

		CLASE	ROCA	CLARO SIN SOPORTE	TIEMPO SIN SOPORTE
Andesitas sanas	(83)	II	BUENA	4m	6 meses
Andesitas Fracturadas	(63)	III	REGULAR	3m	1 semana
Andesitas muy Fracturadas	(35)	IV	MALA	1.5m	5 horas
Lahares	(29)	V	MUY-MALA	0.5m	10 minutos

4.4.1.- Dimensionamiento del soporte según el CSIR

	CLASE	Principalmente anclas ϕ 3/4"	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
Andesitas sanas	II	@1.5 a 2.0 m + malla ocasional	5 cm en clave	NO
Andesitas Fracturadas	III	@1.0 a 1.5 m + concr. lanz. 3cm	10cm en clave + 5cm en pared	Marcos Llg. @1.5 m
Andesitas muy Fracturadas	IV	@0.5 a 1.0m + 3 a 5cm en clave y pared	15cm en clave + 10 cm en pared con malla, + anclas @1.5 a 3.0m	Marcos Med. @0.7-1.5 m + 5 cm, concr. lanz.
Lahares	V	NO	20cm en clave + 15cm en pared con malla, + anclas y marcos lig.	Marcos pesados @0.7-1.5 m + 7.5cm, concr. lanz.

a) Transformación del soporte a Presión inducida sobre el revestimiento según el soporte del CSIR.

1.- Resistencia de los elementos mecánicos

Anclas ϕ 3/4";

Perforación ϕ 1 1/2" a ϕ 2";

Mortero $F'c = 180 \text{ Kg/km}^2$

Perimetro ancla = 6 cm; Resistencia al esfuerzo cortante

$$F_s = \frac{180}{12} = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

Longitud de anclaje = 1 metro; separación: 1.5 m X 1.5 m

Resistencia Ancla = 6 cm X 15 Kg/cm² X 100 cm = 9000 Kg.

Presión de anclaje = $\frac{9 \text{ ton}}{2.25} = 4 \text{ ton/m}^2$; a la falla

2.- Resistencia del concreto lanzado para $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos de compresión de trabajo $f_c = 0.25f'c = 50 \text{ Kg/cm}^2$;
de trabajo, con f.s. = 2

$f_c = 0.50f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$;
a la falla con F.S. = 1

Resistencia del concreto lanzado: $\sigma = \frac{p \cdot r}{t}$ (cilindro)

$$\therefore p = \frac{\sigma \cdot X t}{r}$$

* F.S- = factor de seguridad.

RESISTENCIA DEL CONCRETO LANZADO PARA $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

ESPESOR CONCRETO LANZADO (cm)	$f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ f.s. = 2	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ *
3	$p = \frac{500 \times 0.03}{1.90} = 8 \text{ ton/m}^2$	16 ton/m ²
5	$p = \frac{500 \times 0.05}{1.90} = 13 \text{ ton/m}^2$	26 ton/m ²
10	$p = \frac{500 \times 0.10}{1.85} = 27 \text{ ton/m}^2$	54 ton/m ²
15	$p = \frac{500 \times 0.15}{1.83} = 41 \text{ ton/m}^2$	82 ton/m ²
20	$p = \frac{500 \times 0.20}{1.80} = 56 \text{ ton/m}^2$	111 ton/m ² **

	Presión Inducida P_i (A base de anclas)	Presión inducida P_i (a base de concreto lanzado)
Andesitas sanas	4ton/m ²	13 ton/m ²
Andesitas fracturadas	4 + 8 = 13 ton/m ²	27 ton/m ²
Andesitas muy fracturadas	4 * 13 = 17 ton/m ²	41 ton/m ²
Lahares	NO APLICABLE	54 ton/m ²

* El esfuerzo de compresión a la falla en el concreto lanzado según ensayos del Dr. L.V. Rabcewicz⁽¹⁾ alcanza el 63 % del $f'c$. Esto significa que dimensionando a la falla para $f_c = 0.5f'c$ se tendría los valores de presión externa señalados con F.S. = 1

** Tomando en cuenta la resistencia del concreto lanzado bastará colocar un espesor de 10 cm para alcanzar una presión, inducida del soporte de 54 ton/m², la cual es del mismo orden de magnitud que las calculadas por Terzagui (36.6 ton/m²) y el NATM (31.4 ton/m²).

⁽¹⁾ Water Power. 1965.

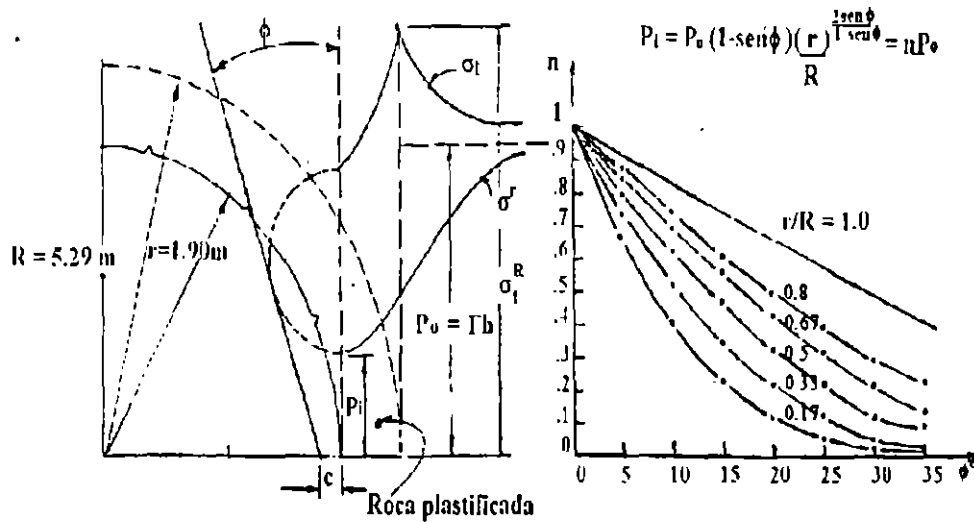
4.5.- Nuevo metodo Austriaco de Tuneles (NATM)

Tomando en cuenta los resultados de estabilidad elástica de la cavidad (túnel) señalados en el apartado 3, el túnel es inestable en la zona de Lahares sobre la cual existe alta probabilidad de que se presente el fenómeno de "plastificación" del subsuelo.

Este método del NATM conocido como teórico-práctico es uno de los procedimientos de dimensionamiento de soporte y construcción más adecuado para aplicarse en casos de plastificación del subsuelo por razones del requerimiento de mediciones de convergencia las cuales sirven para conocer la velocidad de deformación del túnel y en su caso la aplicación inmediata de mayor soporte hasta lograr la estabilización de las deformaciones.

El método esta basado en la teoría de la generación de un "arco de roca" con material plastificado al cual se le incrementa su resistencia por confinamiento lateral proveniente de anclas y concreto lanzado resultando así los esfuerzos radiales y tangenciales modificados por la cavidad como la resistencia del "arco de roca" es del mismo orden de magnitud que proporciona el soporte artificial de anclas y concreto lanzado y se adiciona a éstos para alcanzar la Presión interior mínima requerida, significa una optimización de estos elementos y por tanto un menor costo de soporte.

4.5.1 Determinación de la zona de plastificación



ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CIRCULAR, CON PRESION HIDROSTATICA

σ_r = esfuerzo radial;

σ_t = esfuerzo tangencial;

$P_i = \sigma_r'$ Resistencia de piel requerida o Presión inducida.

ϕ = ángulo de fricción;

c = cohesión;

r = radio túnel;

R = radio zona de protección

- a) Determinación del "arco de roca" plastificado, según Fenner-Kastner- talabre.

$$P_i = c \cot \phi + [c \cot \phi + P_o(1 - \text{sen} \phi)] \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}}$$

Según Talobre para $P_i = 0$: se tiene el $R_{\text{máximo}}$

DATOS: $P_o = h;$

$$= 1.8 \text{ ton/m}^3;$$

$$h = 70 \text{ m}$$

$$\therefore P_o = 1.8 \times 70 = 126 \text{ ton/m}^2$$

Angulo de Fricción de los lahares: $\phi = 15^\circ;$

$$r = 1.90 \text{ m}$$

$$\cot\phi = 3.7321;$$

$$(1 - \text{sen}\phi) = (1 - 0.2588) = 0.7412;$$

$$2\text{sen}\phi = 2 \times 0.2588 = 0.5176$$

$$\frac{2\text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = 0.6983;$$

$$1 - \text{sen}\phi$$

$$\text{Cohesión } C = 0.4R_c = 0.4 \times 6 = 2.4 \text{ Kg/cm}^2 = 24 \text{ ton/m}^2$$

$$24 \times 3.7321 = (24 \times 3.7321 + 126 \times 0.7412) \frac{(1.90)^{0.6983}}{R}$$

$$R$$

$$0.4896 = \frac{1.5655}{R^{0.6983}} ;$$

$$R = 3.1975^{1/0.6983}$$

$$\therefore R = \underline{5.29 \text{ m}}$$

$$\underline{r} = 0.36; \text{ zona plastificada} = 5.29 - 1.90 = 3.39 \text{ m.}$$

- b) Determinación de la "resistencia de piel" P_i , requerida para establecer el equilibrio de la cavidad, en función del ángulo de fricción interna ϕ y $P_o = H$.

$$P_i = P_o(1-\text{sen}\phi)\left(\frac{r}{R}\right)^{2\text{sen}\phi/1-\text{sen}\phi} = nP_o$$

$$\phi = 15^\circ; (1-\text{sen}\phi) = 0.7412;$$

$$\left(\frac{r}{R}\right)^{2\text{sen}\phi/1-\text{sen}\phi} = \frac{(1.90)^{0.6983}}{5.29} = 0.49$$

$$P_o = H = 1.8\text{ton/m}^3 \times 70\text{m} = 126\text{ton/m}^2; n = 0.3632$$

Sustituyendo: $P_i = 126 \times 0.7412 \times 0.49 = 0.3632 \times 126 = 46\text{ton/m}^2$

Utilizando la Gráfica de la Pag. 18 resultó $n = 0.36$

∴ Resistencia de Piel o Presión inducida $P_i = 46 \text{ ton/m}^2$

c) Redistribución elasto-plástica de esfuerzos

Materiales cohesivo-friccionantes ($c = 0, \phi = 0$)

Considerando que este tipo de materiales sigue el criterio de fluencia Mohr-Coulomb, según:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \text{sen}\phi + 2c\text{cos}\phi}{1 - \text{sen}\phi}; \text{ en donde } \phi = \text{ángulo de fricción interna}$$

y $c = \text{cohesión}$

Para $K = 1$ y $\mu = 0.5$; $\sigma_1 = \sigma_3$ con $\sigma_1 = P_o = h$

entonces se desarrollará una zona plástica cuando:

$$\sigma_1 \geq \frac{P_i + C\text{cos}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

Comprobación: $\sigma_1 = P_o = h = 1.8\text{ton/m}^3 \times 70\text{m} = 126\text{ton/m}^2;$

$$C = 24 \text{ ton/m}^2 \text{ y } P_i = 46\text{ton/m}^2;$$

$$126 > \frac{46 + 24\text{cos}15^\circ}{1 - \text{sen}15^\circ}; 126 > 93.3 \rightarrow \text{SE GENERARA UNA ZONA DE PLASTIFICACION}$$

d) Presión interior mínima $P_{i_{min}}$, para establecer el equilibrio de la cavidad

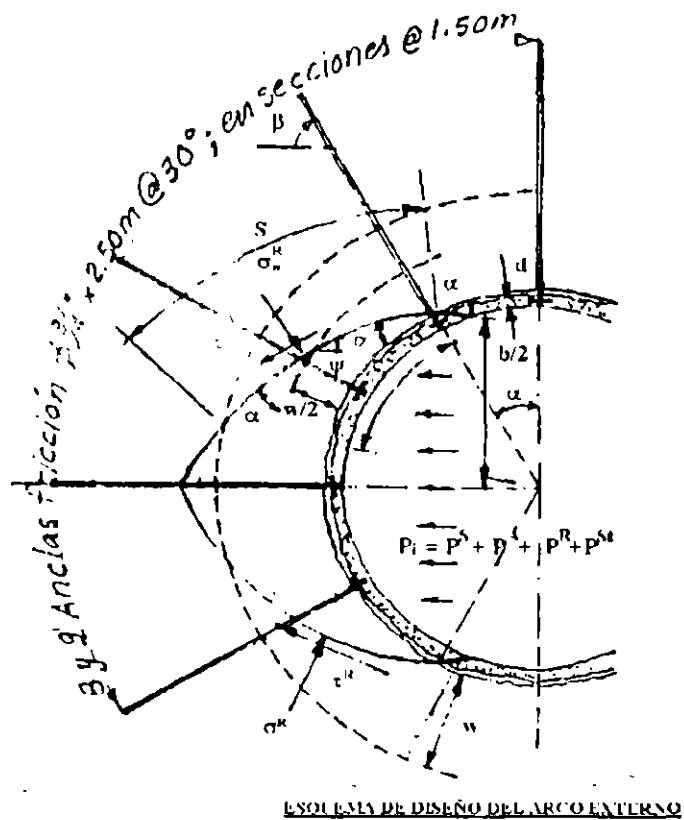
Despejando P_i se tiene: $P_i \leq \sigma_1(1 - \text{sen}\phi) - c \cos\phi$

Sustituyendo: $P_i < 126(0.7412) - 24 \cos 15^\circ = 70 \text{ton/m}^2$

$$P_{i_{min}} = 70 \text{ton/m}^2$$

Este valor de la "Presión interior mínima" P_{imin} , podemos compararlo contra la Presión inducida sobre el revestimiento o "Resistencia de pie", calculada en 4.5.1. b), habiendo resultado $P_i = 46 \text{ton/m}^2$; o sea que P_{imin} resultado 50% mayor que la Presión inducida P_i ; o sea: $P_{imin} = 1.5P_i$.

4.5.2 Dimensionamiento del soporte, según el NATM



DATOS

$$r = 197.5 \text{ cm}$$

$$W = 100 \text{ cm}$$

$$\alpha = 30^\circ \quad \text{ángulo cortante roca}$$

$$\beta = 30^\circ \quad \text{inclinación anclas}$$

$$= 15^\circ \quad \text{inclinación media planos de corte}$$

$$b/2 = 171 \text{ cm} \quad \frac{1}{2} \text{ altura zona de corte}$$

$$a = 150 \text{ cm}$$

$$s = 230 \text{ cm} \quad \text{long. plano cortante}$$

$$\sigma^s = \frac{f'c}{12}; \quad \text{resistencia al corte} \\ \text{concreto lanzado}$$

$$\sigma^R = 3.0; \quad \text{esfuerzo cortante a la falla de la roca}$$

$$\sigma^R = \quad ; \quad \text{esfuerzo normal en la falla}$$

$$P^S = \frac{d^s}{\text{sen}^s(b/2)}; \quad \text{Resistencia concreto lanzado}$$

$$P^A = \frac{asfs \times a \cos \phi}{e \times t(b/2)}; \quad \text{Resistencia anclas}$$

$$P^R = \frac{S \times \sigma^R \cos}{b/2} - \frac{S \times \sigma^n \times \text{sen}}{b/2} \quad \text{Resistencia arco de roca}$$

$$P^{St} = \frac{F^{St} + S^t}{\text{sen}^s(b/2)} \quad \text{Resistencia marcos metálicos}$$

$$P_i = P^S + P^A + P^R + P^{St} \quad \text{Resistencia total del soporte o} \\ \text{Presión inducida sobre el soporte}$$

4.5.2. a) Resistencia del concreto lanzado

$$P^S = \frac{d^s}{\text{sen}^s(b/2)}; \quad = \frac{f'c}{12} = \frac{200}{12} = 16.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 12.5 \text{ cm}; 5''$$

$$\text{sen} \alpha = \text{sen} 30^\circ = 0.5;$$

$$b/2 = 171 \text{ cm}$$

$$\therefore P_s = \frac{125 \times 16.7}{0.5 \times 171} = 2.44 \text{ Kg/cm}^2 = \underline{24.4 \text{ ton/m}^2}$$

Calculando con la formula del cilindro: $\sigma = \frac{p \times r}{t}$

$$\text{con } \sigma = 0.25 f'c = 0.25 \times 200 = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{resulta } p^s = \frac{\sigma t}{r} = \frac{50 \times 12.5}{192.5} = 3.25 \text{ kg/cm}^2 = 32.5 \text{ ton/m}^2$$

Resulta $\pm 30\%$ mayor

4.5.3.b) Resistencia de las anclas

Acero: Barras corrugadas $\phi 3/4"$ con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Mortero: $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

Barreno: $\phi 2"$; Perímetro = 16 cm;

Resistencia al Corte del suelo (Lahares) $s = 3 \text{ kg/cm}^2$

Para una longitud de 1.50 m de anclaje se tiene

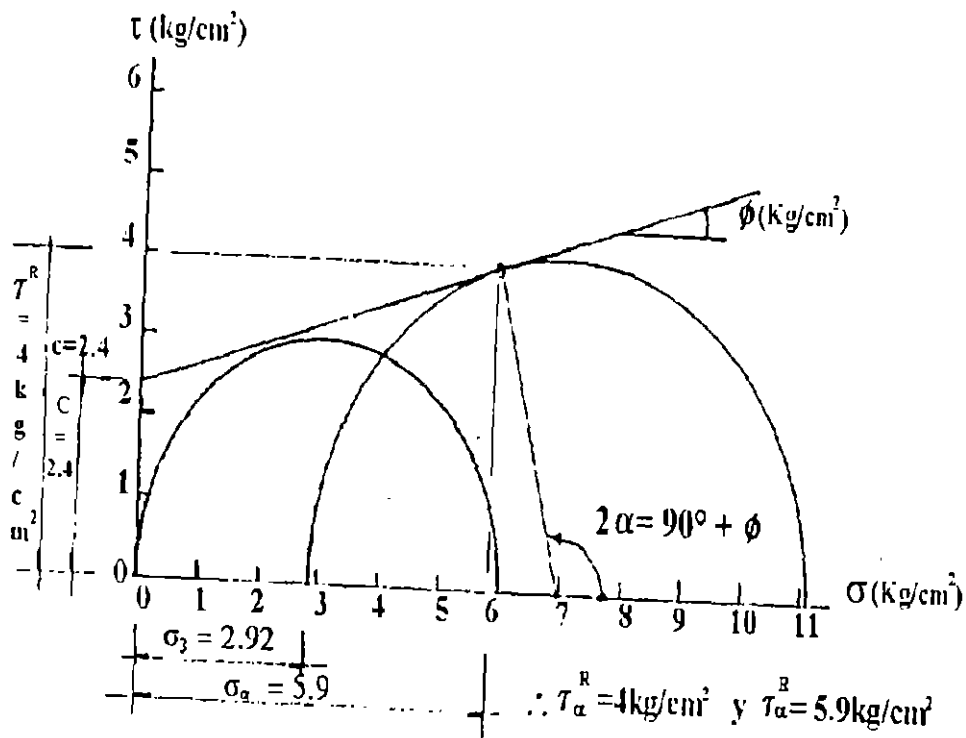
$$\text{Resistencia} = 16 \text{ cm} \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 150 \text{ cm} = 7200 \text{ kg}$$

$$\therefore \text{Resistencia que aportan las anclas } P^A = \frac{7 \text{ ton}}{1.5 \text{ m} \times 1 \text{ m}} = \underline{\underline{4.8 \text{ ton/m}^2}}$$

4.5.2.c) Resistencia del "arco de roca" (Lahares)

Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Criterio de falla de Mohr - Coulomb



La presión lateral de confinamiento es igual a la resistencia que aportan las anclas más el concreto lanzado, como sigue:

$$\sigma_3 = PA + PS = 4.8 + 24.4 = 29.2 \text{ ton/m}^2 = 2.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Con este $\sigma_3 = 2.92 \text{ Kg/cm}^2$, se obtuvieran σ^R y σ^a arriba señalados

Con los valores de resistencia de la roca en la zona plastificada se determina la resistencia del "arco de roca", P^R , como sigue:

$$P^R = \frac{S_{\sigma}^R \cos \frac{\alpha}{2} - S_{\sigma}^a \sin \frac{\alpha}{2}}{b/2} = \frac{2.3 \times 40 \times 0.9659 - 2.3 \times 59 \times 0.2588}{1.71} = 31.4 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad total del arco de roca + soporte es:

$$P_i = 29.2 + 31.4 = 60.6 \text{ ton/m}^2$$

Este valor de $P_i = 60.6 \text{ ton/m}^2$, parece razonable a utilizar, tomando en cuenta que el espesor del arco de roca calculado fue de solo 1 metro de espesor, pero bien podría suponerse un arco más grueso, digamos de 1.50 m, con lo cual se alcanzaría el $P_{i_{\min}} = 70 \text{ ton/m}^2$ de 4.5.1.d.

4.6.- Resumen de los valores de la presión inducida Pi

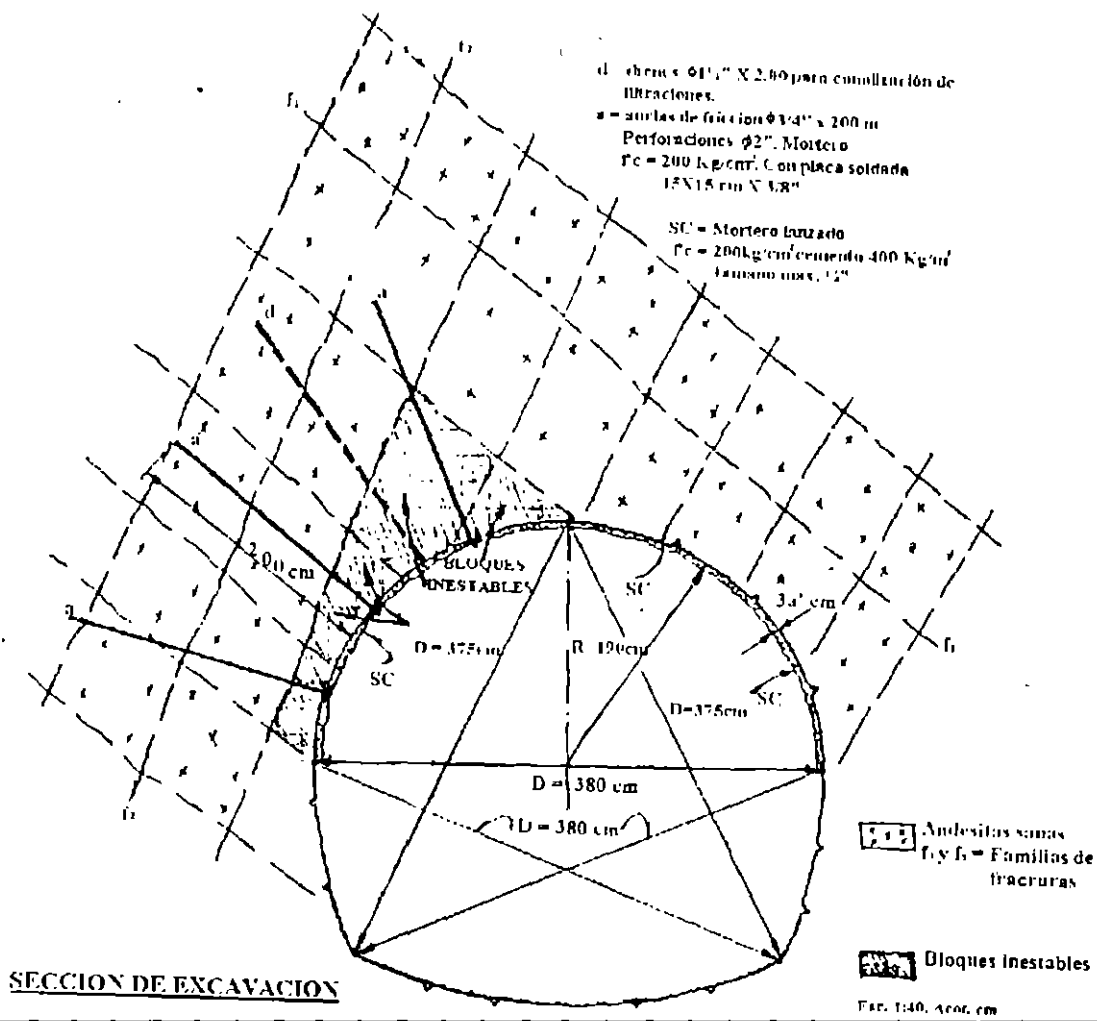
TIPO DE ROCA	TERRAGUI	PROTODIA KONOV	DEERE- CORDING	CSIR	NATM
	Presión inducida, Pi (ton/m ²)				
Andesitas sanas	0	1.0	1.0*	4*	----
Andesitas Fracturadas	2.2	2.3	4.2**	13*	----
Andesitas muy fracturadas	8.6	9.1	4.8**	17*	----
Lahares	36.6	29.1	7.6**	54	29.2**

* Valores de la presión inducida Pi, que se utilizarán para dimensionar el soporte primario de construcción.

** Valores de la Presión inducida Pi, que se utilizarán para dimensionar el revestimiento definitivo.

4.7 Soporte primario de construcción

TIPO DE ROCA	LONG.	
I.- Andesitas sanas	= 275 m	<p>a) Soporte selectivo.- Solo en la conjugación de fracturas y /o zonas de rocas alteradas andesíticas o diques intrusivos.</p> <p>b) 3 a 5 cm de mortero lanzado sin malla. (alternativa)</p> <p>c) Anclas de fricción $\dot{Y}3/4"$ X 2.00 m, con malla.</p> <p>Las perforaciones serán $\dot{Y}2"$, con mortero $f'c = 200$ kg/cm², tendrán dirección especial para sujetar bloques inestables. Las anclas llevarán una placa soldada de 15 X 15 cm X $3/8"$. La malla será electrosoldada 6-6-10-10.</p> <p>d) Drenes $\dot{Y}1\frac{1}{2}"$ X 2.00 m, donde se requiera.</p>
II.- Andesitas fracturadas	= 350 m	<p>a) Soporte selectivo. Igual a I.</p> <p>b) Cualquiera de las alternativas señaladas para la Roca I.b) o c), o bien una combinación de las dos, quedando la colocación de la malla a juicio del Ing. Residente.</p> <p>c) Drenes $\dot{Y}1\frac{1}{2}"$ X 2.00 m donde se requiera.</p>
III.- Andesitas muy fracturadas = 325 m	= 325 m	<p>a) Soporte sistemático pegado al frente a distancia entre 2.4 a 3 m del mismo.</p> <p>b) 5 a 7.5 cm de mortero lanzado, reforzado con malla 6-6-10-10, más anclas de fricción $\dot{Y}3/4"$ x 2.00 m, radiales @30°, en secciones @1.50 m, alternadas con 4 y 5 anclas iguales a Roca I. c).</p> <p>c) Drenes $\dot{Y}1\frac{1}{2}"$ X 2.00 m donde se requiera.</p>
IV.- Lahares	= 300 m	<p>a) Soporte sistemático pegado al frente, a una distancia entre 2 m a 3 m del mismo, como parte del procedimiento de excavación</p> <p>b) 10 cm de mortero Lanzado en bóveda y paredes reforzado con, malla 6-6-10-10 y de 7.5 cm de espesor en la cubeta, también reforzado con la malla. Más anclas de fricción $\dot{Y}3/4"$ X 2.00 m, iguales a Roca I. c), sólo que con dirección radial, en secciones transversales @1.5 m, alternadas con 8 y 9 anclas.</p> <p>c) Drenes $\dot{Y}1\frac{1}{2}"$ X 2.00 m, donde se requiera.</p>

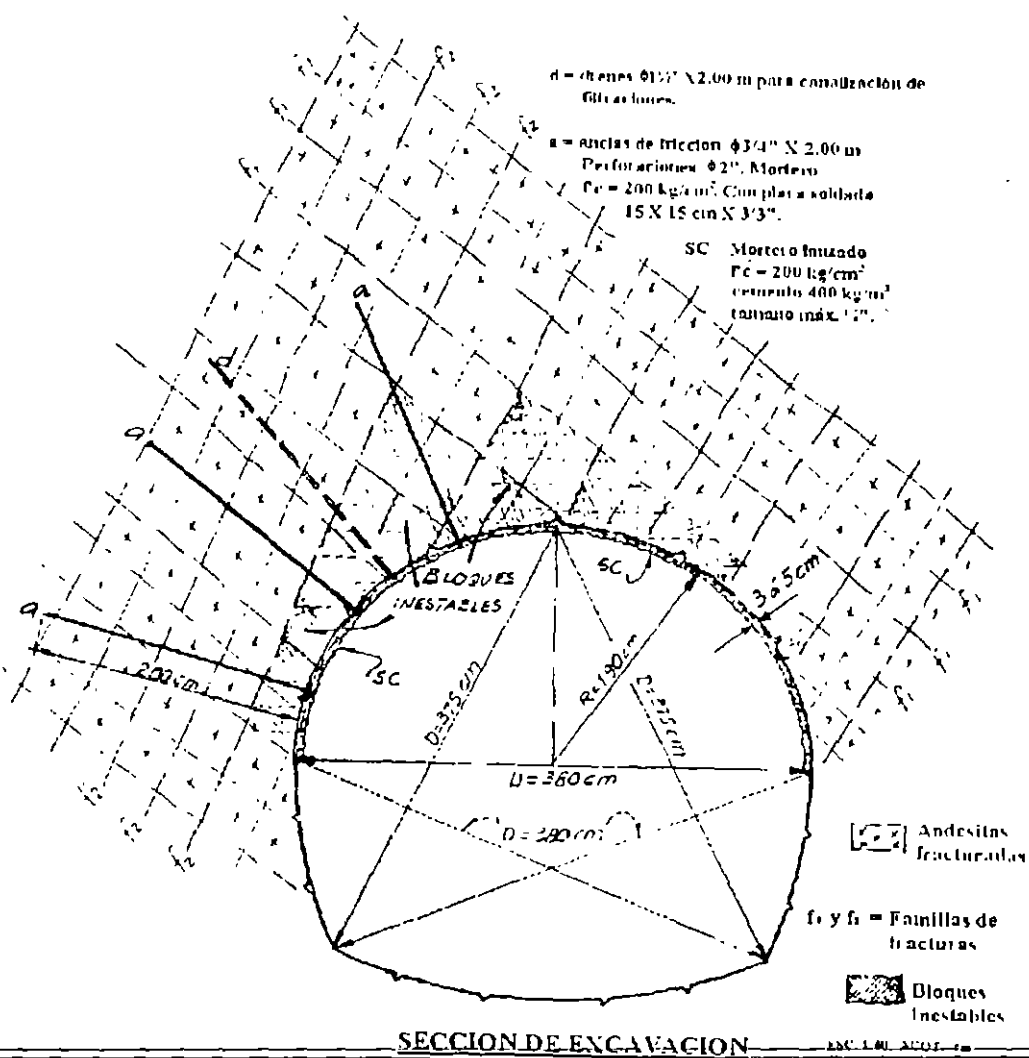


Rocal.- Andesitas sanas; L = 725 m

- a) Soporte selectivo.- Solo en la conjugación de fracturas y/o zonas de roca alterada andesítica o diques intrusivos alterados.
- b) 3 a 5 cm de mortero lanzado sin malla.

-Alternativa-

- c) **Anclas de fricción $\phi 3/4"$ X 2.50 m, con malla electrosoldada 6-6 10-10. Perforaciones $\phi 2"$, Mortero $f'c = 200\text{kg/cm}^2$. Dirección preferencial para sujetar bloques inestables.**



Roca II.- Andesitas fracturadas: L = 350 m.

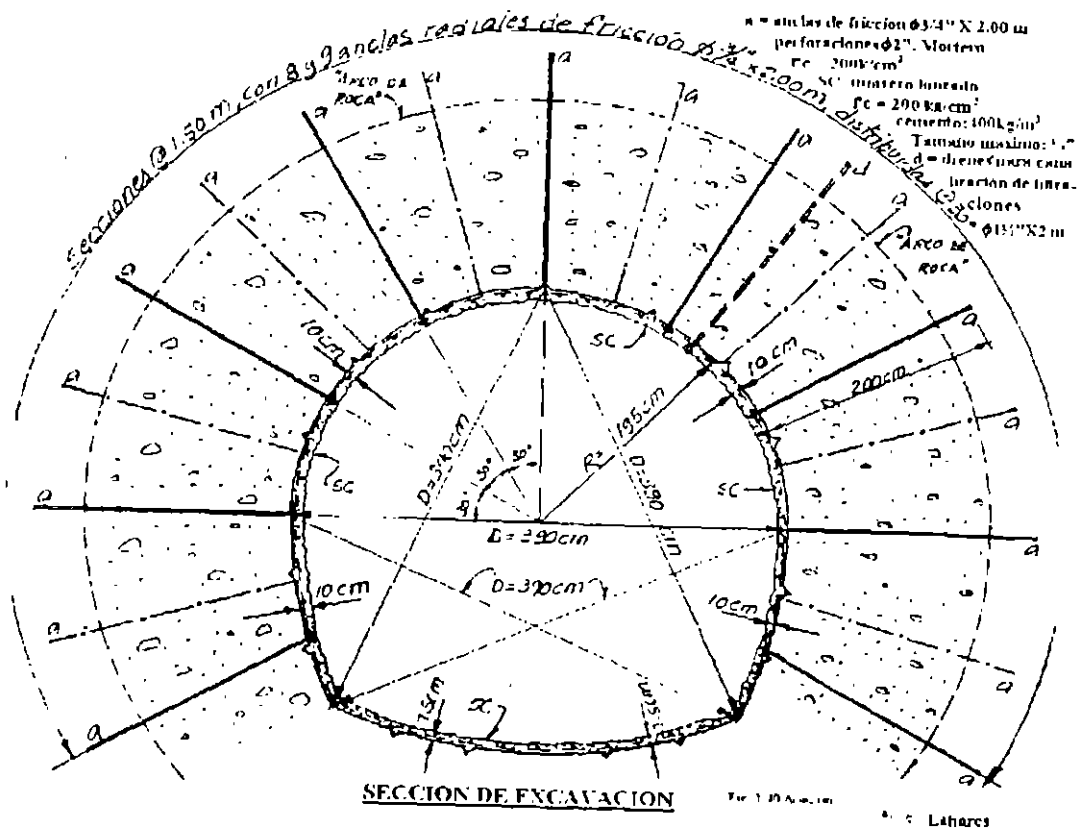
- a) Soporte selectivo, Solo en conjugación de fracturas y/o zonas de rocas alteradas andesíticas o diques intrusivos alterados.

b) 3 a 5 cm de mortero lanzado sin malla.

-Alternativa-

- c) Anclas de fricción $\phi 3/4$ X 2.00 m, con malla electrosoldada 6-6-10-10 Perforaciones $\phi 2$ ". Mortero $f'c = 200$ kg/cm², Dirección preferencial para sujetar bloques inestables.
- d) Una combinación de b) + c), dejando la colocación de la malla a Juicio de Residencia.
- e) Drenes $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 2.00 m, donde se requiera.

- b) 5 a 7.5 cm de mortero lanzado reforzado con malla electrosoldada 6-6-10-10, más anclas de fricción $\phi 3/4"$ X 2.00 m, radiales @ 30°, en secciones @1.50 m alternadas, con 4 y 5 anclas.
- c) Drenes de canalización de filtraciones $\phi 1\frac{1}{2}"$ X 2.00 m, en donde se requiera.



IV.- Lahares; L = 300 m.

- a) Soporte sistemático pegado al frente, a distancia entre 2 a 3 m del mismo, como parte del procedimiento de excavación.

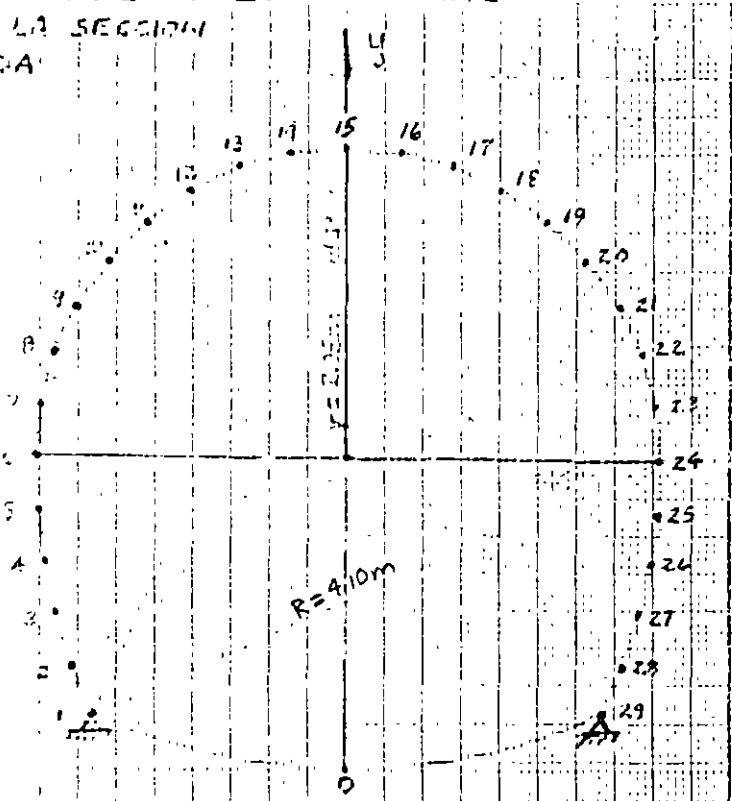
- b) 10 cm de mortero lanzado reforzado con malla electrosoldada 6-6-10-10 en bóveda y paredes y de 7.5 cm de espesor en la cubeta también reforzado con la malla. Más anclas de fricción $\phi 3/4"$ X 2.00 m, radiales @30°, en secciones transversales @1.50 m, alternadas con 8 y 9 anclas.
- c) Drenes de canalización de filtraciones $\phi 1\frac{1}{2}"$ X 2.00 m en donde se requiera.

ANALISIS ESTRUCTURAL

GEOMETRIA DE LA SECCION REVESTIDA

Nodo	X (m)	Y (m)
1	-1.68	0.35
2	-1.81	0.68
3	-1.92	1.02
4	-1.99	1.37
5	-2.04	1.73
6	-2.05	2.05
7	-2.02	2.41
8	-1.93	2.75
9	-1.77	3.08
10	-1.57	3.37
11	-1.32	3.62
12	-1.03	3.83
13	-0.70	3.98
14	-0.36	4.07
15	0	4.10

Nodo	X (m)	Y (m)
16	0.36	4.07
17	0.70	3.98
18	1.03	3.83
19	1.32	3.62
20	1.57	3.37
21	1.77	3.08
22	1.93	2.75
23	2.02	2.41
24	2.05	2.05
25	2.04	1.73
26	1.99	1.37
27	1.92	1.02
28	1.81	0.68
29	1.68	0.35



CARACTERISTICAS DEL REVESTIMIENTO

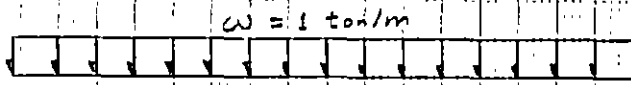
$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$; $e = 30 \text{ cm}$; $E = 160,000 \text{ kg/cm}^2$
 $\nu = 0.2$; $A = 3000 \text{ cm}^2$; $I = 225,000 \text{ cm}^4$; $FF = 1.4$

CARACTERISTICAS DEL TERRENO

$E = 3,000 \text{ a } 10,000 \text{ kg/cm}^2$
 $K = 10 \text{ a } 36 \text{ kg/cm}^3$ (módulo de reacción)

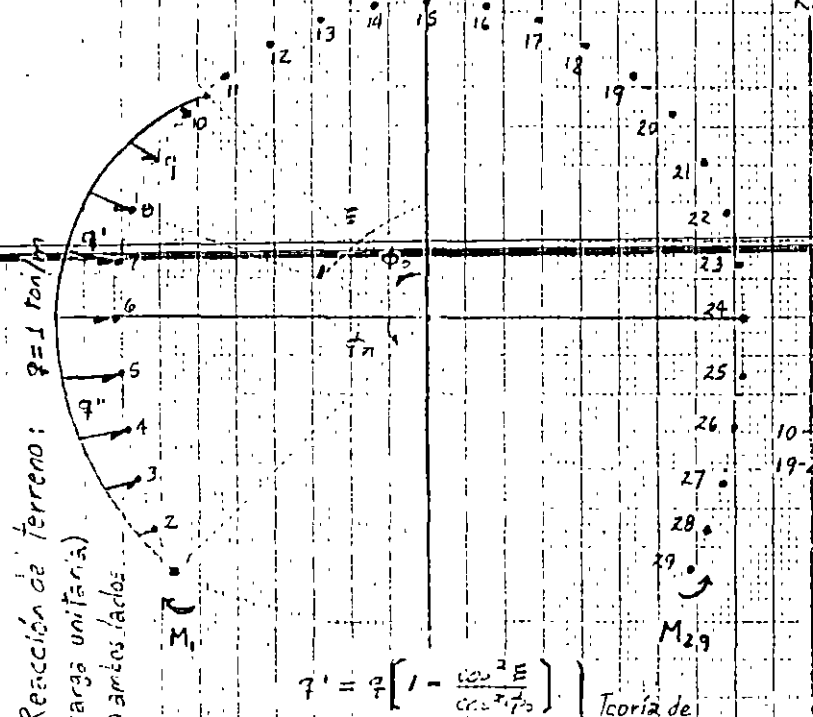
CARGAS SOBRE EL TUNEL:

CARGA VERTICAL UNIFORME



Carga de roca (uniforme) REACCIONES DEL TERRENO

Nudo	Fy (ton)
7	-0.07
8	-0.12
9	-0.18
10	-0.23
11	-0.27
12	-0.31
13	-0.34
14	-0.35
15	-0.36
16	-0.35
17	-0.34
18	-0.31
19	-0.27
20	-0.23
21	-0.18
22	-0.12
23	-0.07



Barra	Carga (ton/m)
1-2	-0.0868
2-3	-0.3368
3-4	-0.633
4-5	-0.8529
5-6	-0.9697
6-7	-0.9697
7-8	-0.8529
8-9	-0.633
9-10	-0.3368
10-11	-0.0868
20-21	-0.3368
21-22	-0.633
22-23	-0.8529
23-24	-0.9697
24-25	-0.9697
25-26	-0.8529
26-27	-0.633
27-28	-0.3368
28-29	-0.0868

$$F' = q \left[1 - \frac{\cos^2 \phi_n E}{c \cdot \cos^2 \phi_n} \right]$$

$$q'' = q \left[1 - \frac{\sin^2 \phi_n E}{\cos^2 \phi_n} \right]$$

Teoría de Zorabov y Bougzyeva

$\Sigma = -7.10$
 $M_1 = -M_{29} =$

Ing. Leonards Carola E.

DETERMINACION DE LA PRESION DEL TERRENO (REACCION) SOBRE
EL REVESTIMIENTO
(Método de Zurabov y Bougayeva)

Desplazamiento horizontal máximo, por la carga vertical ($w = 1 \text{ t/m}$) $\times 100$

$$\delta h_0 = 0.0340 \quad \text{(nudo 6. Pág 7 de la corrida)}$$

Desplazamiento horizontal máximo, por la reacción del terreno ($q = 1 \text{ t/m}$) $\times 100$:

$$\delta h_1 = 0.0302 \quad \text{(nudo 6. Pág 11 de la corrida)}$$

Presión del terreno (q_f):

$$q_f = \frac{\delta h_0}{1/k + \delta h_1}$$

K : módulo de reacción del terreno

$$\text{Para } K = 10 \text{ kg/cm}^3 \quad (E = 3,000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$q_f = \frac{0.00034}{\frac{1}{10000} + 0.000302} = 0.85$$

$$\underline{\underline{q_f = 0.85 \text{ t/m}}}$$

$$\text{Para } K = 36 \text{ kg/cm}^3 \quad (E = 10,000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$q_f = \frac{0.00034}{\frac{1}{36000} + 0.000302} = 1.03$$

$$\underline{\underline{q_f = 1.03 \text{ t/m}}}$$

PRESIONES DE REACCION FINAL DEL TERRENO.

Para una carga vertical de $w = 10 \text{ t/m}$

Barra.	CARGA (EN T/M)	
	$K = 10 \text{ Kg/cm}^3$	$K = 36 \text{ Kg/cm}^3$
1	- 0.74	- 0.89
2	- 2.86	- 3.47
3	- 5.38	- 6.52
4	- 7.25	- 8.78
5	- 8.24	- 10.0
6	- 8.24	- 10.0
7	- 7.25	- 8.78
8	- 5.38	- 6.52
9	- 2.86	- 3.47
10	- 0.74	- 0.89
19	- 0.74	- 0.81
20	- 2.86	- 3.47
21	- 5.38	- 6.52
22	- 7.25	- 8.78
23	- 8.24	- 10.0
24	- 8.24	- 10.0
25	- 7.25	- 8.78
26	- 5.38	- 6.52
27	- 2.86	- 3.47
28	- 0.74	- 0.89

CASO 1:

PARA $K = 10 \text{ Kg/cm}^3$

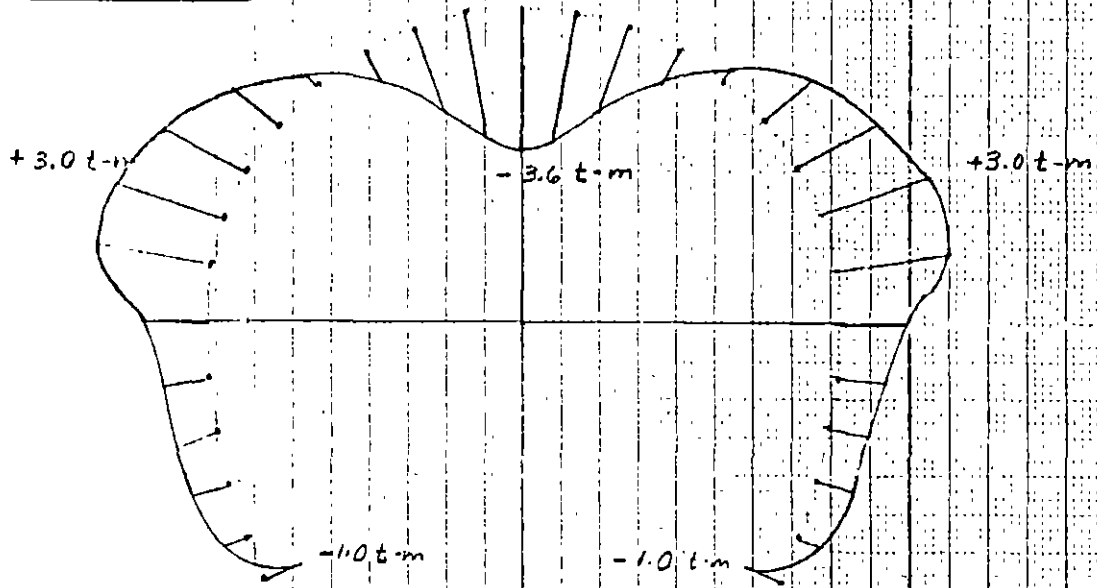
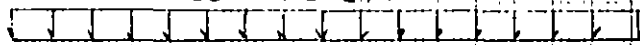


DIAGRAMA DE MOMENTOS
(en toneladas-metro)

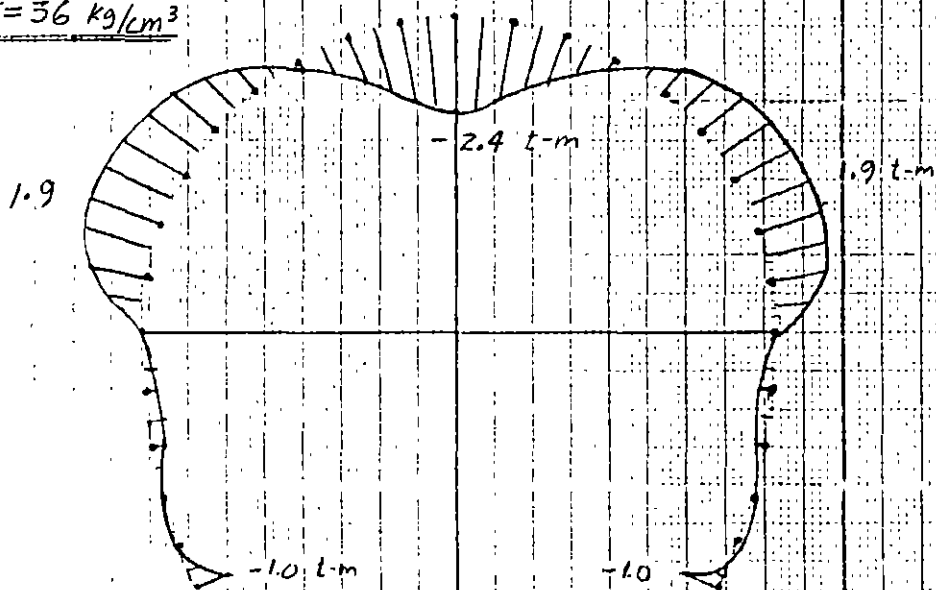
(Pag. 17 y 18 de la corrida)

CASO 2:

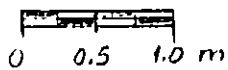
$w = 10 \text{ t/m}$



PARA $K = 36 \text{ kg/cm}^3$



Escala de distancias



Escala de momentos

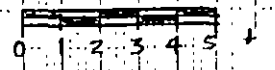


DIAGRAMA DE MOMENTOS
(en t-m)

(Pag. 22 y 23 de la corrida)

DISEÑO DEL REFUERZO DEL TUNEL

a) ACERO TRANSVERSAL (PERIMETRAL)

- Solicitaciones en la clave: (Para una carga de $w = 10 \text{ ton/m}$)

$$M_{15} = 3.6 \text{ ton-m} \quad (\text{momento flexionante})$$

$$N_{15} = 10 \text{ ton} \quad (\text{fuerza normal})$$

- Resistencia de diseño

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (\text{del ACI})$$

U: resistencia de diseño

D: carga muerta

L: carga viva = 0

$$M_R = M_{15}(1.4) = 5 \text{ ton-m}$$

$$N_R = N_{15}(1.4) = 14 \text{ ton}$$

- Cantidad de acero requerida:

Del diagrama de interacción para elementos sujetos a flexocompresión

(Instituto de Ingeniería, UNAM), tenemos:

$$\alpha = \frac{N_R}{B t \beta_3 f'_c} = \frac{14000}{100 \times 30 \times 0.85 \times 250} = 0.022$$

$$\beta = \frac{M_R}{B t^2 \beta_3 f'_c} = \frac{500.000}{100 \times (30)^2 \times 0.85 \times 250} = 0.026$$

$$d/t = 25/30 = 0.83 \approx 0.85$$

De la gráfica correspondiente: $\omega < 0.1$ (≈ 0.05)

Cantidad de acero:

$$\rho = \frac{\omega \beta_3 f'_c}{f_y} = \frac{0.05 \times 0.85 \times 250}{4200} = 0.0025$$

Límite inferior de refuerzo para miembros sujetos a flexocompresión (ACI):

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.003 > \rho$$

$$\therefore \rho = \rho_{min}$$

Área de acero por metro lineal de túnel:

$$A_s = \rho B t = 0.003 \times 100 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

Varillas de 5/8" : $a_s = 1.99 \text{ cm}^2$

Considerando var #5 @ 25cm

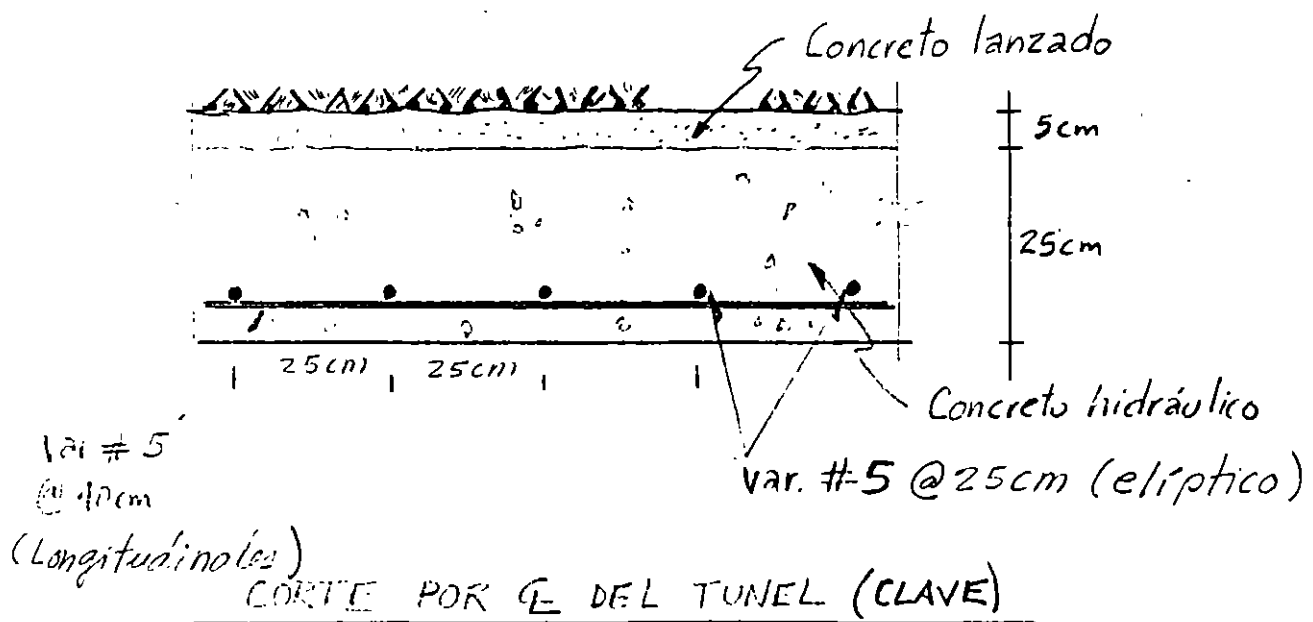
$$A_s = 4 \times 1.99 = 8 \text{ cm}^2$$

← Por esfuerzos

Considerando var #5 @ 20cm

$$A_s = 5 \times 1.99 = 10 \text{ cm}^2$$

D.K. Acero mínimo



DE LA DONA JULIA. CARGA VERTICAL UNITARIA (W=1 T/M)x100

NUMERO DE NODOS = 29

NUMERO DE MATERIALES = 1

NUMERO DE ELEMENTOS = 28

NUMERO DE TIPOS DE CONECTIVIDADES = 0

NODO	CORD X	CORD Y	RESTRICCIONES		
1	-1.68	.35	1	1	0
2	-1.81	.68	0	0	0
3	-1.92	1.02	0	0	0
4	-1.99	1.37	0	0	0
5	-2.04	1.73	0	0	0
6	-2.05	2.05	0	0	0
7	-2.02	2.41	0	0	0
8	-1.95	2.75	0	0	0
9	-1.77	3.08	0	0	0
10	-1.57	3.37	0	0	0
11	-1.32	3.62	0	0	0
12	-1.03	3.83	0	0	0
13	-.70	3.98	0	0	0
14	-.36	4.07	0	0	0
15	.00	4.10	0	0	0
16	.36	4.07	0	0	0
17	.70	3.98	0	0	0
18	1.03	3.83	0	0	0
19	1.32	3.62	0	0	0
20	1.57	3.37	0	0	0
21	1.77	3.08	0	0	0
22	1.95	2.75	0	0	0
23	2.02	2.41	0	0	0
24	2.05	2.05	0	0	0
25	2.04	1.73	0	0	0
26	1.99	1.37	0	0	0
27	1.92	1.02	0	0	0
28	1.81	.68	0	0	0
29	1.68	.35	1	1	0

ELEMENTO CARGA DISTRIBDA LONG IZQ. S/CARGA LONG. DER. S/CARGA

N. DE MATERIAL	MOD. DE E	AREA	I	MOD. P	F. DE FORMA
1	1600000.00	.30	.00225	.20	1.4
	LONG. IZQ. RIGIDA =	.00	LONG. DER. RIGIDA =	.00	

TIPO DE CONECTIVIDAD INDICADORES

ELEMENTO	MATERIAL	NODO ORIGEN	NODO DESTINO	TIPO DE CONECTIVIDAD
1	1	1	2	0
2	1	2	3	0
3	1	3	4	0
4	1	4	5	0
5	1	5	6	0
6	1	6	7	0
7	1	7	8	0
8	1	8	9	0
9	1	9	10	0
10	1	10	11	0
11	1	11	12	0
12	1	12	13	0
13	1	13	14	0
14	1	14	15	0
15	1	15	16	0
16	1	16	17	0
17	1	17	18	0
18	1	18	19	0
19	1	19	20	0
20	1	20	21	0
21	1	21	22	0
22	1	22	23	0
23	1	23	24	0
24	1	24	25	0
25	1	25	26	0
26	1	26	27	0
27	1	27	28	0
28	1	28	29	0

NODO R I G I D E C E S D E L O S R E S O R T E S

NODO CARGADO	CARGA EN X	CARGA EN Y	MOMENTO
7	.00	-7.00	10.00
8	.00	-12.00	.00
9	.00	-18.00	.00
10	.00	-23.00	.00
11	.00	-27.00	.00
12	.00	-31.00	.00
13	.00	-34.00	.00
14	.00	-35.00	.00
15	.00	-36.00	.00

16	.00	-35.00	.00
17	.00	-34.00	.00
18	.00	-31.00	.00
19	.00	-27.00	.00
20	.00	-23.00	.00
21	.00	-18.00	.00
22	.00	-12.00	.00
23	.00	-7.00	-10.00

NUDO	DESP. EN X	DESP. EN Y	GIRO
1	.0000	.0000	.0300
2	-.0099	-.0040	.0286
3	-.0191	-.0072	.0244
4	-.0267	-.0088	.0182
5	-.0319	-.0097	.0103
6	-.0340	-.0099	.0025
7	-.0333	-.0101	-.0062
8	-.0296	-.0113	-.0149
9	-.0234	-.0144	-.0217
10	-.0164	-.0194	-.0254
11	-.0098	-.0261	-.0259
12	-.0045	-.0335	-.0231
13	-.0014	-.0404	-.0172
14	-.0001	-.0451	-.0093
15	.0000	-.0468	.0000
16	.0001	-.0451	.0093
17	.0014	-.0404	.0172
18	.0045	-.0335	.0231
19	.0097	-.0261	.0259
20	.0163	-.0194	.0254
21	.0234	-.0144	.0217
22	.0296	-.0113	.0149
23	.0333	-.0101	.0062
24	.0340	-.0099	-.0025
25	.0319	-.0097	-.0103
26	.0267	-.0088	-.0182
27	.0191	-.0072	-.0244
28	.0099	-.0040	-.0286
29	.0000	.0000	-.0300

DEGRADO	N.O	N.D	NOR. O	V.O	M.O	N. D	V. D	M.D
75.00	1	2	.18785E+03	-.82432E+02	.35908E-04	-.18785E+03	.82432E+02	-.2923
1.00	2	3	.19263E+03	-.70563E+02	.29237E+02	-.19263E+03	.70563E+02	-.5445
5	3	4	.19948E+03	-.47894E+02	.54453E+02	-.19948E+03	.47894E+02	-.7154

5	6	.20465E+03	-.14240E+02	.84621E+02	-.20465E+03	.14240E+02	-.8918
6	7	.20494E+03	.92104E+01	.89180E+02	-.20494E+03	-.92104E+01	-.8585
7	8	.19341E+03	.43087E+02	.95853E+02	-.19341E+03	-.43087E+02	-.8069
8	9	.17078E+03	.74089E+02	.80699E+02	-.17078E+03	-.74089E+02	-.5552
9	10	.14275E+03	.88924E+02	.53527E+02	-.14275E+03	-.88924E+02	-.2220
10	11	.10808E+03	.96986E+02	.22201E+02	-.10808E+03	-.96986E+02	.1208
11	12	.75561E+02	.90974E+02	-.12089E+02	-.75561E+02	-.90974E+02	.4466
12	13	.43144E+02	.75962E+02	-.44662E+02	-.43144E+02	-.75962E+02	.7219
13	14	.21144E+02	.49233E+02	-.72196E+02	-.21144E+02	-.49233E+02	.8951
14	15	.93095E+01	.17287E+02	-.89512E+02	-.93095E+01	-.17287E+02	.9575
15	16	.93088E+01	-.17284E+02	-.95757E+02	-.93088E+01	.17284E+02	.8951
16	17	.21142E+02	-.49230E+02	-.89513E+02	-.21142E+02	.49230E+02	.7219
17	18	.43140E+02	-.75958E+02	-.72198E+02	-.43140E+02	.75958E+02	.4466
18	19	.75559E+02	-.90973E+02	-.44664E+02	-.75559E+02	.90973E+02	.1209
19	20	.10808E+03	-.96984E+02	-.12091E+02	-.10808E+03	.96984E+02	-.2219
20	21	.14276E+03	-.88924E+02	.22198E+02	-.14276E+03	.88924E+02	-.5
21	22	.17079E+03	-.74089E+02	.53524E+02	-.17079E+03	.74089E+02	-.8069
22	23	.19341E+03	-.43086E+02	.80695E+02	-.19341E+03	.43086E+02	-.9584
23	24	.20494E+03	-.92097E+01	.85849E+02	-.20494E+03	.92097E+01	-.8917
24	25	.20465E+03	.14241E+02	.89176E+02	-.20465E+03	-.14241E+02	-.8461
25	26	.20197E+03	.35967E+02	.84617E+02	-.20197E+03	-.35967E+02	-.7154
26	27	.19947E+03	.47890E+02	.71545E+02	-.19947E+03	-.47890E+02	-.5445
27	28	.19263E+03	.70561E+02	.54451E+02	-.19263E+03	-.70561E+02	-.2923
28	29	.18785E+03	.82429E+02	.29236E+02	-.18785E+03	-.82429E+02	.1224

HUBO

CARGA EN RX

CARGA EN RY

CARGA EN RZ

MODEL DONA JULIA. REACCION DEL TERRENO (0=1 T/M)x100

NUMERO DE NODOS = 29
 NUMERO DE MATERIALES = 1
 NUMERO DE ELEMENTOS = 28
 NUMERO DE TIPOS DE CONECTIVIDADES = 0

NUDO	CORD X	CORD Y	RESTRICCIONES		
1	-1.68	.35	1	1	0
2	-1.81	.68	0	0	0
3	-1.92	1.02	0	0	0
4	-1.99	1.37	0	0	0
5	-2.04	1.73	0	0	0
6	-2.05	2.05	0	0	0
7	-2.02	2.41	0	0	0
8	-1.93	2.75	0	0	0
9	-1.77	3.08	0	0	0
10	-1.57	3.37	0	0	0
11	-1.32	3.62	0	0	0
12	-1.03	3.83	0	0	0
13	-.70	3.98	0	0	0
14	-.36	4.07	0	0	0
15	.00	4.10	0	0	0
16	.36	4.07	0	0	0
17	.70	3.98	0	U	0
18	1.03	3.83	0	0	0
19	1.32	3.62	0	0	0
20	1.57	3.37	0	0	0
21	1.77	3.08	0	U	0
22	1.93	2.75	0	U	0
23	2.02	2.41	0	0	0
24	2.05	2.05	0	0	0
25	2.04	1.73	0	0	0
26	1.99	1.37	0	0	0
27	1.92	1.02	0	0	0
28	1.81	.68	0	0	0
29	1.68	.35	1	1	0

ELEMENTO	CARGA DISTRIBDA	LONG IZQ. S/CARGA	LONG. DER. S/CARGA
1	-8.680	.000	.000
2	-33.680	.000	.000
3	-63.300	.000	.000
4	-85.290	.000	.000
5	-96.990	.000	.000
6	-96.990	.000	.000
7	-85.290	.000	.000
8	-63.300	.000	.000
9	-33.680	.000	.000
10	-8.680	.000	.000
19	-8.680	.000	.000
20	-33.680	.000	.000
21	-63.300	.000	.000
22	-85.290	.000	.000
23	-96.990	.000	.000

9	.00	.00	.00
10	.00	.00	.00
11	.00	.00	.00
12	.00	.00	.00
13	.00	.00	.00
14	.00	.00	.00
15	.00	.00	.00
16	.00	.00	.00
17	.00	.00	.00
18	.00	.00	.00
19	.00	.00	.00
20	.00	.00	.00
21	.00	.00	.00
22	.00	.00	.00
23	.00	.00	10.00

NUDO	DESP. EN X	DESP. EN Y	GIRO
1	.0000	.0000	-.0271
2	.0090	.0035	-.0258
3	.0174	.0062	-.0220
4	.0242	.0075	-.0160
5	.0287	.0081	-.0083
6	.0302	.0082	-.0010
7	.0290	.0082	.0068
8	.0253	.0092	.0140
9	.0196	.0119	.0192
10	.0134	.0161	.0214
11	.0079	.0215	.0209
12	.0056	.0273	.0180
13	.0012	.0326	.0130
14	.0002	.0360	.0069
15	.0000	.0373	.0000
16	-.0002	.0360	-.0069
17	-.0012	.0326	-.0130
18	.0056	.0273	-.0180

21	-.0196	.0119	-.0214
22	-.0253	.0092	-.0140
23	-.0290	.0082	-.0068
24	-.0502	.0082	.0010
25	-.0237	.0081	.0033
26	-.0242	.0075	.0160
27	-.0174	.0062	.0220
28	-.0090	.0035	.0258
29	.0090	.0000	.0271

ITEM NO	N.O	N.D	NOR. O	V.O	M.O	N. D	V. D	M.O
1	1	2	.45630E+02	.74558E+02	-.18880E-04	-.45630E+02	-.71479E+02	.2589
2	2	3	.41085E+02	.74185E+02	-.25899E+02	-.41085E+02	-.62149E+02	.5025
3	3	4	.33647E+02	.66470E+02	-.50258E+02	-.33647E+02	-.43876E+02	.6995
4	4	5	.30983E+02	.45795E+02	-.69951E+02	-.30983E+02	-.14796E+02	.8096
5	5	6	.29231E+02	.18012E+02	-.80962E+02	-.29231E+02	.13040E+02	.8175
6	6	7	.30528E+02	-.96184E+01	-.81758E+02	-.30528E+02	.44656E+02	.7195
7	7	8	.37856E+02	-.38634E+02	-.81955E+02	-.37856E+02	.68632E+02	.6309
8	8	9	.50298E+02	-.60111E+02	-.63092E+02	-.50298E+02	.83326E+02	.3679
9	9	10	.62355E+02	-.74732E+02	-.36789E+02	-.62355E+02	.86597E+02	.8373
10	10	11	.76975E+02	-.73908E+02	-.83734E+01	-.76975E+02	.76977E+02	.0
11	11	12	.88170E+02	-.63847E+02	.18300E+02	-.88170E+02	.63847E+02	-.4116
12	12	13	.99102E+02	-.45049E+02	.41160E+02	-.99102E+02	.45049E+02	-.5749
13	13	14	.10524E+03	-.27860E+02	.57490E+02	-.10524E+03	.27860E+02	-.6728
14	14	15	.10848E+03	-.90413E+01	.67289E+02	-.10848E+03	.90413E+01	-.7055
15	15	16	.10848E+03	.90397E+01	.70555E+02	-.10848E+03	-.90397E+01	-.6728
16	16	17	.10524E+03	.27857E+02	.67289E+02	-.10524E+03	-.27857E+02	-.5749
17	17	18	.99102E+02	.45048E+02	.57491E+02	-.99102E+02	-.45048E+02	-.4116
18	18	19	.88170E+02	.63847E+02	.41162E+02	-.88170E+02	-.63847E+02	-.1830
19	19	20	.76974E+02	.76975E+02	.18302E+02	-.76974E+02	-.73906E+02	.8370
20	20	21	.62353E+02	.86596E+02	-.83707E+01	-.62353E+02	-.74731E+02	.3678
21	21	22	.50298E+02	.83325E+02	-.36787E+02	-.50298E+02	-.60110E+02	.6308
22	22	23	.37858E+02	.68631E+02	-.63089E+02	-.37858E+02	-.38633E+02	.8195
23	23	24	.30526E+02	.44655E+02	-.71952E+02	-.30526E+02	-.96175E+01	.75
24	24	25	.29231E+02	.13040E+02	-.81755E+02	-.29231E+02	.18012E+02	.8095
25	25	26	.30983E+02	-.14794E+02	-.80958E+02	-.30983E+02	.45793E+02	.6994
26	26	27	.33649E+02	-.43873E+02	-.69948E+02	-.33649E+02	.66467E+02	.5025

PHASE DONA JULIA. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. W=10T/M. K=10KG/CM2

NUMERO DE NODOS = 29

NUMERO DE MATERIALES = 1

NUMERO DE ELEMENTOS = 28

NUMERO DE TIPOS DE CONECTIVIDADES= 0

NUDO	CORD X	CORD Y	RESTRICCIONES		
1	-1.68	.35	1	1	0
2	-1.81	.68	0	0	0
3	-1.92	1.02	0	0	0
4	-1.99	1.37	0	0	0
5	-2.04	1.73	0	0	0
6	-2.05	2.05	0	0	0
7	-2.02	2.41	0	0	0
8	-1.93	2.75	0	0	0
9	-1.77	3.08	0	0	0
10	-1.57	3.37	0	0	0
11	-1.32	3.62	0	0	0
12	-1.03	3.83	0	0	0
13	-.70	3.98	0	0	0
14	-.36	4.07	0	0	0
15	.00	4.10	0	0	0
16	.36	4.07	0	0	0
17	.70	3.98	0	0	0
18	1.03	3.83	0	0	0
19	1.32	3.62	0	0	0
20	1.57	3.37	0	0	0
21	1.77	3.08	0	0	0
22	1.93	2.75	0	0	0
23	2.02	2.41	0	0	0
24	2.05	2.05	0	0	0
25	2.04	1.73	0	0	0
26	1.99	1.37	0	0	0
27	1.92	1.02	0	0	0
28	1.81	.68	0	0	0
29	1.68	.35	1	1	0

ELEMENTO	CARGA DISTRIBIDA	LONG IZQ. S/CARGA	LONG. DER. S/CARGA
1	-.740	.000	.000
2	-2.860	.000	.000
3	-5.380	.000	.000
4	-7.250	.000	.000
5	-8.240	.000	.000
6	-8.240	.000	.000
7	-7.250	.000	.000
8	-5.380	.000	.000
9	-2.860	.000	.000
10	-.740	.000	.000
19	-.740	.000	.000
20	-2.860	.000	.000
21	-5.380	.000	.000
22	-7.250	.000	.000
	-8.240	.000	.000

25	-7.250	.000	.000
26	-5.580	.000	.000
27	-2.860	.000	.000
28	-1.740	.000	.000

1. DE MATERIAL MOD. DE E AREA I MOD. P F. DE FORMA
 1 1600000.00 .30 .00225 .20 1.4
 LONG. IZO. RIGIDA = .00 LONG. DER. RIGIDA = .00

TIPO DE CONECTIVIDAD INDICADORES

ELEMENTO	MATERIAL	NODO ORIGEN	NODO DTINO	TIPO DE CONECTIVIDAD
1	1	1	2	0
2	1	2	3	0
3	1	3	4	0
4	1	4	5	0
5	1	5	6	0
6	1	6	7	0
7	1	7	8	0
8	1	8	9	0
9	1	9	10	0
10	1	10	11	0
11	1	11	12	0
12	1	12	13	0
13	1	13	14	0
14	1	14	15	0
15	1	15	16	0
16	1	16	17	0
17	1	17	18	0
18	1	18	19	0
19	1	19	20	0
20	1	20	21	0
21	1	21	22	0
22	1	22	23	0
23	1	23	24	0
24	1	24	25	0
25	1	25	26	0
26	1	26	27	0
27	1	27	28	0
28	1	28	29	0

NUDO R I G I D E C E S D E L O S R E S O R T E S

NUDO CARGADO	CARGA EN X	CARGA EN Y	MOMENTO
7	.00	-.70	1.00
8	.00	-1.20	.00

9	.00	-1.80	.00
10	.00	-2.30	.00
11	.00	-2.70	.00
12	.00	-3.10	.00
13	.00	-3.40	.00
14	.00	-3.50	.00
15	.00	-3.60	.00
16	.00	-3.50	.00
17	.00	-3.40	.00
18	.00	-3.10	.00
19	.00	-2.70	.00
20	.00	-2.30	.00
21	.00	-1.80	.00
22	.00	-1.20	.00
23	.00	-.70	-1.00

NUDO	DESP. EN X	DESP. EN Y	GIRO
1	.0000	.0000	.0006
2	-.0002	-.0001	.0006
3	-.0004	-.0002	.0005
4	-.0006	-.0002	.0004
5	-.0007	-.0003	.0003
6	-.0008	-.0003	.0002
7	-.0008	-.0003	.0000
8	-.0008	-.0003	-.0002
9	-.0007	-.0004	-.0005
10	-.0005	-.0005	-.0007
11	-.0003	-.0007	-.0008
12	.0001	-.0010	-.0008
13	.0000	-.0012	-.0006
14	.0000	-.0014	-.0005
15	.0000	-.0015	.0000
16	.0000	-.0014	.0003
17	.0000	-.0012	.0006
18	.0001	-.0010	.0008

20	.0005	-.0005	.0007
21	.0007	-.0004	.0005
22	.0008	-.0003	.0002
23	.0008	-.0003	.0000
24	.0008	-.0003	-.0002
25	.0007	-.0003	-.0003
26	.0006	-.0002	-.0004
27	.0004	-.0002	-.0005
28	.0002	-.0001	-.0006
29	.0000	.0000	-.0006

POINT	N.O	N.D	NOR. O	V.O	M.O	N. D	V. D	M.D
1	1	2	.27751E+02	-.16854E+01	.28126E-06	-.22751E+02	.19478E+01	-.6443
2	2	3	.22828E+02	-.52604E+00	.64432E+00	-.22828E+02	.15481E+01	-.1014
3	3	4	.22854E+02	.10931E+01	.10149E+01	-.22854E+02	.82718E+00	-.9674
4	4	5	.22863E+02	.53081E+00	.96746E+00	-.22863E+02	.21042E+01	-.1253
5	5	6	.22957E+02	.34409E+00	.12534E+01	-.22957E+02	.22940E+01	-.1565
6	6	7	.23069E+02	.34109E+00	.15655E+01	-.23069E+02	.26356E+01	-.1980
7	7	8	.22498E+02	.12566E+01	.29800E+01	-.22498E+02	.12933E+01	-.2986
8	8	9	.21249E+02	.25152E+01	.29864E+01	-.21249E+02	-.54216E+00	-.2425
9	9	10	.19439E+02	.27377E+01	.24258E+01	-.19439E+02	-.17302E+01	-.1638
10	10	11	.17181E+02	.35871E+01	.16388E+01	-.17181E+02	-.33255E+01	-.4
11	11	12	.14856E+02	.38112E+01	.41681E+00	-.14856E+02	-.38112E+01	.9478
12	12	13	.12519E+02	.38662E+01	-.94780E+00	-.12519E+02	-.38662E+01	.2349
13	13	14	.10827E+02	.26166E+01	-.23493E+01	-.10827E+02	-.26166E+01	.3269
14	14	15	.99127E+01	.98021E+00	-.32696E+01	-.99127E+01	-.98021E+00	.3623
15	15	16	.99127E+01	-.98018E+00	-.36237E+01	-.99127E+01	.98018E+00	.3269
16	16	17	.10827E+02	-.26166E+01	-.32696E+01	-.10827E+02	.26166E+01	.2349
17	17	18	.12519E+02	-.38662E+01	-.23493E+01	-.12519E+02	.38662E+01	.9478
18	18	19	.14856E+02	-.38113E+01	-.94782E+00	-.14856E+02	.38113E+01	-.4168
19	19	20	.17181E+02	-.33255E+01	.41680E+00	-.17181E+02	.35871E+01	-.1638
20	20	21	.19439E+02	-.17302E+01	.16388E+01	-.19439E+02	.27377E+01	-.2425
21	21	22	.21249E+02	-.54214E+00	.24257E+01	-.21249E+02	.25152E+01	-.2986
22	22	23	.22498E+02	.12933E+01	.29864E+01	-.22498E+02	.12566E+01	-.2979
23	23	24	.23069E+02	.26356E+01	.19799E+01	-.23069E+02	.34110E+00	-.1
24	24	25	.22957E+02	.22940E+01	.15655E+01	-.22957E+02	.34407E+00	-.1253
25	25	26	.22863E+02	.21042E+01	.12533E+01	-.22863E+02	.53083E+00	-.9674
26	26	27	.22854E+02	.82714E+00	.96741E+00	.22854E+02	.10932E+01	-.1014

MODEL DONA JULIA. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. W=10T/M. K=36kg/cm2

NUMERO DE NODOS = 29

NUMERO DE MATERIALES = 1

NUMERO DE ELEMENTOS = 28

NUMERO DE TIPOS DE CONECTIVIDADES= 0

NUDO	CORD X	CORD Y	RESTRICCIONES		
1	-1.68	.35	1	1	0
2	-1.81	.68	0	0	0
3	-1.92	1.02	0	0	0
4	-1.99	1.37	0	0	0
5	-2.04	1.73	0	0	0
6	-2.05	2.05	0	0	0
7	-2.02	2.41	0	0	0
8	-1.95	2.75	0	0	0
9	-1.77	3.08	0	0	0
10	-1.57	3.37	0	0	0
11	-1.32	3.62	0	0	0
12	-1.03	3.83	0	0	0
13	-.70	3.98	0	0	0
14	-.36	4.07	0	0	0
15	.00	4.10	0	0	0
16	.36	4.07	0	0	0
17	.70	3.98	0	0	0
18	1.03	3.83	0	0	0
19	1.32	3.62	0	0	0
20	1.57	3.37	0	0	0
21	1.77	3.08	0	0	0
22	1.95	2.75	0	0	0
23	2.02	2.41	0	0	0
24	2.05	2.05	0	0	0
25	2.04	1.73	0	0	0
26	1.99	1.37	0	0	0
27	1.92	1.02	0	0	0
28	1.81	.68	0	0	0
29	1.68	.35	1	1	0

ELEMENTO	CARGA DISTRIBDA	LONG IZQ. S/CARGA	LONG. DER. S/CARGA
1	-.890	.000	.000
2	-3.470	.000	.000
3	-6.520	.000	.000
4	-8.780	.000	.000
5	-10.000	.000	.000
6	-10.000	.000	.000
7	-8.780	.000	.000
8	-6.520	.000	.000
9	-3.470	.000	.000
10	-.890	.000	.000
19	-.890	.000	.000
20	-3.470	.000	.000
21	-6.520	.000	.000
22	-8.780	.000	.000
23	-10.000	.000	.000

52

25	-8.780	.000	.000
26	-6.520	.000	.000
27	-3.470	.000	.000
28	-.890	.000	.000

N. DE MATERIAL	MOD. DE E	AREA	I	MOD. P	F. DE FORMA
1	1600000.00	.30	.00225	.20	1.4
		LONG. IZQ. RIGIDA =	.00	LONG. DER. RIGIDA =	.00

TIPO DE CONECTIVIDAD INDICADORES

ELLMFNTO	MATERIAL	NODO ORIGEN	NODO DTINO	TIPO DE CONECTIVIDAD
1	1	1	2	0
2	1	2	3	0
3	1	3	4	0
4	1	4	5	0
5	1	5	6	0
6	1	6	7	0
7	1	7	8	0
8	1	8	9	0
9	1	9	10	0
10	1	10	11	0
11	1	11	12	0
12	1	12	13	0
13	1	13	14	0
14	1	14	15	0
15	1	15	16	0
16	1	16	17	0
17	1	17	18	0
18	1	18	19	0
19	1	19	20	0
20	1	20	21	0
21	1	21	22	0
22	1	22	23	0
23	1	23	24	0
24	1	24	25	0
25	1	25	26	0
26	1	26	27	0
27	1	27	28	0
28	1	28	29	0

NUDO R I G I D E C E S D E L O S R E S O R T E S

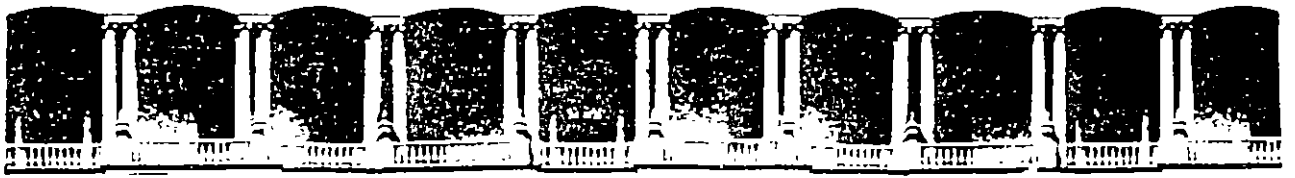
NUDO CARGADO	CARGA EN X	CARGA EN Y	MOMENTO
7	.00	-.70	1.00
8	.00	-1.20	.00

9	.00	-1.80	.00
10	.00	-2.30	.00
11	.00	-2.70	.00
12	.00	-3.10	.00
13	.00	-3.40	.00
14	.00	-3.50	.00
15	.00	-3.60	.00
16	.00	-3.50	.00
17	.00	-3.40	.00
18	.00	-3.10	.00
19	.00	-2.70	.00
20	.00	-2.30	.00
21	.00	-1.80	.00
22	.00	-1.20	.00
23	.00	-.70	-1.00

NUDO	DESP. EN X	DESP. EN Y	GIRO
1	.0000	.0000	.0001
2	.0000	.0000	.0001
3	-.0001	-.0001	.0001
4	-.0001	-.0001	.0001
5	-.0002	-.0001	.0002
6	-.0002	-.0001	.0002
7	-.0003	-.0001	.0002
8	-.0003	-.0001	.0000
9	-.0003	-.0002	-.0002
10	-.0003	-.0002	-.0003
11	-.0002	-.0003	-.0004
12	-.0001	-.0005	-.0005
13	.0000	-.0006	-.0004
14	.0000	-.0008	-.0002
15	.0000	-.0008	.0000
16	.0000	-.0008	.0002
17	.0000	-.0006	.0004
	.0000	-.0005	.0005

20	.0003	-.0002	.0003
21	.0003	-.0002	.0002
22	.0003	-.0001	.0000
23	.0005	-.0001	-.0002
24	.0002	-.0001	-.0002
25	.0002	-.0001	-.0002
26	.0001	-.0001	-.0001
27	.0001	-.0001	-.0001
28	.0000	.0000	-.0001
29	.0000	.0000	-.0001

LEMIO	N.O	N.D	NOR. O	V.O	M.O	N. D	V. D	M.D
1E+00	1	2	.23591E+02	-.29451E+00	-.15367E-06	-.23591E+02	.61018E+00	-.1604
2E+01	2	3	.23583E+02	.86140E+00	.16044E+00	-.23583E+02	.37861E+00	-.7417
3E+02	3	4	.23469E+02	.23418E+01	.74175E-01	-.23469E+02	-.14628E-01	.3463
4E+03	4	5	.23427E+02	.14076E+01	-.34637E+00	-.23427E+02	.17835E+01	.2780
5E+04	5	6	.23484E+02	.72314E+00	-.27806E+00	-.23484E+02	.24784E+01	-.2920
6E+05	6	7	.23613E+02	.21802E+00	.29189E-02	-.23613E+02	.33945E+01	-.5766
7E+06	7	8	.23167E+02	.60455E+00	.15767E+01	-.23167E+02	.24835E+01	-.1907
8E+07	8	9	.22134E+02	.14752E+01	.19071E+01	-.22134E+02	.91600E+00	-.1804
9E+08	9	10	.20535E+02	.14305E+01	.18045E+01	-.20535E+02	-.20814E+00	-.1515
0E+09	10	11	.18533E+02	.22880E+01	.15159E+01	-.18533E+02	-.19733E+01	-.7
1E+00	11	12	.16405E+02	.26897E+01	.76260E+00	-.16405E+02	-.26897E+01	.2004
2E+01	12	13	.14260E+02	.30749E+01	-.20044E+00	-.14260E+02	-.30749E+01	.1315
3E+02	13	14	.12676E+02	.21272E+01	-.13151E+01	-.12676E+02	-.21272E+01	.2063
4E+03	14	15	.11818E+02	.82137E+00	-.20632E+01	-.11818E+02	-.82137E+00	.2360
5E+04	15	16	.11818E+02	-.82139E+00	-.23600E+01	-.11818E+02	.82139E+00	.2063
6E+05	16	17	.12676E+02	-.21273E+01	-.20632E+01	-.12676E+02	.21273E+01	.1315
7E+06	17	18	.14260E+02	-.30749E+01	-.13151E+01	-.14260E+02	.30749E+01	.2004
8E+07	18	19	.16405E+02	-.26897E+01	-.20043E+00	-.16405E+02	.26897E+01	-.7626
9E+08	19	20	.18533E+02	-.19733E+01	.76261E+00	-.18533E+02	.22880E+01	-.1515
0E+09	20	21	.20535E+02	-.20815E+00	.15159E+01	-.20535E+02	.14306E+01	-.1804
1E+00	21	22	.22134E+02	.91600E+00	.18045E+01	-.22134E+02	.14752E+01	-.1907
2E+01	22	23	.23167E+02	.24835E+01	.19071E+01	-.23167E+02	.60455E+00	-.1576
3E+02	23	24	.23613E+02	.33945E+01	.57667E+00	-.23613E+02	.21802E+00	-.5766
4E+03	24	25	.23484E+02	.24784E+01	.29273E-02	-.23484E+02	.72313E+00	.2780
5E+04	25	26	.23427E+02	.17835E+01	-.27806E+00	-.23427E+02	.14076E+01	.3463
6E+05	26	27	.23469E+02	-.14628E-01	-.34637E+00	-.23469E+02	.23418E+01	-.3463



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

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO III: OBRAS HIDRAULICAS

TEMA: DISEÑO DE TUNELES

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
1996**

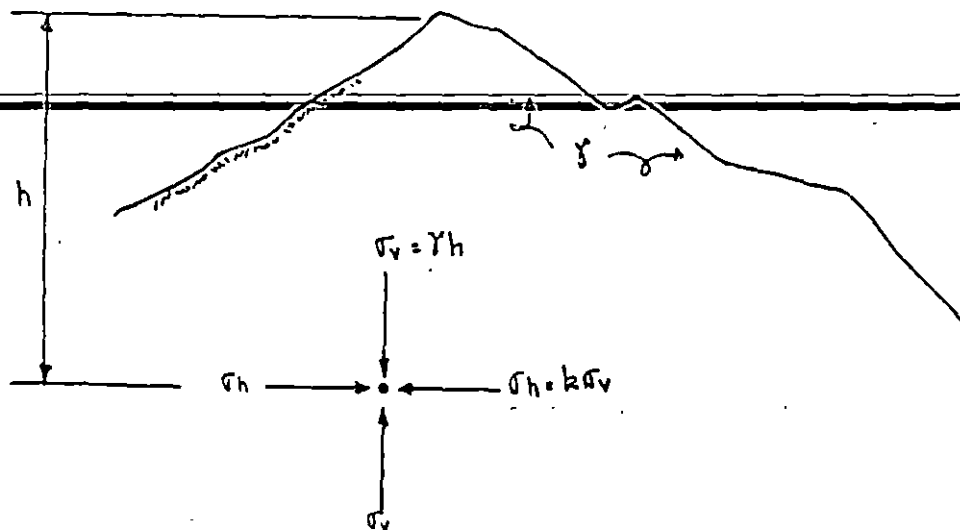
DISEÑO DE TUNELES

1.- ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Se conoce como "estado natural de esfuerzos" o "esfuerzos residuales" a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a cualquier excavación.

1.1.- Estado de esfuerzos interno en un macizo rocoso. Hipótesis de Heim.

El geólogo Suizo Heim en 1878 observó en los grandes túneles trans-alpinos que la roca estaba fuertemente esforzada en todas las direcciones. Supuso que la componente de esfuerzos verticales σ_v estaba relacionada directamente proporcional al peso de la cobertura de roca, pero que adicionalmente había una componente de esfuerzo horizontal σ_h que probablemente tenía una magnitud similar al de la componente vertical.



Una hipótesis similar había sido propuesta por el experto en túneles Alemán Rzhia en 1874.

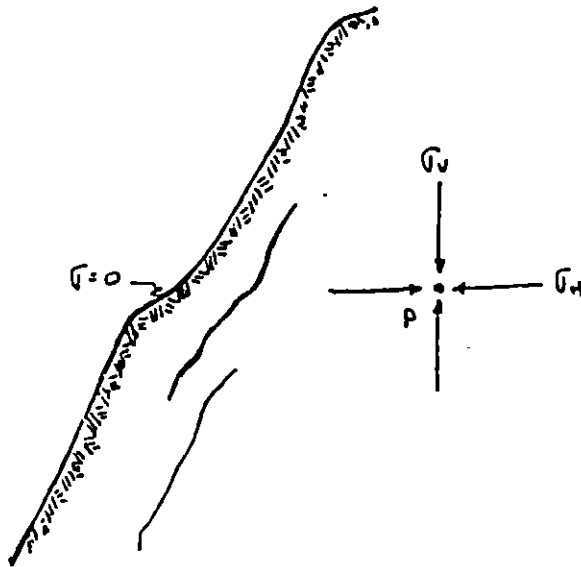
2

1.2.- Relajación de esfuerzos superficiales en una masa de roca.

En un cañón profundo el estado natural tridimensional de esfuerzos debe encontrarse a una gran profundidad (generalmente a profundidades ≥ 350 m.) mientras que en dirección normal a la superficie no hay esfuerzos por lo menos en los primeros 50 m.

Se observa que este paso de estado de esfuerzos tridimensional a bidimensional ocasiona fisuras y fracturas paralelas a la superficie del cañón que se les conoce como "foliación".

Son fracturas por relajación de esfuerzos ocasionadas por la falta de confinamiento o de soporte lateral que dan lugar a fracturas perpendiculares al esfuerzo principal menor. Los cambios de temperatura también producen ese fracturamiento.



Relajación de esfuerzos superficiales

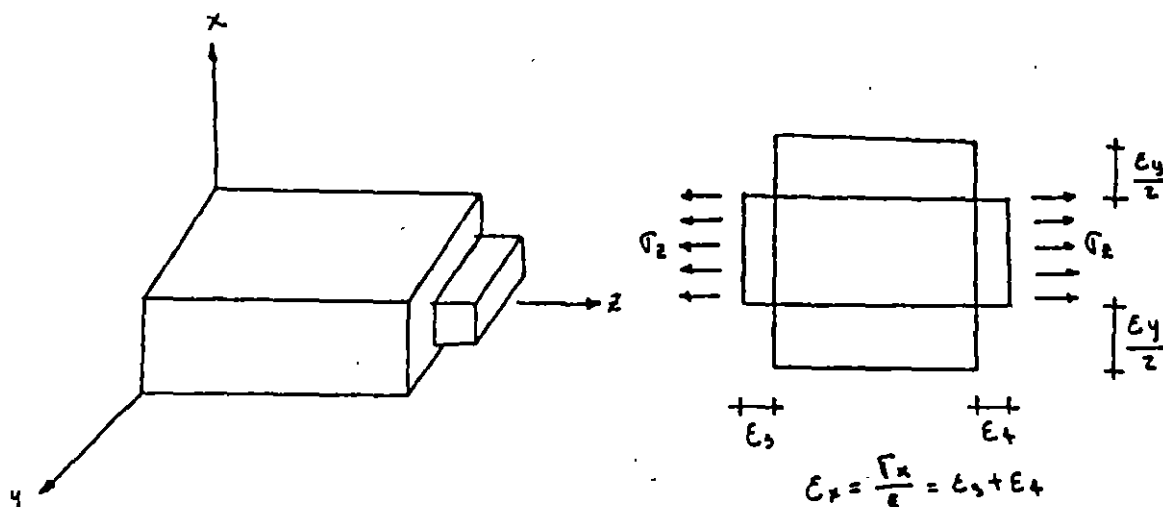
Se deberá poner atención a este fenómeno cuando se apoye la cimentación de una presa en una ladera de estas características en la cual la roca tendría que consolidarse con inyecciones de cemento y anclas postensadas.

1.3.- Módulo elástico efectivo y relación de Poisson efectiva en un macizo rocoso.

Teoría de Terzaghi

Hemos supuesto que k es la relación entre los esfuerzos de campo horizontal a vertical; $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ Terzaghi en 1952 relacionó esta k con la relación de Poisson como sigue:

Ley de Hooke.



La teoría clásica de la elasticidad está restringida a materiales sólidos con las siguientes propiedades elásticas idealizadas:

~~1.- Linealidad entre esfuerzos y deformaciones. Ley de Hooke.~~

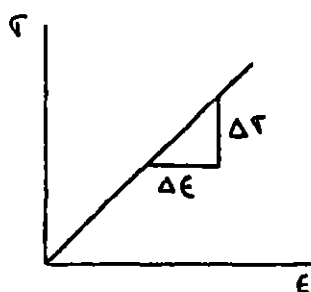
Si un cuerpo está sujeto a un esfuerzo, entonces la deformación en la dirección del esfuerzo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

2.- Homogeneidad.- El material de un cuerpo está uniformemente distribuido a través de todo su volumen y las pro-

4

propiedades elásticas del material son las mismas en todos los puntos del cuerpo.

- 3.- Isotropía.- Las propiedades elásticas del material son las mismas en todas las direcciones.
- 4.- Perfectamente elástico.- Al dejar de actuar las fuerzas deformantes, el tamaño y forma del cuerpo regresan precisamente a su estado original.



$$\epsilon = \frac{\sigma}{E}$$

E = Variación de la deformación con respecto al esfuerzo que actúa en un cuerpo determinado.

E = Módulo de elasticidad.

ϵ = Deformación unitaria.

σ = Esfuerzo principal.

1.4.- Relaciones esfuerzo: deformación.

Suponiendo un paralelepípedo rectangular con sus lados paralelos a los ejes coordenados, actuando sobre él un esfuerzo normal σ_x uniformemente distribuido sobre dos caras opuestas.

La magnitud de la deformación normal ϵ_x está dada por

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

esta extensión del cuerpo es acompañada por una contracción lateral en las direcciones y y z

esto es: $\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$; y $\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$

donde ν es una constante conocida como relación de Poisson.

La relación de Poisson para muchos de los materiales varía entre 0.15 y 0.35 y a menudo se supone igual a 0.25.

5

Si al ^a paralelepípedo rectangular se le sujeta a la acción simultánea de esfuerzos normales σ_x, σ_y y σ_z uniformemente distribuidas sobre sus caras, las deformaciones normales por el principio de superposición de causas y efectos son las siguientes:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]; \quad \epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)]$$

1.5.- Estado plano de esfuerzos.

Si suponemos que en un plano horizontal los esfuerzos son simétricos, $\sigma_y = \sigma_z$ y que no hay desplazamientos en una dirección horizontal, $\epsilon_z = 0$

tenemos:

$$0 = \sigma_z - \nu\sigma_y - \nu\sigma_x$$

$$\text{como } \sigma_y = \sigma_z$$

$$0 = \sigma_y - \nu\sigma_y - \nu\sigma_x$$

$$0 = \sigma_y(1 - \nu) - \nu\sigma_x$$

$$\nu = 0.25 \Rightarrow k = \frac{1}{2}$$

$$\therefore \underline{\sigma_z = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_x} \quad \text{y} \quad \underline{k = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)}$$

Para valores de ν entre $\frac{1}{5}$ y $\frac{1}{3}$; $\sigma_z = \sigma_y = \frac{\sigma_x}{4}$ a $\frac{\sigma_x}{2}$ o sea $k=0.25$ a 0.5 con $k=0.3$ como el valor más probable.

para un estado plano de esfuerzos con $\sigma_y, \sigma_z = 0$ tenemos:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu\sigma_z) \quad \text{y} \quad \epsilon_z = 0 = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu\sigma_x)$$

Para $\sigma_z = \nu\sigma_x$ y $k = \nu$ tendríamos

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu^2 \sigma_x) = \frac{1}{E} \sigma_x (1 - \nu^2) \quad \text{y} \quad \epsilon = \frac{\sigma_x}{E} (1 - \nu^2)$$

6

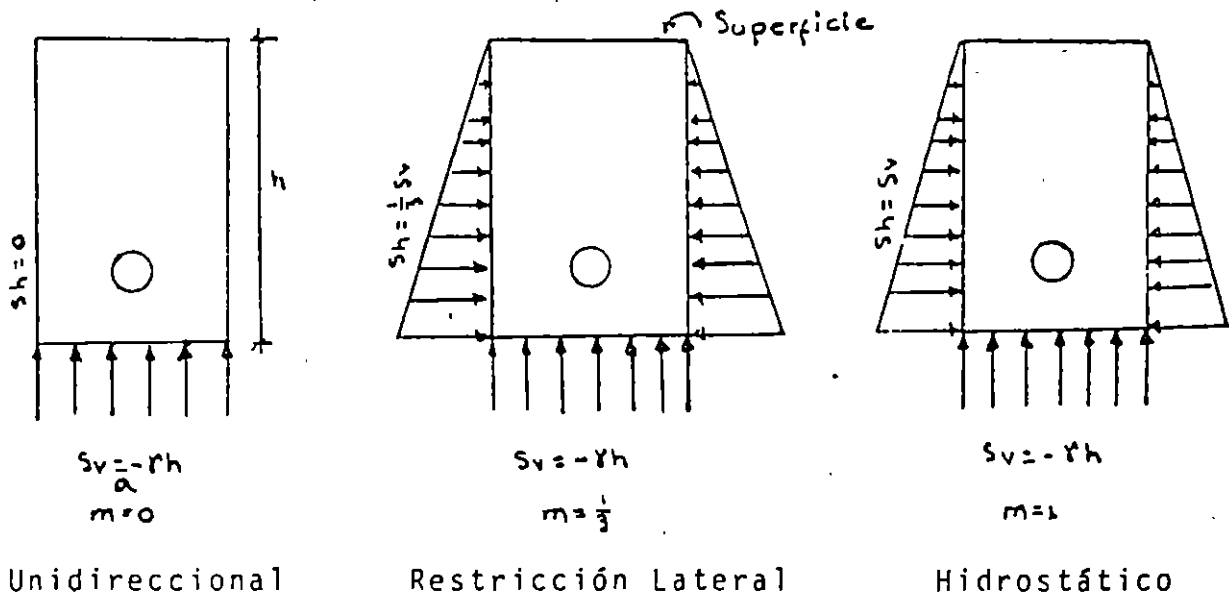
La relación $(\frac{\nu}{1-\nu})$ de Terzaghi con valores usuales de ν para la roca entre 0.3 a 0.25 y 0.2 es contradictoria a las mediciones actuales realizadas en galerías profundas. Los resultados de mediciones favorecen la hipótesis de Heilm; $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ y $k=1$ con $k=1$ se requiere que $\nu=0.5$ el cual no existen en las mediciones de la roca. Se presenta una paradoja obvia conocida como "paradoja de Terzaghi".

1.6.- Esfuerzos de campo.

Hemos visto que los esfuerzos de campo dependen de las condiciones de confinamiento del material y del comportamiento -- elástico de la roca, así como, de la magnitud de los esfuerzos de la corteza terrestre.

De esta manera, los esfuerzos alrededor de un túnel pueden compararse con los esfuerzos alrededor de un agujero en una placa siempre y cuando se cumpla (1) que la abertura sea larga en comparación con su sección transversal y (2) que la -- distribución de esfuerzos a lo largo de la abertura sea uniforme e independiente de su longitud.

Así el problema de un túnel se reduce a un problema de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una ^{placa} placa ancha sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos actuando en el plano de la placa.



Suposición de tres estado^o de esfuerzo de campo.

También deberán considerarse geometrías simples como: círculos, elipses, óvalos o rectángulos con esquinas redondeadas.

Los esfuerzos verticales se considerarán iguales a γh equivalentes al peso de la cobertura de roca en donde γ = peso volumétrico de la roca y h = la profundidad vertical del túnel.

Por lo tanto: S_v = Componente del esfuerzo vertical.

S_h = Componente del esfuerzo de compresión horizontal.

y m = Constante que depende del estado de esfuerzos de campo.

-El estado de esfuerzos para $m=0$ puede ocurrir a poca profundidad y/o cerca de superficies verticales libres.

-El estado de esfuerzos representado por $m=\frac{1}{3}$ puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades.

-El estado de esfuerzos para $m=1$ puede ocurrir a gran profundidad o en macizos con rocas semiviscosas o plásticas (rocas suaves o blandas).

2.- ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Los esfuerzos que se generan en la vecindad de excavaciones subterráneas, por ejemplo túneles largos profundos son semejantes a los que se producen alrededor de un agujero en una placa infinita. Solamente unas cuantas secciones transversales pueden ser analizadas teóricamente; sin embargo por medio de fotoelasticidad o análisis de esfuerzos, aberturas con cualquier forma de sección transversal pueden ser estudiadas.

Considerando una placa infinita de espesor t con un agujero circular de radio a con centro en el origen y sujeta a esfuerzos de tensión S_x y S_y . Para una distancia larga desde el agujero, las componentes polares de esfuerzos serán aquellas resultantes solamente de la aplicación de esfuerzos:

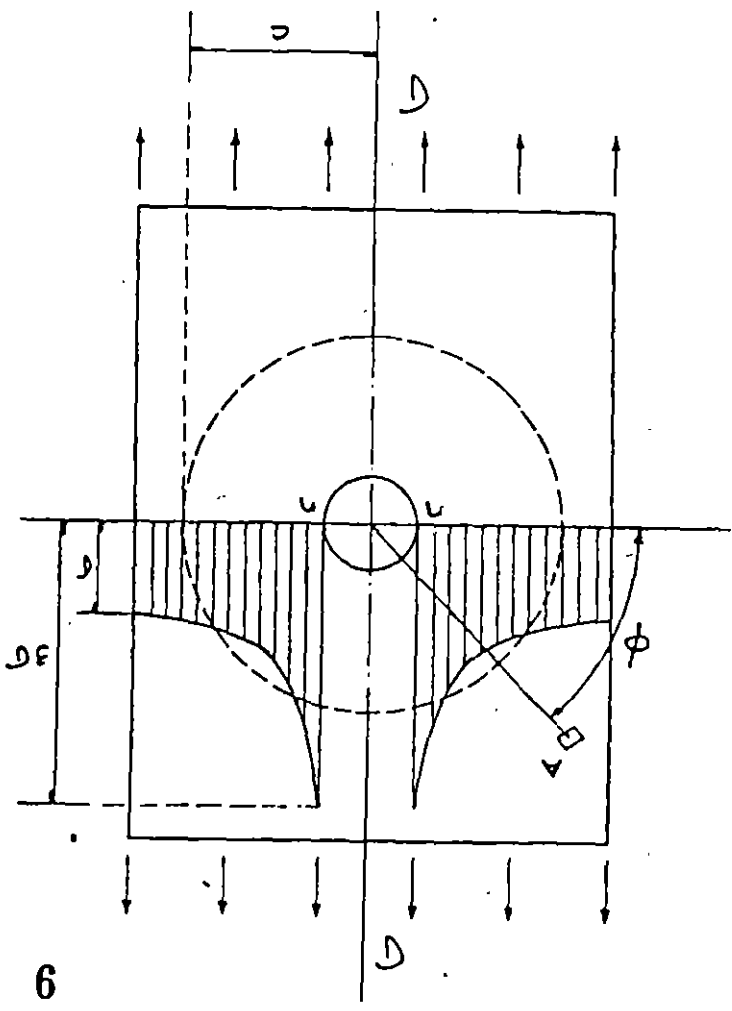
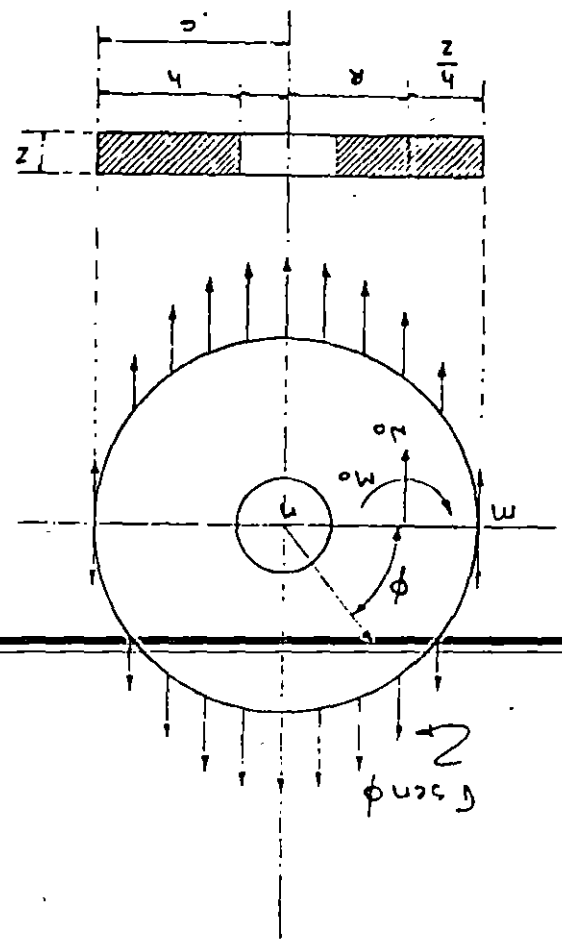
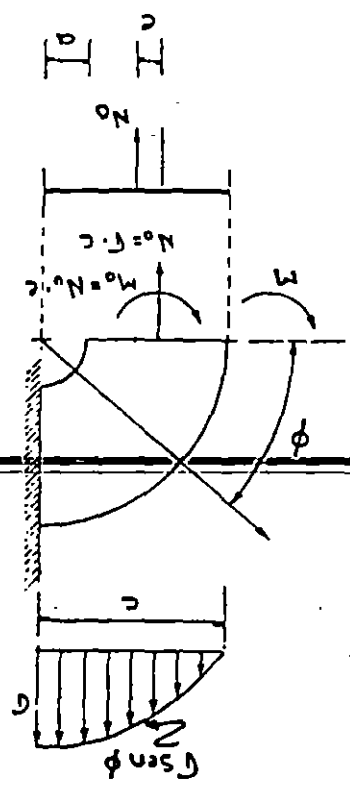
2.1.- ESFUERZOS EN UNA PLACA CON UN AGUJERO CIRCULAR

Si en una placa sometida a un esfuerzo de tensión uniforme se practica un agujero circular pequeño (diámetro del agujero 5 veces menor que el ancho de la placa) se produce en los puntos $n-n$ una gran concentración de esfuerzos. La teoría exacta desarrollada por Kirsh, en 1898 muestra que el esfuerzo de tensión en estos puntos es igual a 3σ . Se ve también que esta concentración de esfuerzos es muy local y esta limitada a la vecindad del agujero. Si trazamos una circunferencia concéntrica con el agujero y de radio c relativamente grande, -- puede suponerse que el estado de esfuerzos en esta circunferencia no queda afectado por la presencia del agujero.

Consideramos por tanto un anillo circular separado de la placa por una superficie cilíndrica circular de radio c . En cada punto de la superficie exterior de este anillo aplicaremos esfuerzos dirigidos verticalmente y de valor $G \sin \phi$ es decir, -- iguales al esfuerzo correspondiente en el área elemental A de la placa.

Por lo tanto, los esfuerzos en el interior del anillo serán -- aproximadamente los mismos que en el trazo de la placa limitado por el círculo de radio c .

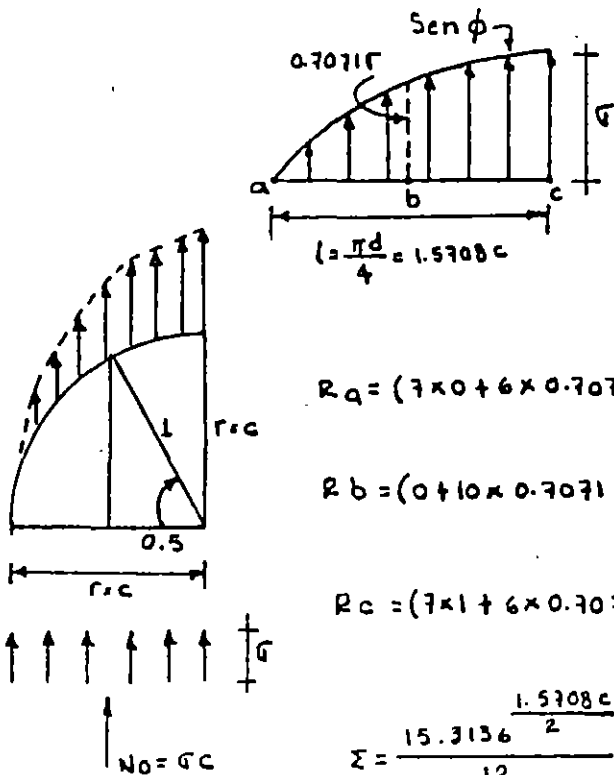
De esta manera el problema de la distribución de esfuerzos en las proximidades del agujero queda reducido al de calcular -- esa distribución en un anillo circular de sección rectangular sollicitado por fuerzas verticales conocidas de intensidad distribuidas en forma continua sobre su contorno exterior.



28-A

Este problema puede resolverse considerando un cuadrante de anillo en el cual los esfuerzos ligados a la sección m-n pueden reducirse a una fuerza de tensión longitudinal N_0 aplicada en el centro de gravedad de la sección y a un par flector M_0 .

La fuerza longitudinal de tensión se determina por las condiciones de la estática, y es: $N_0 = \sigma \cdot c$



Integral Numérica de los esfuerzos

$$R_a = \frac{h}{24} (7a + 6b - c)$$

$$R_b = \frac{h}{12} (a + 10b + c)$$

$$R_c = \frac{h}{24} (7c + 6b - a)$$

$$R_a = (7 \times 0 + 6 \times 0.7071 - 1) \frac{h}{24} = 1.6213 \frac{h}{12} \times \sigma$$

$$R_b = (0 + 10 \times 0.7071 + 1) \frac{h}{12} = 8.0710 \frac{h}{12} \times \sigma$$

$$R_c = (7 \times 1 + 6 \times 0.7071 - 0) \frac{h}{24} = 5.6213 \frac{h}{12} \times \sigma$$

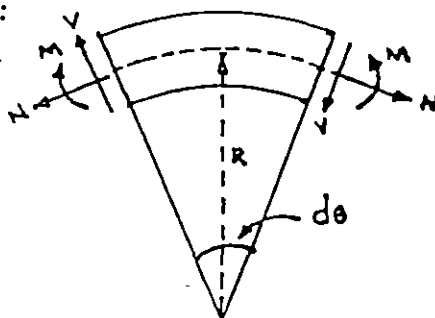
$$15.3136 \frac{h}{12} \times \sigma$$

$$\Sigma = \frac{15.3136 \frac{1.5708 c}{2}}{12} \sigma \quad \therefore \Sigma = \sigma \cdot c = N_0$$

El momento M_0 es estáticamente indeterminado (porque no conocemos c) y se puede calcular por el teorema del trabajo mínimo -- utilizando la expresión de la energía de la deformación total -- de barras curvas para anillos gruesos, como sigue:

$$U = \int_0^s \left(\frac{M^2}{2AEeR} + \frac{N^2}{2AE} - \frac{MN}{AeR} + \frac{\alpha v^2}{2Ag} \right) ds$$

Anillo grueso:



En esta expresión la fuerza longitudinal y el momento - flector para la sección general del anillo caracterizada por el ángulo ϕ son:

$$N = \sigma c \cos^2 \phi \quad y$$

$$M = M_0 + \sigma c (1 - \cos \phi) \left[\frac{c}{2} (1 - \cos \phi) + \frac{h}{2} \cos \phi \right] -$$

$$\underbrace{\sigma c \left(c - \frac{h}{2} \right)}_R (1 - \cos \phi)$$

donde h es la altura de la sección rectangular

La ecuación para el cálculo de M_0 es:

$$\frac{du}{dM_0} = \int_0^{\pi/2} \frac{M d\phi}{AE e} - \int_0^{\pi/2} \frac{NR d\phi}{AE} = 0$$

donde: $ds = R d\phi$

Después de integrar se tiene:

$$M_0 = \frac{2 \sigma c^2}{\pi} \left[1 - \frac{3}{8} \pi - \frac{h}{2c} \left(1 - \frac{1}{4} \pi \right) + \frac{e\pi}{4c} + \frac{R}{2c} (\pi - 2) \right]$$

en donde R = radio de la línea media y e la distancia a la línea neutra desde el Centro de Gravedad de la sección.

El esfuerzo en el punto n de la sección $m-n$ del anillo consta de dos partes: 1° el esfuerzo de tensión producido por la fuerza longitudinal N_0 e igual a:

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{k} = \frac{\sigma c}{k} \quad (d)$$

12

y 2° el esfuerzo en el punto de flexión producido por M_0 cuyo valor es:

$$\sigma_2 = \frac{M_0 h_1}{A e a} = \frac{M_0 \left(\frac{h}{2} - e \right)}{A e a} = \frac{M_0}{2 e a} \left(1 - \frac{2e}{h} \right) \quad (e)$$

en donde a = radio del agujero.

La distancia e se calcula por la ecuación para diversos valores de la relación $\frac{c}{a}$ y después σ_1 y σ_2 se determinan por las ecuaciones (d) y (e). El esfuerzo máximo es: $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$

La distancia e se calcula por la ecuación $r = \frac{h}{\log \frac{c}{a}}$

Resultados:

c/a	3	4	5	6	8	10
$\frac{2e}{h}$	0.1796	0.2238	0.2574	0.2838	0.3239	0.3536
$\frac{\sigma_1}{\sigma_0}$	1.50	1.33	1.25	1.20	1.14	1.11
$\frac{\sigma_2}{\sigma_0}$	2.33	1.93	1.83	1.83	1.95	2.19
$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_0}$	3.83	3.26	3.08	3.03	3.09	3.30

Comparando los números de la última línea de la tabla anterior con la solución exacta para un agujero pequeño $\sigma_{\max} = 3\sigma_0$; se vé que para $5 < \frac{c}{a} < 8$, los resultados del cálculo aproximadamente están de completo acuerdo con la solución exacta. --- Cuando $\frac{c}{a} < 5$ el agujero no puede considerarse muy pequeño, -- por lo que tiene una influencia apreciable en la distribución de esfuerzos sobre la circunferencia de radio c y la hipótesis establecida sobre la sollicitación en el borde exterior -- del anillo no es suficientemente exacta. La discrepancia con la teoría exacta para $\frac{c}{a} > 8$ se debe a la exactitud insuficiente de la teoría elemental de piezas curvas cuando el radio interior es muy pequeño comparado con el exterior.

Para un punto cualquiera de la sección $m-n$ a una distancia r del centro del agujero, el esfuerzo normal es:

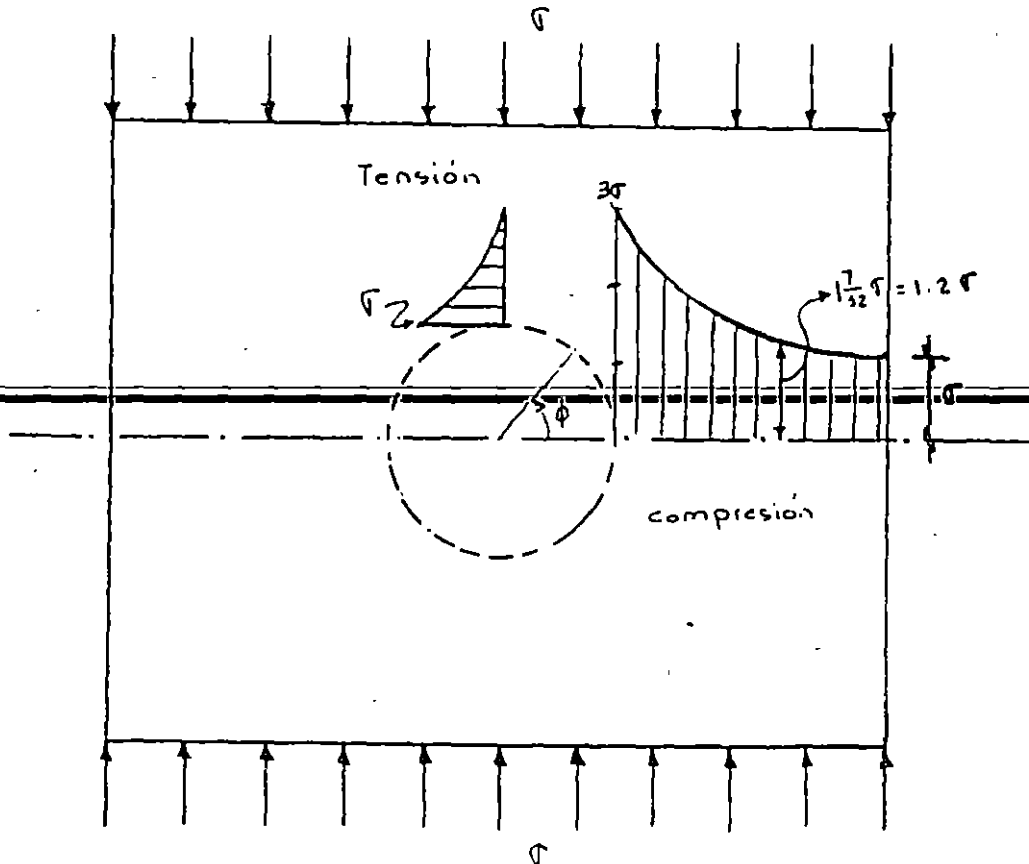
$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_0}{2} \left(2 + \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right)$$

donde σ es el esfuerzo de tensión uniforme aplicado en los extremos de la placa.

Esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura de abajo y se ve que la concentración de esfuerzos esta muy concentrada en los puntos n. El esfuerzo disminuye rápidamente a medida que r aumenta, y para un punto situado a una distancia del borde del agujero igual al radio del mismo, es decir, $r=2a$ se tiene un esfuerzo normal $\sigma_{\theta} = 1.75 \sigma$

También disminuye rápidamente el esfuerzo al crecer ϕ y para $\phi = \frac{\pi}{2}$ el esfuerzo normal en el borde del agujero es de compresión e igual a σ o sea $\sigma_{\theta} = \sigma$

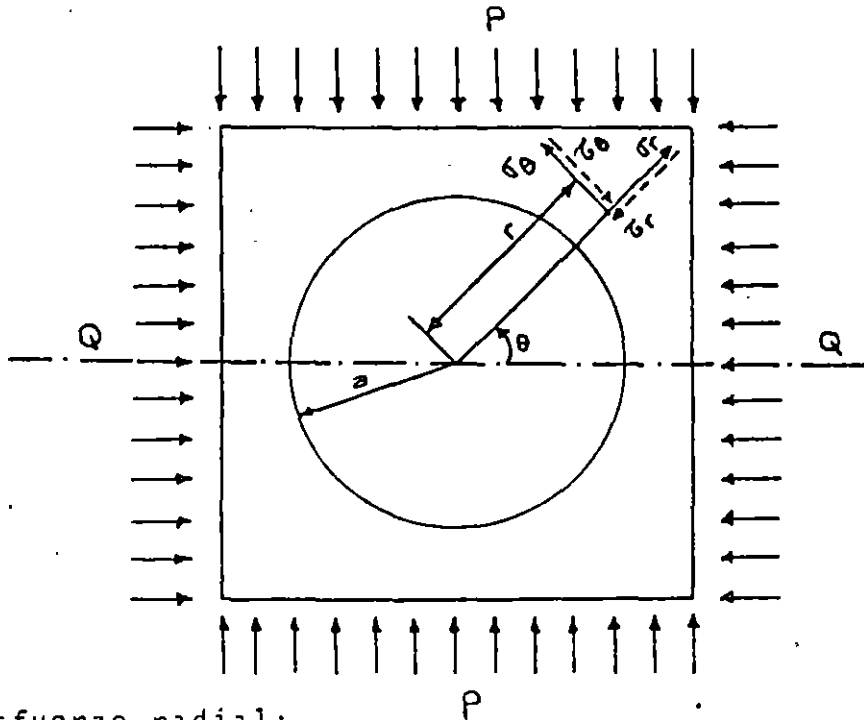
Si los esfuerzos externos fueran de compresión tendríamos un esfuerzo tangencial de tensión $\sigma_{\phi} = \sigma$ para $\phi = \frac{\pi}{2}$ y un esfuerzo de compresión $\sigma_{\phi} = \sigma$ para los puntos n.



14

Considerando una placa con una perforación en el centro que se supone de material homogéneo, elástico e isótropo, Kirsh determinó los esfuerzos normales, tangenciales y -cortantes en cualquier punto de la placa.

Se supone que las fuerzas externas P y Q corresponden -- con las transmitidas por la cobertura de roca.



Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo tangencial:

$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

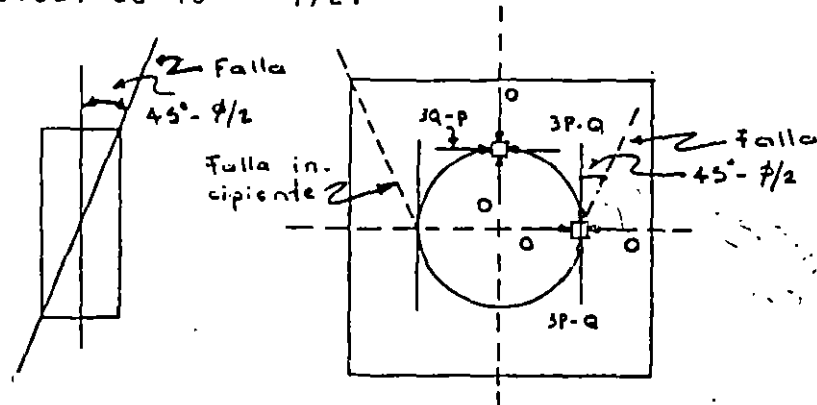
Esfuerzo cortante:

$$\tau_{\theta r} = -\frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Se observa que los esfuerzos en la placa no dependen de E y ν

15

Para el caso $r=a$, $\theta=0^\circ$ y $P > Q$ y tomamos un elemento de roca, el confinamiento horizontal es cero, de manera que si $(3P-Q) > R_c$ (Resistencia en compresión simple de la roca), entonces se presentarán fracturas con un ángulo de inclinación respecto a la vertical de $45^\circ - \phi/2$.



Para el caso $r=a$, $\theta=90^\circ$ y $P > Q$ y tomamos un elemento cuyo confinamiento vertical es cero, de manera que $(3Q-P)$ es negativo se tendrán esfuerzos de tensión en la clave y la roca puede fallar por tensión en caso de que ese esfuerzo de tensión resultara mayor que la resistencia a tensión de la roca.

Resumiendo:

Si $(3P-Q) > R_c$ } Es la 1ª condición para que se presenten fracturas por compresión en el diámetro horizontal del túnel y fracturas de tensión en la bóveda del túnel.

Si $P > \frac{R_c+Q}{3}$ } Es la 2ª condición para que exista tensión en la clave del túnel.

o sea que $P > \frac{R_c+Q}{3} > 3Q$ $\therefore R_c > 8Q$

Si $R_c > 8Q$ significa que no se tendrán problemas de falla de la roca ni por compresión ni por tensión.

16

Para una distribución de presiones externas de tipo hidrostático, o sea $P=Q$; la cual se presenta en túneles con gran cobertura, estudiados por Heim, Suiza 1878, los esfuerzos normales y tangenciales pueden determinarse utilizando las expresiones de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a presión externa P .

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

Formulas de Lamé.

$$\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

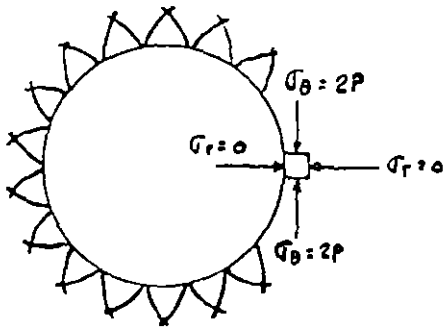
$$\tau_{\theta r} = 0$$

Para $a=r$: $\sigma_\theta = 2P$ y $\sigma_r = 0$; en toda la periferia del túnel.

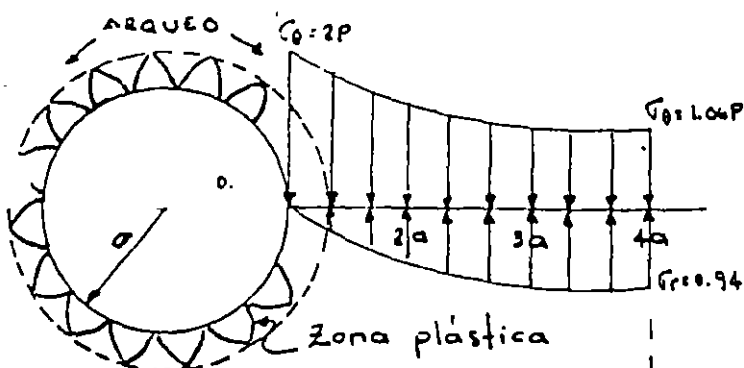
Para $r=4a$: $\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{16a^2}\right) = 1.06P$ y

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{16a^2}\right) = 0.94P$$

De acuerdo con esta hipótesis la distribución de esfuerzos en el túnel será:



2 familias de fallas que delimitan los bloques fallados: cuando $2P > R_c$ se presenta el fenómeno de roca explosiva ya que el bloque queda suelto y es expulsado (rock-burst). La explosión de estos bloques libera mucha energía.



El comportamiento de la roca es elástico si $2P < R_c$, pero si el material se fractura el comportamiento de la roca en la periferia del túnel es plástico, formándose un anillo de material fracturado de propiedades mecánicas muy bajas, de manera que los esfuerzos se "arquean" o "puentean" librando la zona fracturada apoyándose en la roca más lejana del túnel.

Variación del esfuerzo tangencial para el caso $Q = \frac{P}{3}$.

17

Para: $\theta = 0^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 2.67 P$

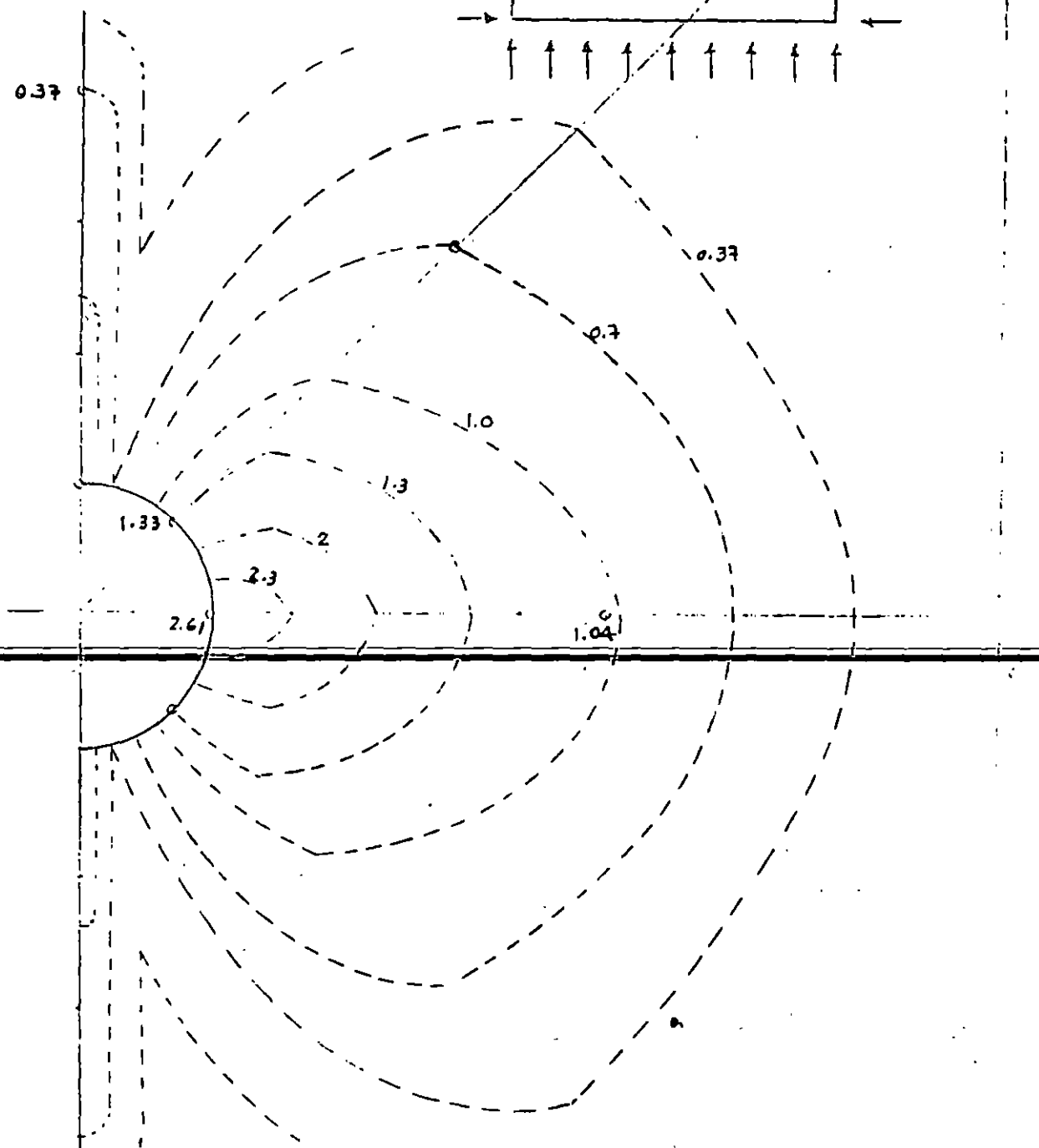
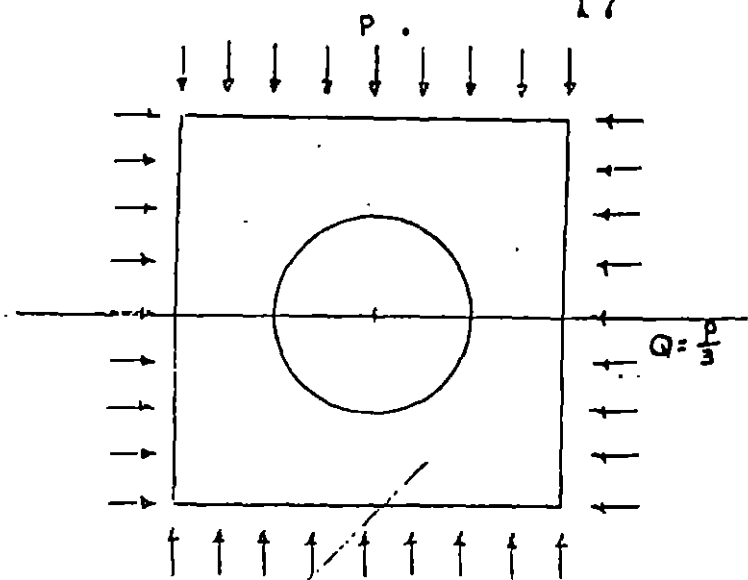
$\theta = 0^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 1.04 P$

$\theta = 90^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 0$

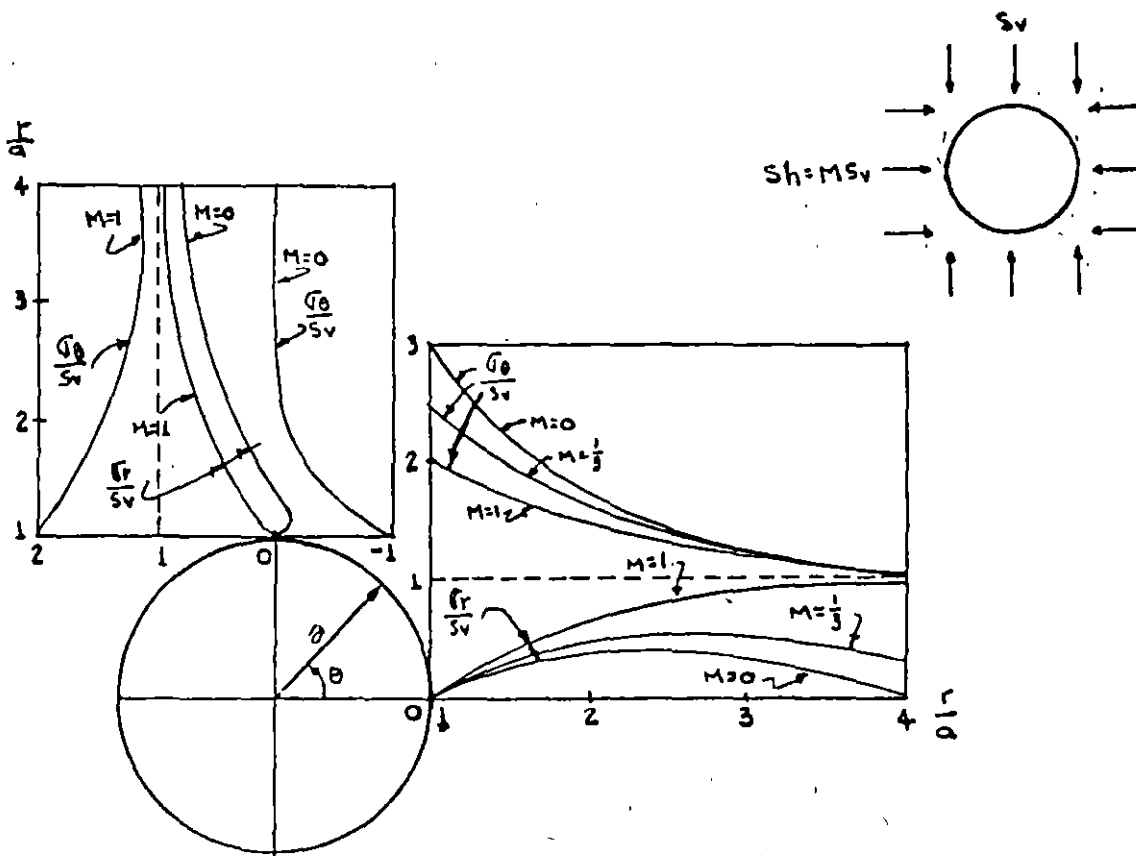
$\theta = 90^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 0.37 P$

$\theta = 45^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 1.33 P$

$\theta = 45^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 0.71 P$

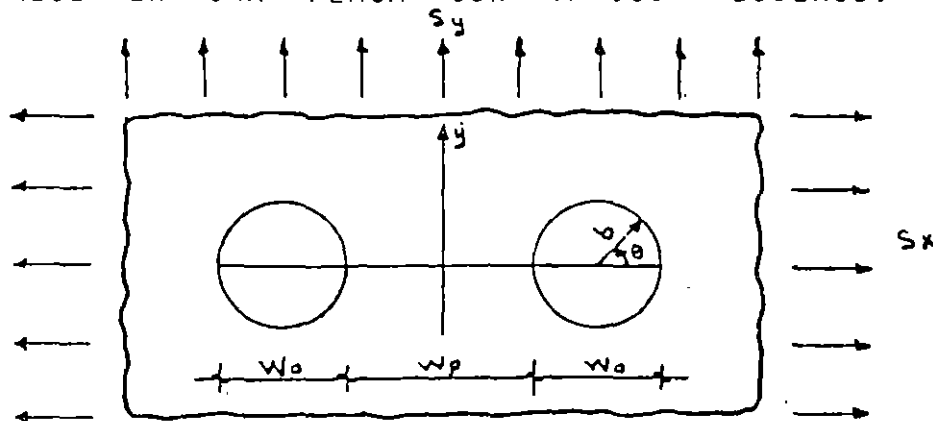


CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR PARA UN ESTADO BIAxIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO



Las concentraciones de esfuerzos con signo positivo significa que son del mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados. Cuando las concentraciones de esfuerzos tienen signo negativo significa que son de signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON VARIOS AGUJEROS.



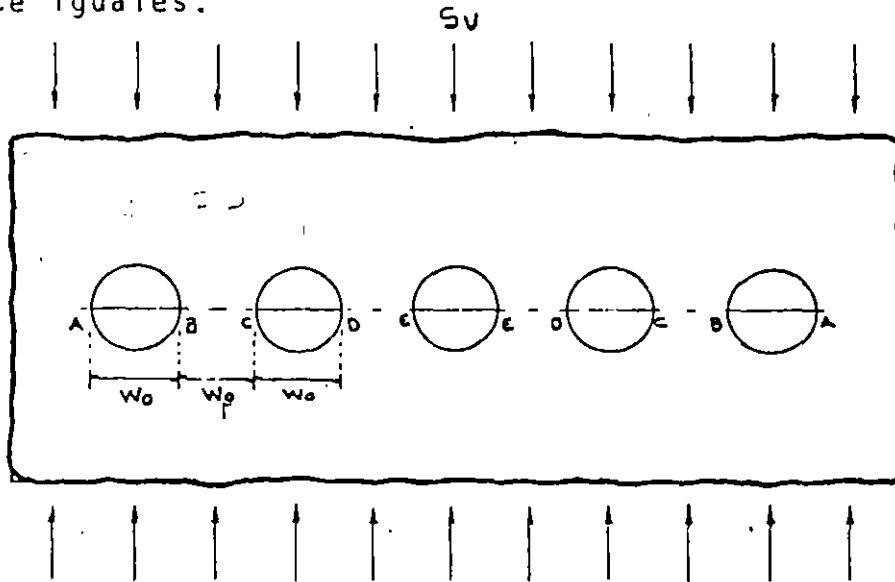
Caso:	$S_x = S_y$		$S_y \neq 0 ; S_x = 0$		$S_y = 0 ; S_x \neq 0$
Esfuerzo	$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$
$\frac{W_p}{W_o}$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = \pm \frac{\pi}{2}$
0	2.894	0.000	3.859	0.000	2.569
0.5	2.255	2.887	3.151	3.264	2.623
1.0	2.158	2.411	3.066	3.020	2.703
2.0	2.080	2.155	3.020	2.992	2.825
4.0	2.033	2.049	3.004	2.997	2.927
7.0	2.014	2.018	3.001	2.999	2.970
10.0	2.000	2.000	3.000	3.000	3.000

La concentración de esfuerzos para el caso de dos agujeros -- alineados es considerablemente menor que el resultante de un número infinito de agujeros alineados.

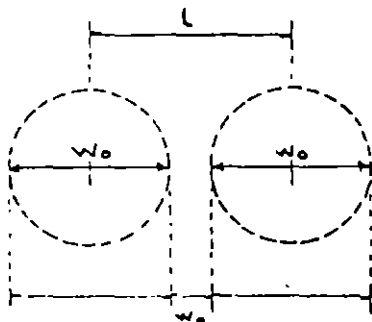
Los esfuerzos en el pilar aumentan a infinito cuando el ancho del pilar disminuye. Por lo tanto, relaciones W_p / W_o pequeñas deberán evitarse en excavaciones subterráneas. (Resultados de Ling-Chih-Bring "On the stresses in a plate containing two circular holes" Journal Applied Physics, January 1948.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON CINCO AGUJEROS

La distribución de esfuerzos en la periferie de 5 agujeros circulares con igual espaciamiento fue estudiado por Duvall para varias relaciones W_0/W_p . Las máximas concentraciones de esfuerzos ocurren para los puntos A, B, C, D y E. Obsérve se que las concentraciones de esfuerzos en D y E son prácticamente iguales.



$\frac{W_0}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.99	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28

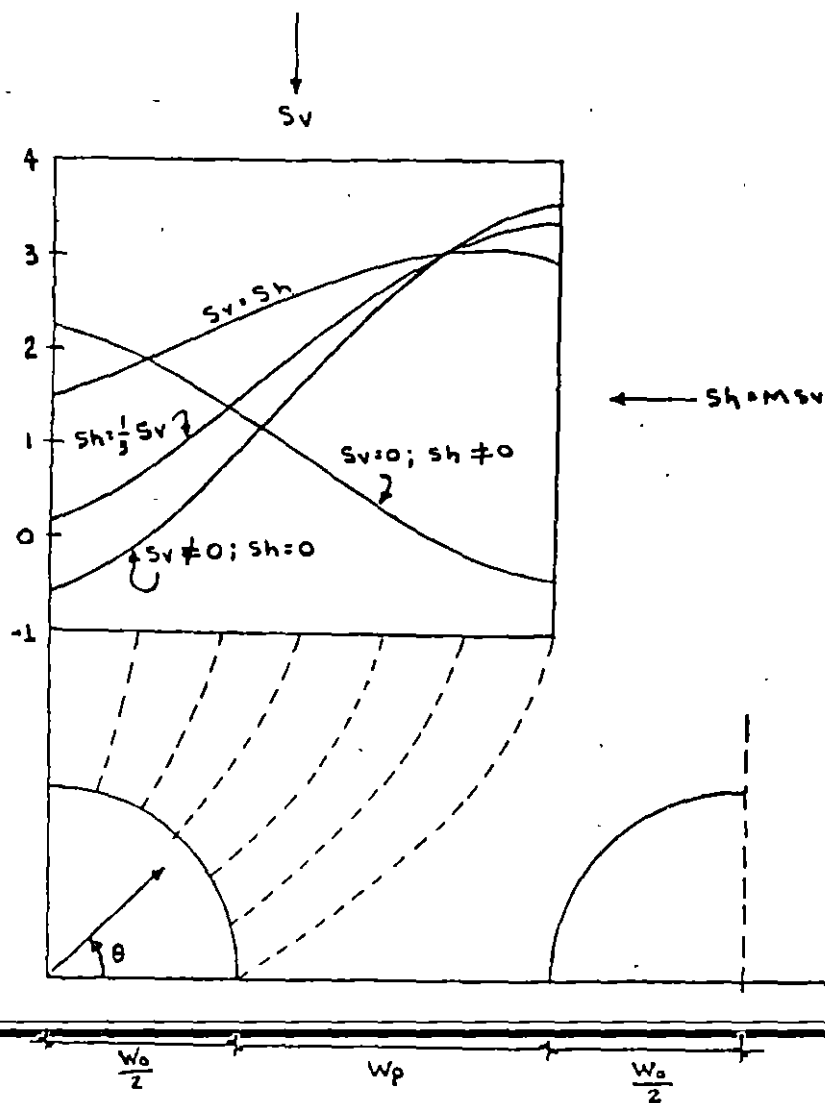


Si $W_p = \frac{W_0}{4}$ $l = W_0 + \frac{W_0}{4} = \frac{5}{4} W_0$
 La relación de áreas $\frac{L}{W_p} = \frac{L}{\frac{W_0}{4}} = \frac{5 W_0}{4} = \frac{20}{4} = 5$

Por lo tanto el esfuerzo en W_p es por lo menos 5 veces mayor que S_v .

CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DOS AGUJEROS CIRCULARES

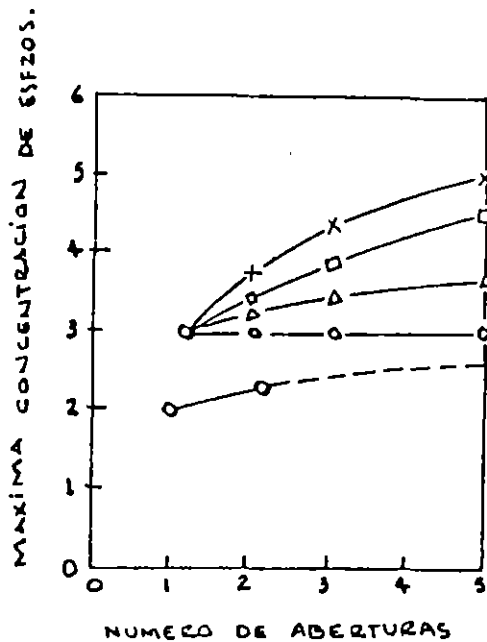
$$W_o/W_p = 1$$



Para cada uno de los esfuerzos de campo analizados, la concentración de esfuerzos de compresión crítica para $\theta=0^\circ$ es mayor para el caso de varios agujeros que para un solo agujero, la mayor diferencia ocurre para esfuerzos de campo de tipo hidrostático ($S_h = S_v$).

Una concentración crítica de esfuerzos de tensión ocurre solamente para $\theta=90^\circ$ para el caso de esfuerzos de campo uniaxial ($S_x=0$ y $S_y \neq 0$).

CONCENTRACIONES MAXIMAS DE ESFUERZOS PARA VARIAS -
RELACIONES ANCHO DE ABERTURA A ANCHO DE PILAR RELA
CIONADAS TAMBIEN CON EL NUMERO DE ABERTURAS.



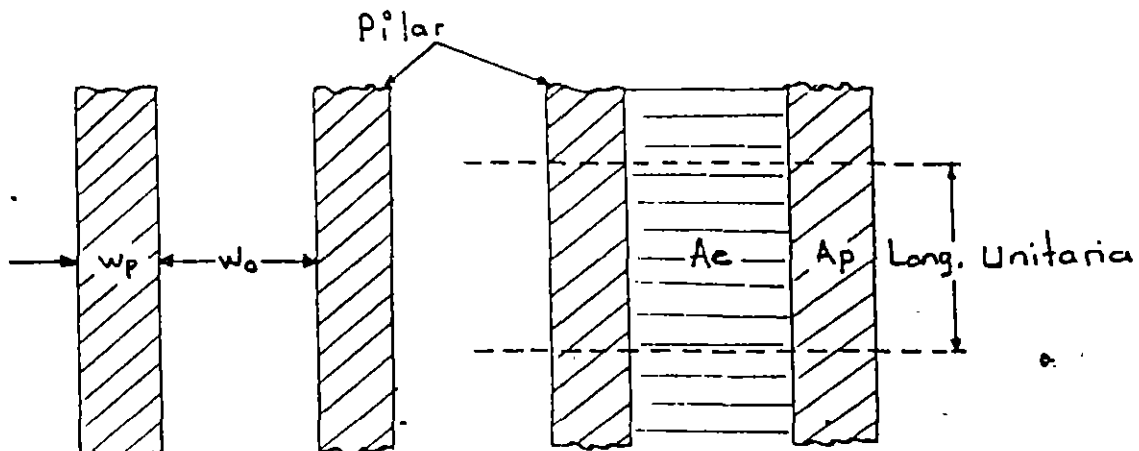
LEYENDA

$\frac{w_0}{w_p}$	SIMBOLO
1	o
2	Δ
3	□
5	x

Obsérvese que cuando el número de aberturas tiende a infinito el valor de la máxima concentración de esfuerzos es solo 15% mayor que para el caso de presión hidrostática ($S_v = S_h$).

DISEÑO DE PILARES

Cuando la longitud de los pilares es grande comparada contra el ancho de la abertura entre los mismos, se considera entonces un estado de esfuerzos de campo bidimensional.



23

Para un número infinito de pilares con ancho W_p separados por aberturas con ancho W_o , el "esfuerzo promedio en el pilar" \bar{S}_p , se obtiene suponiendo que un pilar soporta uniformemente sobre su plano medio el peso de la roca existentes sobre el pilar mas la mitad de la abertura de cada lado del pilar.

$$\bar{S}_p = \frac{W_p + W_o}{W_p} S_v$$

$$\text{o sea: } \bar{S}_p \cdot A_p = S_v (A_e + A_p) \quad \therefore \bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$$

en donde: \bar{S}_p = esfuerzo promedio en el pilar

A_e = área excavada

A_p = área del pilar

$A_t = A_e + A_p$ = área total

Esto significa que el esfuerzo promedio en un pilar para un sistema de aberturas puede obtenerse a partir del área del pilar y el área total dentro de los límites minables.

Para un sistema de aberturas paralelas separadas por N pilares donde el ancho de la abertura es W_o , el ancho del pilar es W_p y la longitud de las aberturas y pilares es L_p , el área excavada esta dada por:

$$A_e = L_p \cdot W_o \cdot N$$

y el área del pilar esta dada por: $A_p = L_p \cdot W_p \cdot N$ de donde el esfuerzo promedio en el pilar es:

$$S_p = S_v \frac{W_p + W_o}{W_p} = \frac{A_t}{A_p} S_v$$

La relación de extracción R_a se define como la relación entre el área excavada y el área total:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = \frac{A_t - A_p}{A_t} = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; \frac{A_t}{A_p} = \frac{1}{1 - R_a}$$

24

El esfuerzo promedio en los pilares puede determinarse a partir de la relación de extracción Ra; desde $S_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$.

$$S_p = S_v \left(\frac{1}{1 - Ra} \right) \dots\dots\dots (a) \quad S_p = S_v \frac{1}{1 - 0.8932} = S_v \times 9$$

O bien:

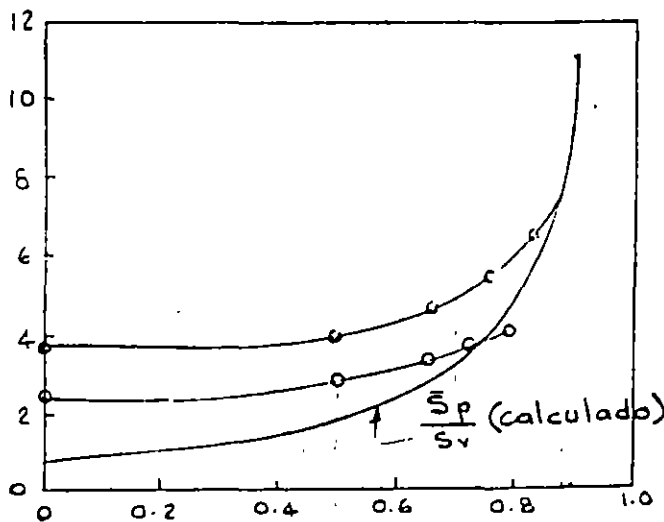
$$Ra = 1 - \frac{S_v}{S_p} \dots\dots\dots (b)$$

Para relaciones de extracción mayores de 75% el esfuerzo promedio en el pilar y la máxima concentración de esfuerzos son iguales, de aquí que la ecuación (b) puede ser reescrita como una ecuación de diseño para pilares sustituyendo $\frac{S_p}{S_v}$ por $\frac{C_p}{F_s \cdot S_v}$; donde $\frac{C_p}{F_s}$ es la carga de seguridad del pilar.

esto es: $Ra = 1 - \frac{S_v}{C_p} \times F_s$

Si la relación de extracción es menor de 75% el esfuerzo promedio y la máxima concentración de esfuerzos en el pilar $\frac{S_p}{S_v}$ puede ser sustituida en (a) por: $\frac{\sigma_0 \text{ máx}}{S_v}$ y $\frac{\sigma_0 \text{ máx}}{S_v}$ deberá sustituirse por $\frac{C_p}{S_v} \times F_s$ para dar la ecuación (b).

El valor de $\frac{\sigma_0 \text{ máx}}{S_v}$ para cualquier relación de extracción puede obtenerse de la gráfica siguiente:



● Cinco óvalos $\frac{H_0}{W_0} = 0.5$

○ Cinco círculos

$L_T = \dots$
 $A_p = \dots$



Relación de extracción Ra.

Ra	W_0/W_D	W_D/W_0
0.3	$W_0 = W_D$	$W_D = W_0$
0.5	$W_0 = 2W_D$	$W_D = \frac{1}{2} W_0$
0.67	$W_0 = 4W_D$	$W_D = \frac{1}{4} W_0$
0.71	$W_0 = 5W_D$	$W_D = \frac{1}{5} W_0$

RESISTENCIA EN COMPRESION DE PILARES

La resistencia en compresión de pilares se determina a partir de la resistencia en compresión simple de especímenes de laboratorio corrigiéndose por esbeltez.

Se utiliza para ello la siguiente expresión que es válida para relaciones de esbeltez $(\frac{h}{d})$ desde 0.25 a 4.0 ;

$$C_s = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{d}{h})] \text{----- (b)}$$

en donde: C_1 = Resistencia en compresión simple para especímenes con $\frac{d}{h} = 1$

C_s = Resistencia en compresión simple de especímenes con $\frac{d}{h} \neq 1$

d = Diámetro del espécimen

h = Altura del espécimen

La resistencia en compresión de un pilar en roca masiva elástica puede calcularse con la misma expresión substituyendo d y h por H_p y W_p :

$$C_p = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{W_p}{H_p})] \text{----- (b)}$$

en donde W_p = Ancho del pilar

H_p = Altura del pilar

El resultado así obtenido deberá estar del lado conservador tomando en cuenta los siguientes aspectos.

- 1.- La resistencia en compresión de un espécimen de sección transversal $W \times L$ y $W < L$ como la del pilar es mayor que la de un espécimen de sección circular con diámetro W .

- 2.- Si las superficies del pilar son cóncavas en caso de que estén formados por aberturas circulares, la resistencia del pilar pudiera ser algo mayor que la resistencia de pilares con paredes rectas.
- 3.- El extremo empotrado de un pilar formado en roca continua pudiera ser mayor que las restricciones laterales que se tienen en una prueba normal de compresión simple.
- 4.- La ecuación (b) no da un aumento tan grande en la resistencia del pilar para diferentes relaciones de W_p/H_p como las dadas por otras fórmulas P.ej. si $C_p = C_c \left(\frac{W_p}{H_p}\right)^{\frac{1}{2}}$ -- donde C_c es igual a la resistencia en compresión de un espécimen cúbico; para un pilar con relación $W_p/H_p = 4$. el incremento en la resistencia para un pilar cúbico pudiera ser el doble mientras que con la expresión (b) resulta de 1.66 veces.

NOTAS

- (1) Habrá que tomar en cuenta para considerar el "ancho efectivo de un pilar" el efecto del fracturamiento producido por los explosivos. Se ha observado y medido que la roca fracturada alcanza hasta 1 m. desde la superficie del pilar.

En el caso de explotación de minerales conviene utilizar voladuras de precorte para preservar la sanidad de la roca y el costo adicional de la voladura por aumento de barrenación y explosivos se compensa con un aumento de explotación de mineral.

En la explotación de minerales usualmente las metas se encaminan a una obtención de mineral tan alta como sea posible y que sea compatible con la seguridad.

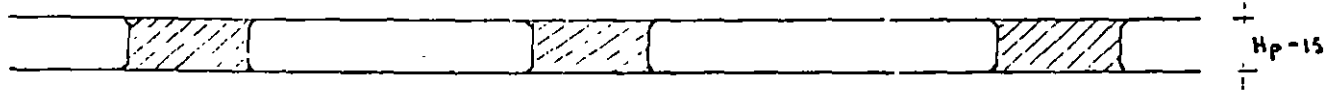
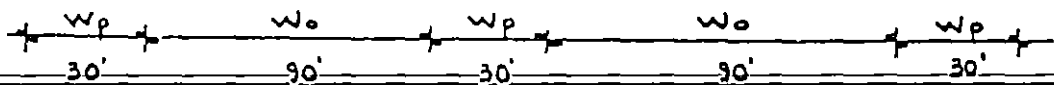
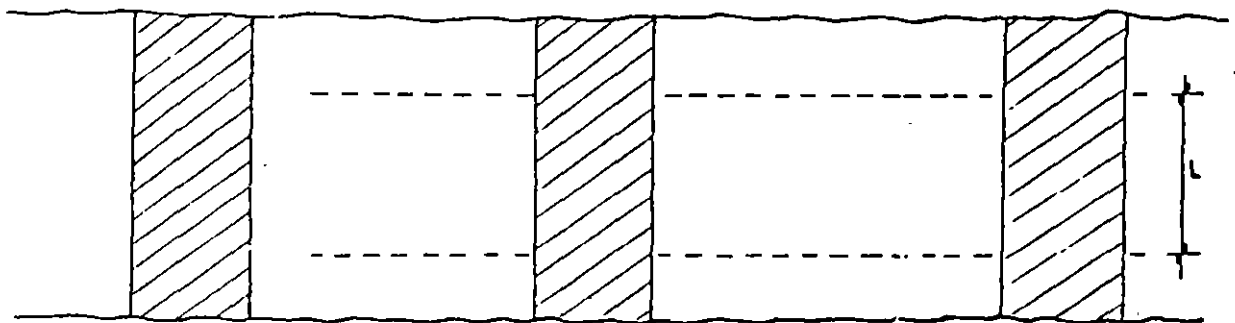
Un sistema de explotación a base de "pilares continuos" pudiera no ser la mejor manera de alcanzar el objetivo anterior.

Por ejemplo: considerando un depósito en forma de un estra

to de 15' de espesor; a causa del fracturamiento de los explosivos el espesor efectivo del pilar pudiera ser de 9'.

Sin embargo, si la relación altura-ancho ($\frac{H_0}{W_p}$) decrece a $\frac{1}{2}$ haciendo $W_p=30'$; para una relación de extracción de 75% (valor nominal para mineo en roca dura) el ancho del salón deberá tener 90', un claro que pudiera ser minado solamente en roca excepcionalmente competente.

Por otro lado, si se utilizara un arreglo tridimensional de pilares, la relación de extracción de 75% pudiera alcanzarse en el mismo depósito con salones y cruceros con ancho de solo 30'.



$$Ra = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; \quad Ra = 1 - \frac{30 \cdot L}{(90 + 30) \cdot L} = 1 - 0.25 = 0.75$$

Arreglo tridimensional de pilares.

Mientras que en los pilares contínuos la relación longitud a -- ancho del pilar es muy grande, en un arreglo tridimensional de pilares esta relación es de 1 o algo mayor de 1.

El estudio matemático tridimensional de estos pilares es com-- plejo y hay poca información de modelos fotoelásticos tridimen-- sionales. Sin embargo, haciendo ciertas suppsiciones este caso tridimensional puede aproximarse a los resultados teóricos y ex-- perimentales del caso bidimensional de pilares contínuos y una ecuación de diseño puede establecerse.

Las suposiciones son las siguientes: (1) en un arreglo tridimen-- sional de pilares, los pilares soportan la carga total de cover-- tura de roca uniformemente en su sección transversal y el es--- fuerzo promedio en el pilar puede ser calculado por la ecuación $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$ siempre y cuando haya por lo menos 4 pilares en un sa-- lón, con los pilares extremos algo menos esforzados que los pi-- lares centrales, (2). La relación de extracción debe ser algo mayor de 75%, valor que es consistente con la práctica minera. En este caso la concentración de esfuerzos promedio en el pilar puede determinarse por la expresión $\bar{S}_p = S_v \left(\frac{1}{1-Ra} \right)$.

siestas condiciones se satisfacen, el esfuerzo promedio en el - pilar y la ecuación de diseño para pilares contínuos son satis- factorias para el diseño de pilares con arreglo tridimensional como sigue:

$$S_p = S_r \left(\frac{1}{1-Ra} \right) \quad \text{y} \quad Ra = 1 - \frac{F_s \times S_v}{C_p}$$

en donde para este caso C_D es la resistencia en compresión del pilar corregida por esbeltez con la mínima dimensión de la sección transversal como ancho del pilar.

Para un sistema de arreglo aleatorio de pilares y de forma --- irregular, el área de los pilares A_p y el área excavada A_e puede evaluarse por integración gráfica del área total minada.

Para un sistema de pilares con forma regular y con los arreglos que se muestran en la siguiente figura, el área minada -- total puede considerarse compuesta por N elementos idénticos de área $(W_o + W_p) (L_p + W_p)$, esto es:

$$A_t = N(W_o + W_p) (L_p + W_p)$$

el área total de pilares es:

$$A_p = N(W_p \cdot L_p)$$

Por lo tanto el área excavada será:

$$A_e = N[(W_o + W_p) (L_p + W_p) - W_p \cdot L_p]$$

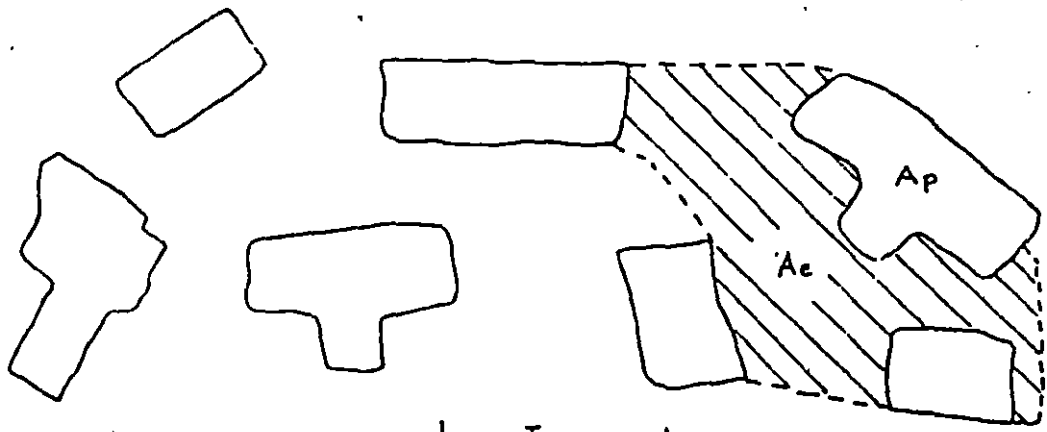
y la relación de extracción:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = 1 - \frac{W_p \cdot L_p}{(W_o + W_p) (L_p + W_p)} = 1 - \frac{A_p}{A_t}$$

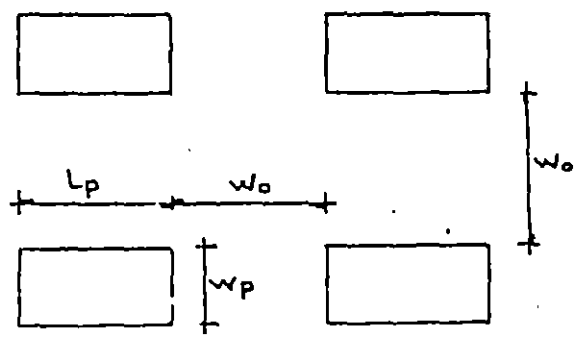
Verificando la expresión para un sistema de pilares con $W_p = W_o = L_p$ se tiene:

$$R_a = 1 - \frac{W_p^2}{4W_p^2} = 0.75$$

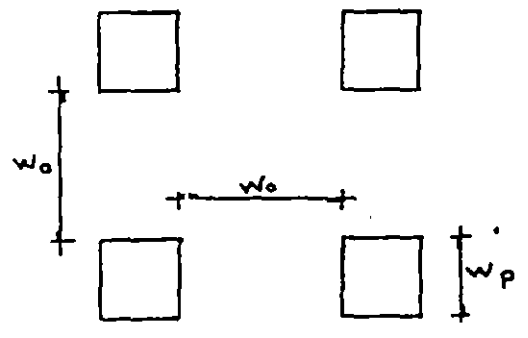
ARREGLO TRIDIMENSIONAL DE PILARES



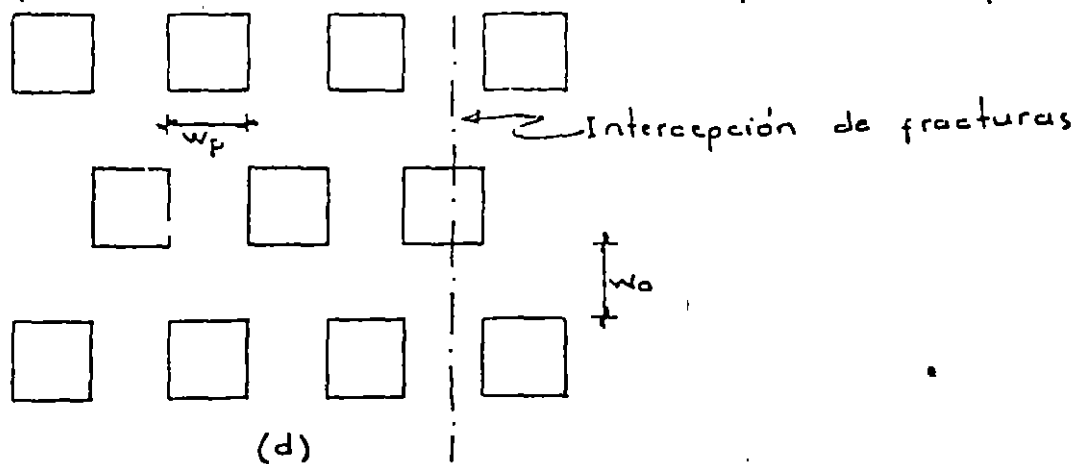
(a) Arreglo Irregular



(b) Pilares rectangulares regularmente espaciados



(c) Pilares cuadrados regularmente espaciados



(d)

Pilares cuadrados, regularmente espaciados con $w_o = w_p$.

DISEÑO DE MÚLTIPLES ABERTURAS EN ROCA COMPETENTE

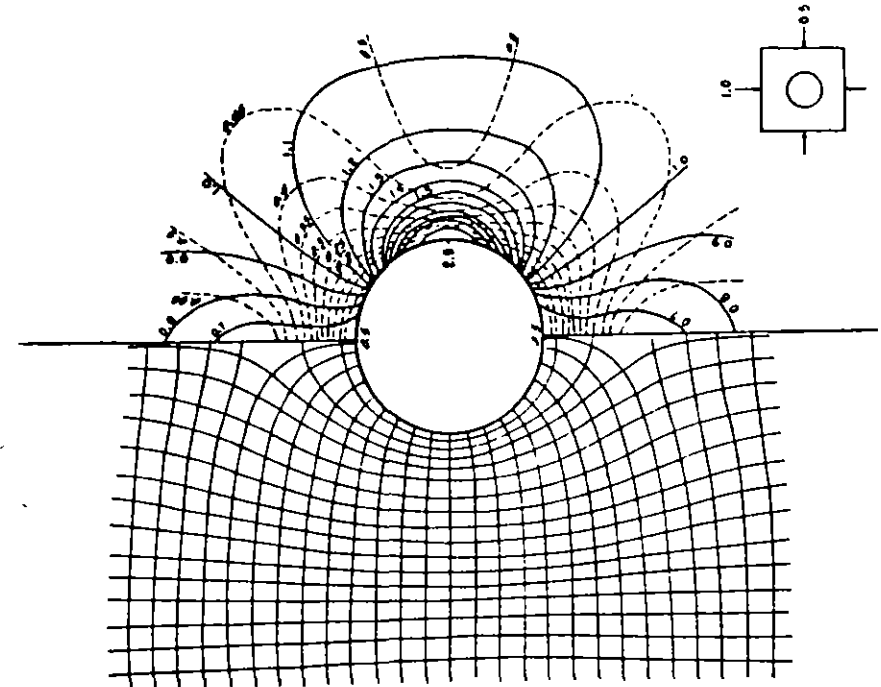
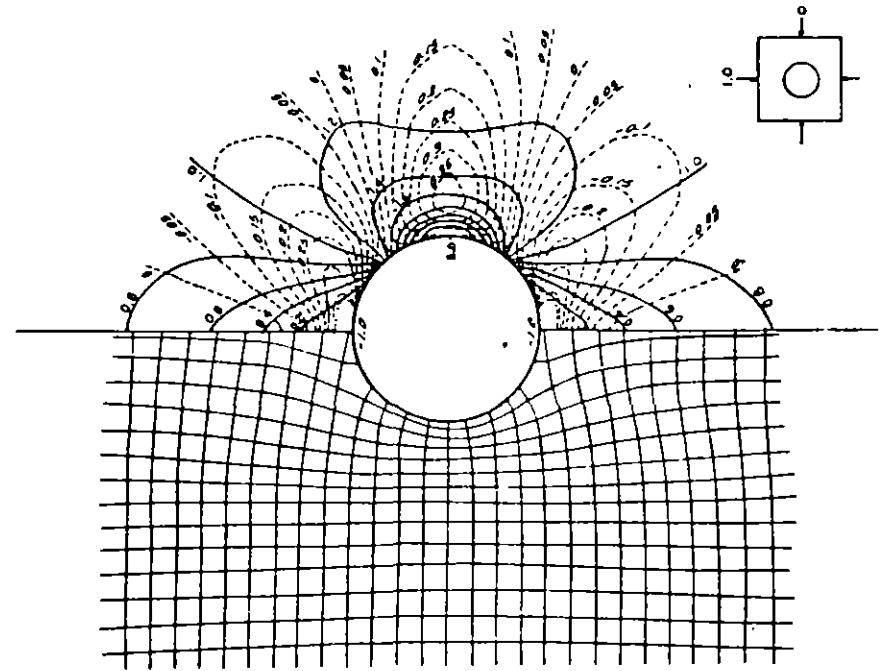
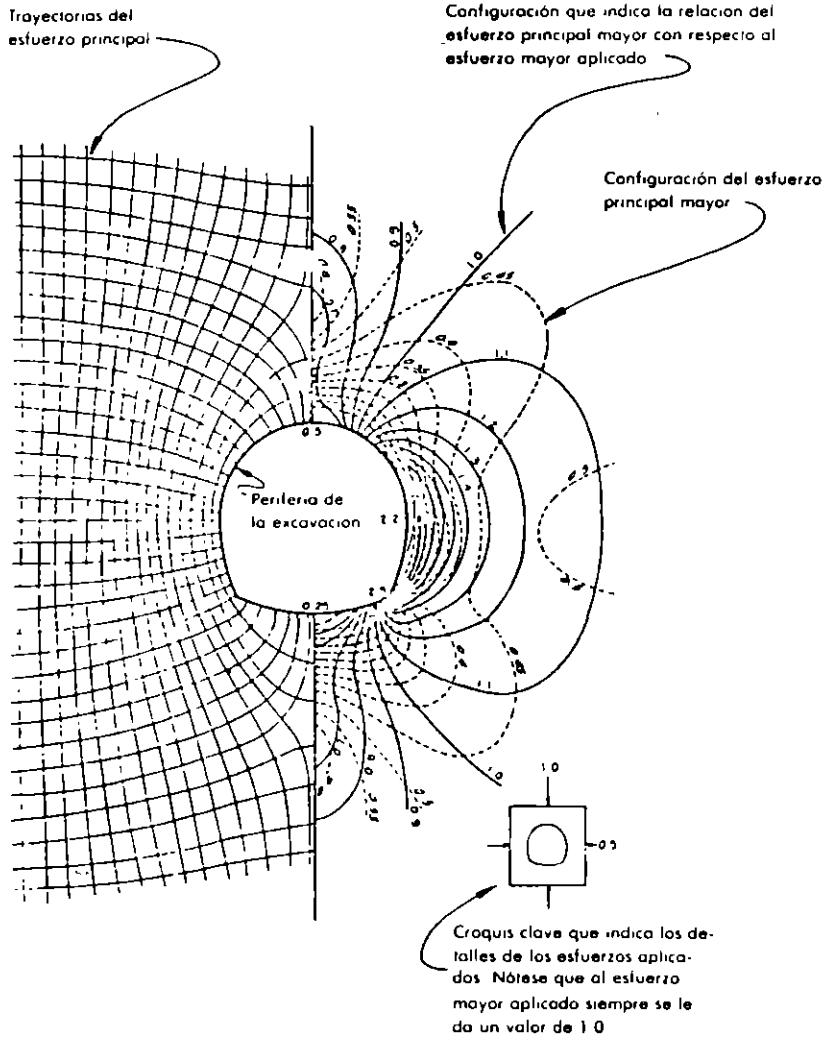
CONCLUSIONES

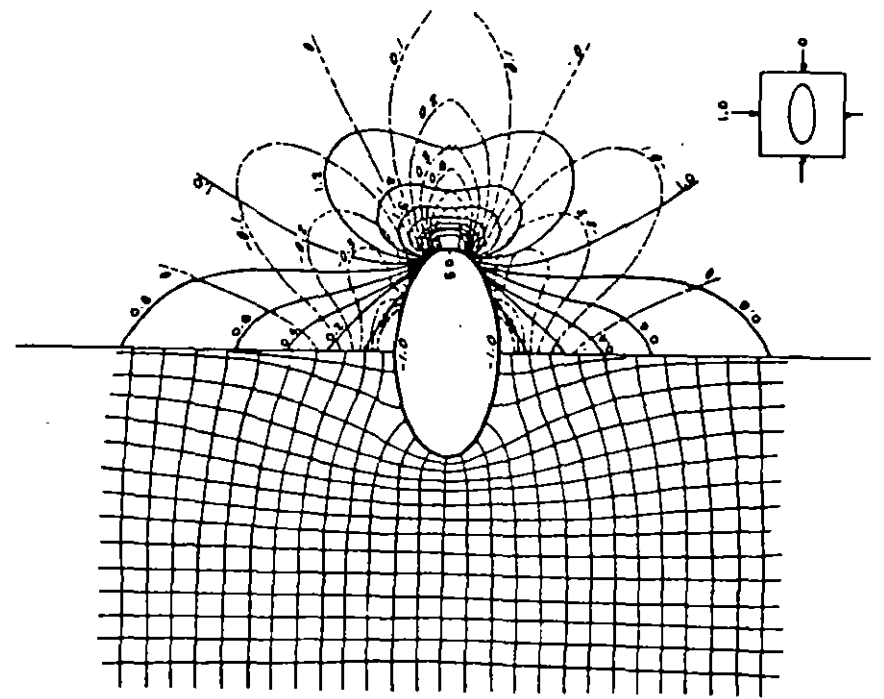
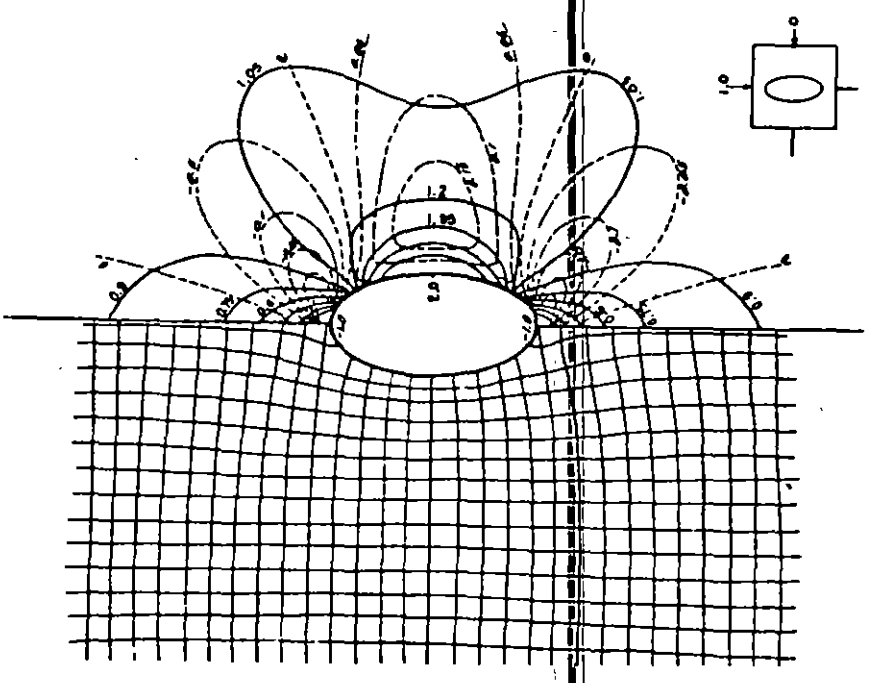
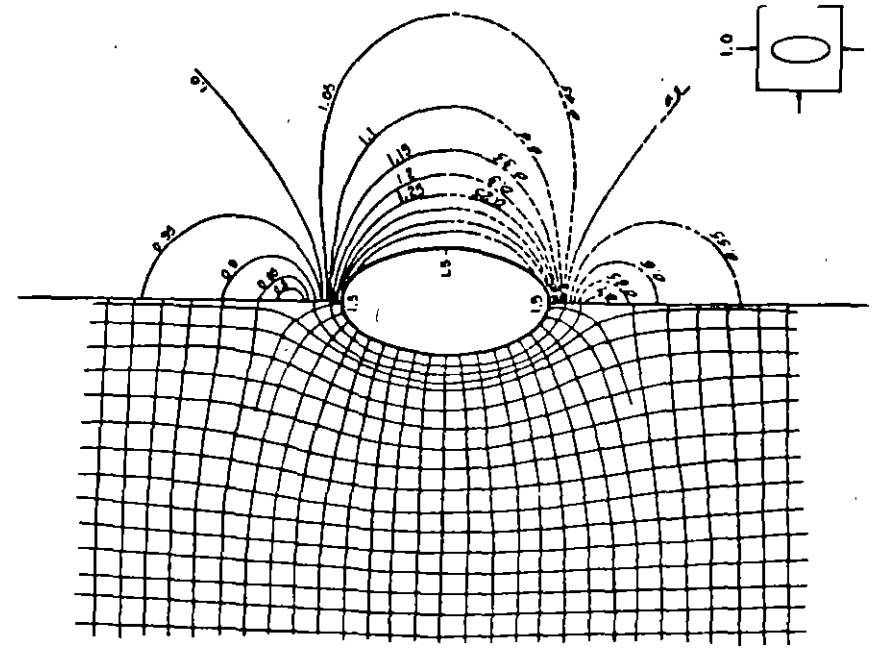
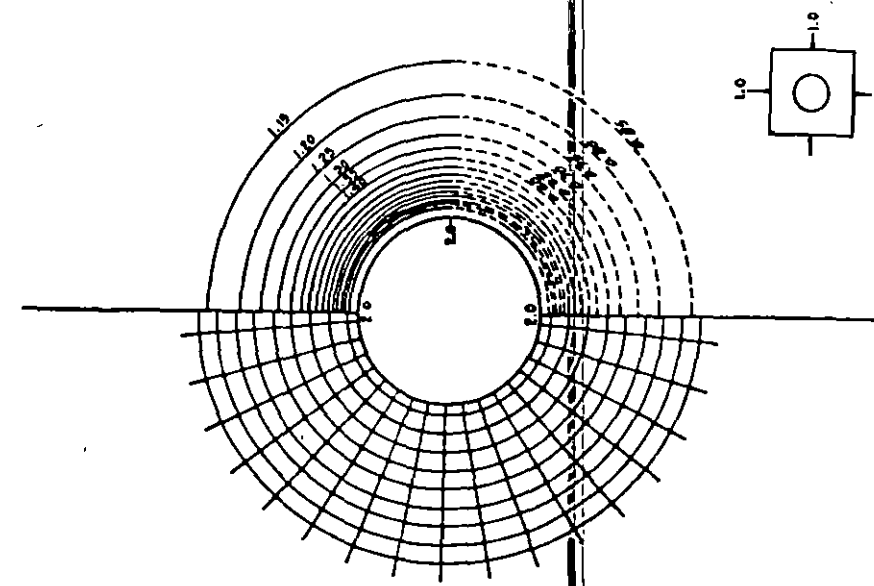
Las principales conclusiones pertinentes sobre el diseño de pilares continuos son:

- 1.- La máxima concentración de esfuerzos que se desarrolla sobre las paredes de los pilares de una serie de aberturas horizontales paralelas son dependientes básicamente de la componente vertical de esfuerzos externos.
- 2.- La máxima concentración de esfuerzos de tensión que se desarrolla en el techo y piso de un sistema de múltiples aberturas en un campo de esfuerzo uniaxial, decrece con la aplicación de un esfuerzo horizontal que generalmente es de compresión con $S_h \frac{1}{3} S_v$.
- 3.- Para 5 ó mas aberturas en roca elástica la máxima concentración de esfuerzos de compresión son iguales con excepción -- de las orillas de los agujeros extremos, en las cuales la -- concentración de esfuerzos es menor.
- 4.- En la mayor parte de las operaciones de mineo en las cuales ~~m 1/3~~ el problema de diseño de múltiples aberturas se reduce al diseño de pilares de soporte estables.

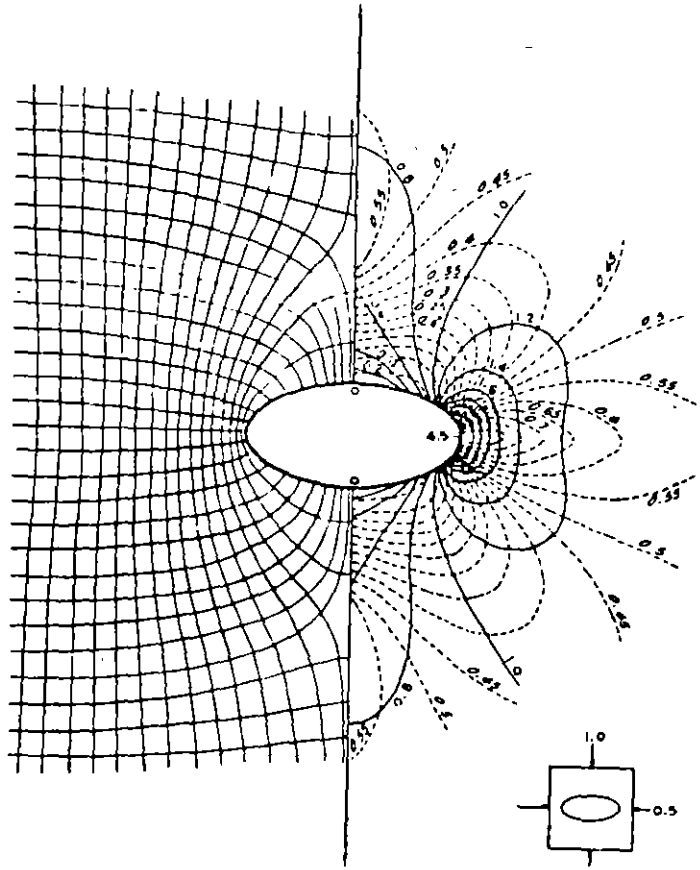
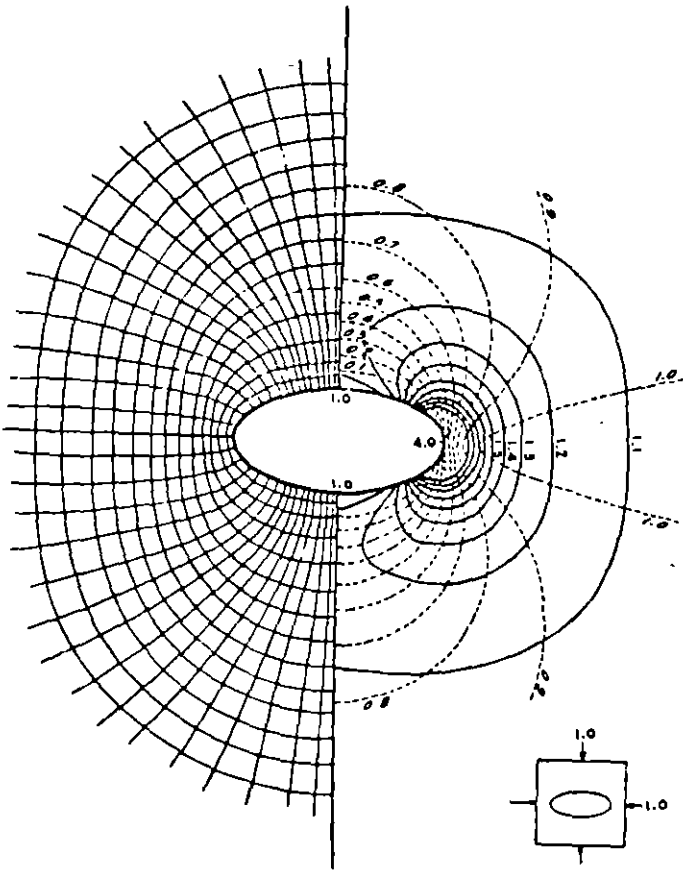
Las distribuciones de los esfuerzos que presentamos en las siguientes páginas fueron preparadas en el Imperial College por el Dr. El Sayed Ahmed Elissa bajo la dirección del Dr. J.W Bray. Se utilizó el método del elemento de periferia bidimensional del análisis de esfuerzos que se presenta en el Apéndice 4 para derivar estas distribuciones de esfuerzos.

CLAVE

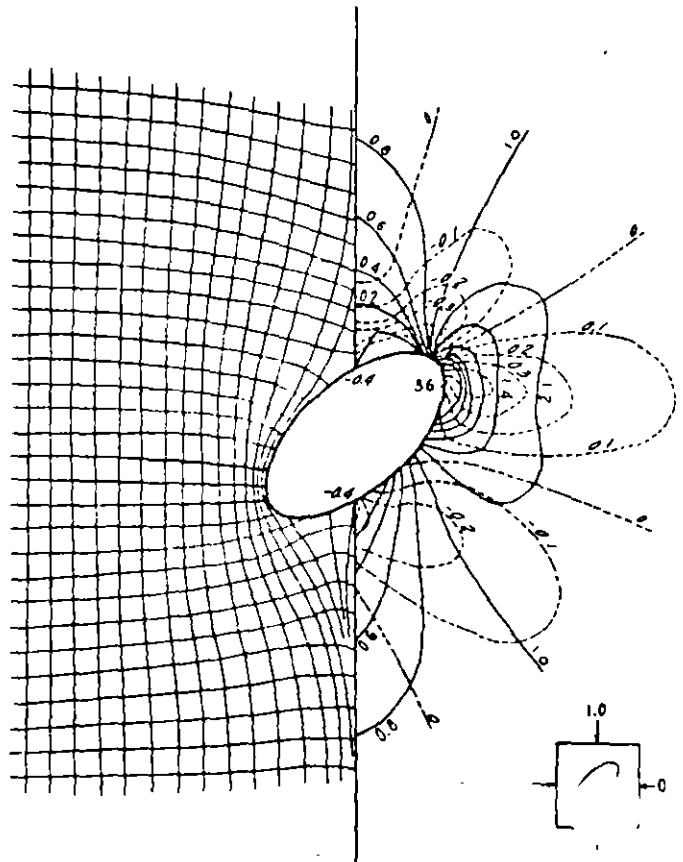
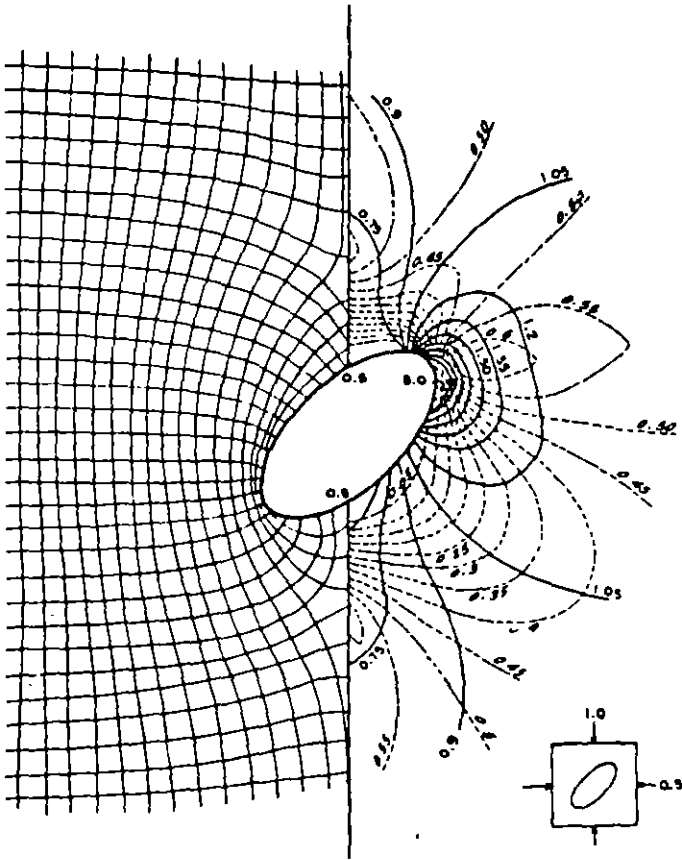




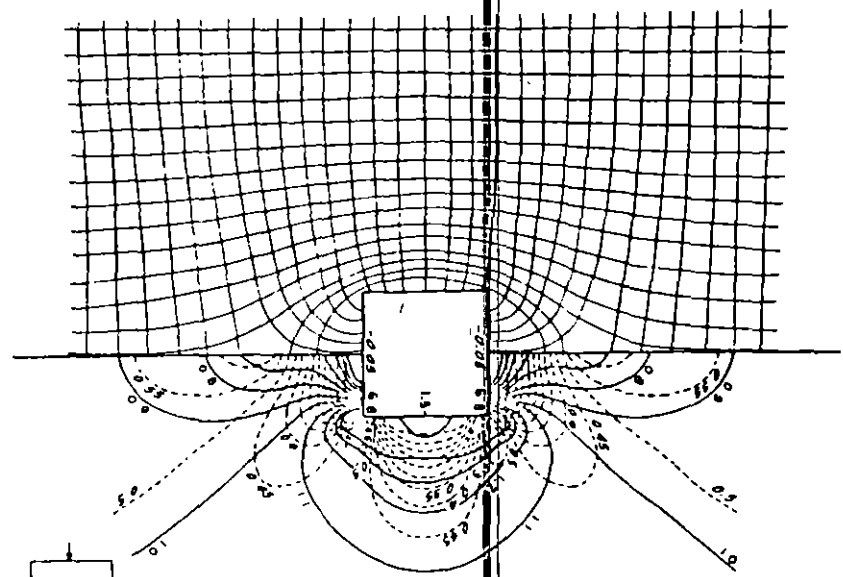
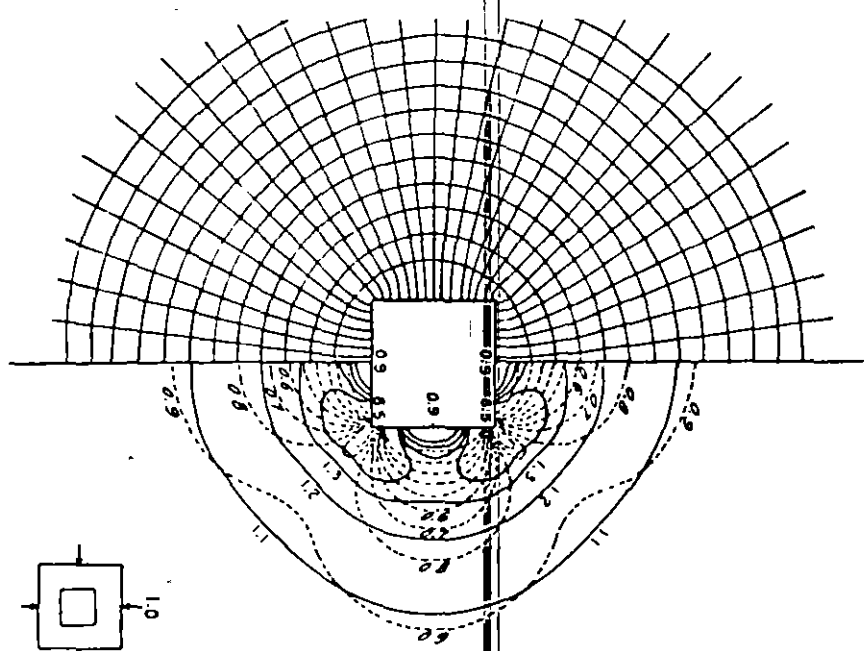
568



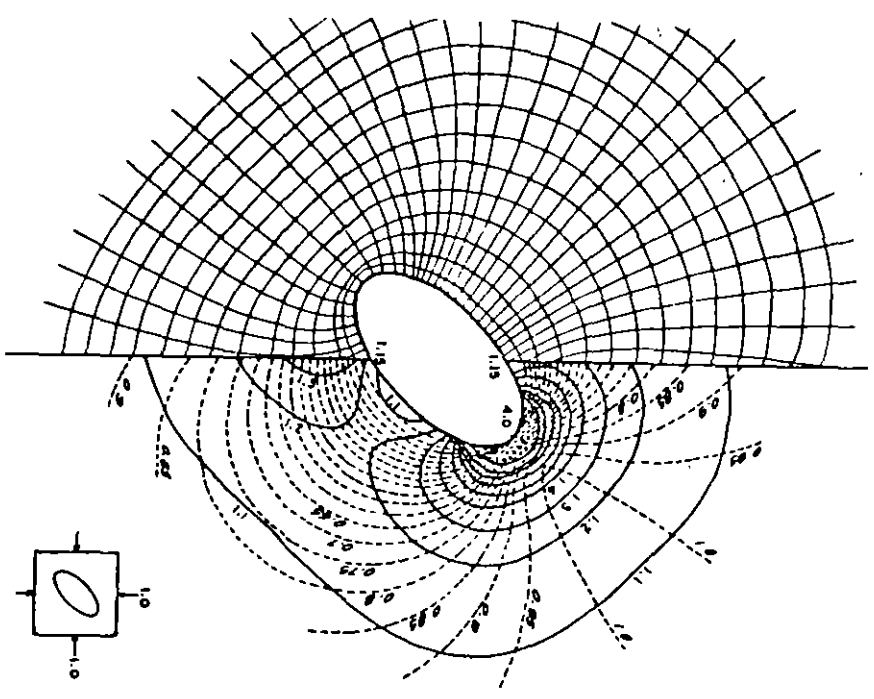
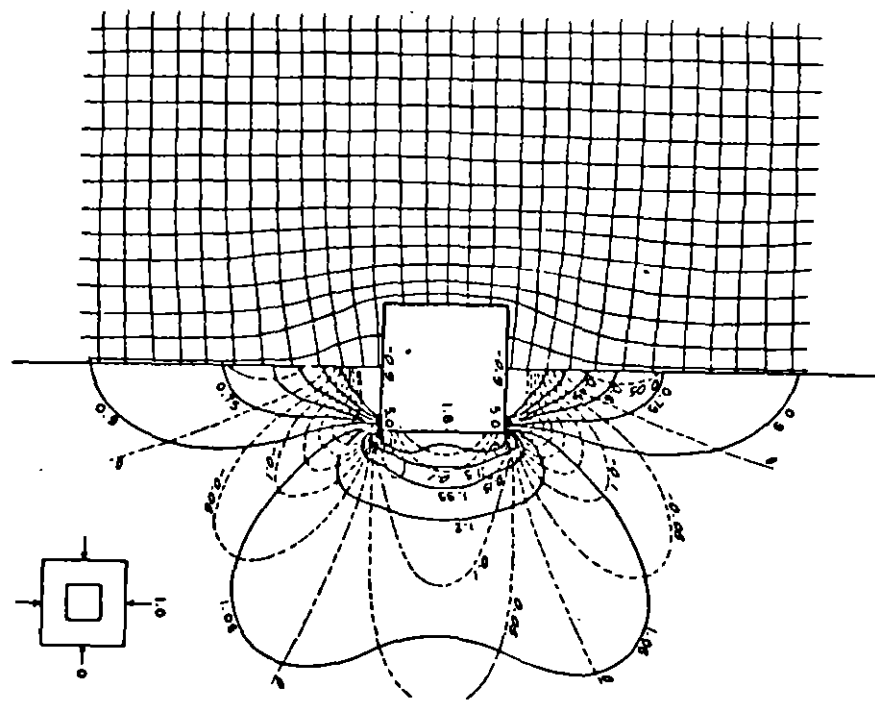
569

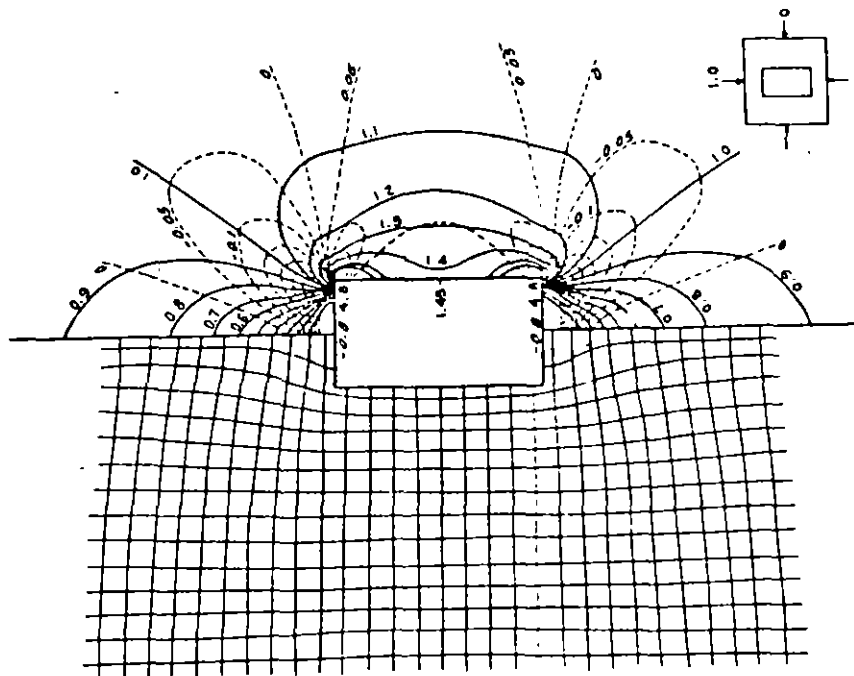
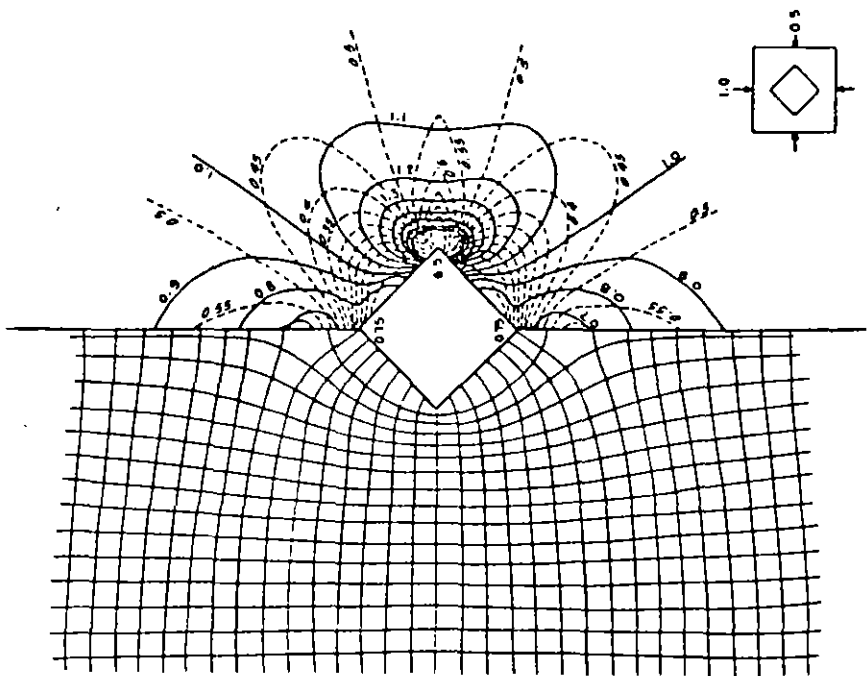
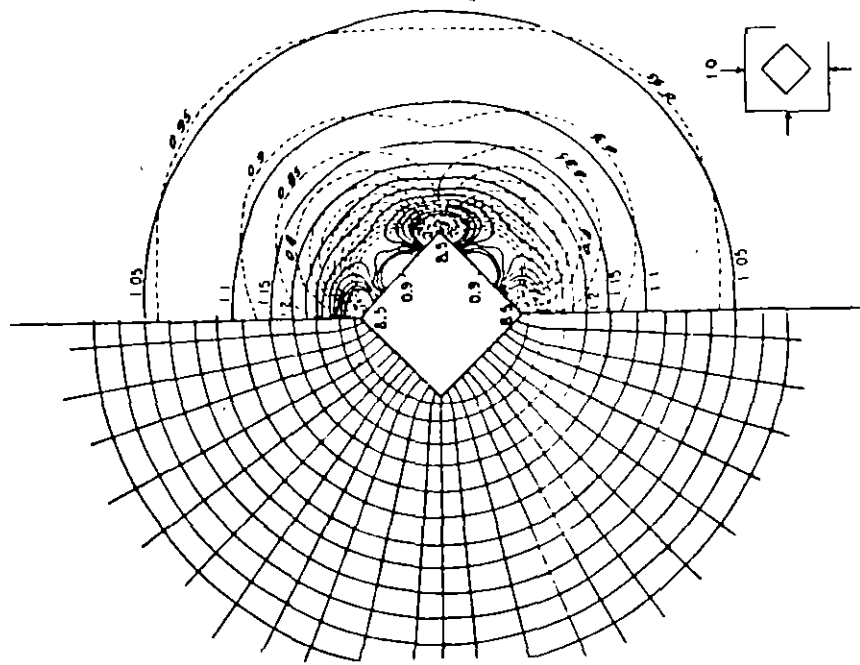
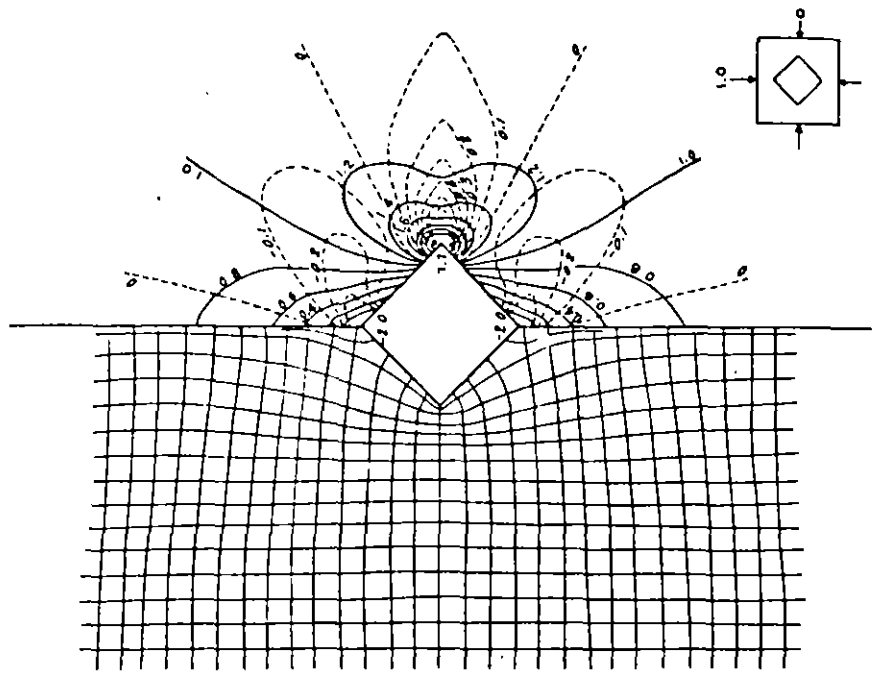


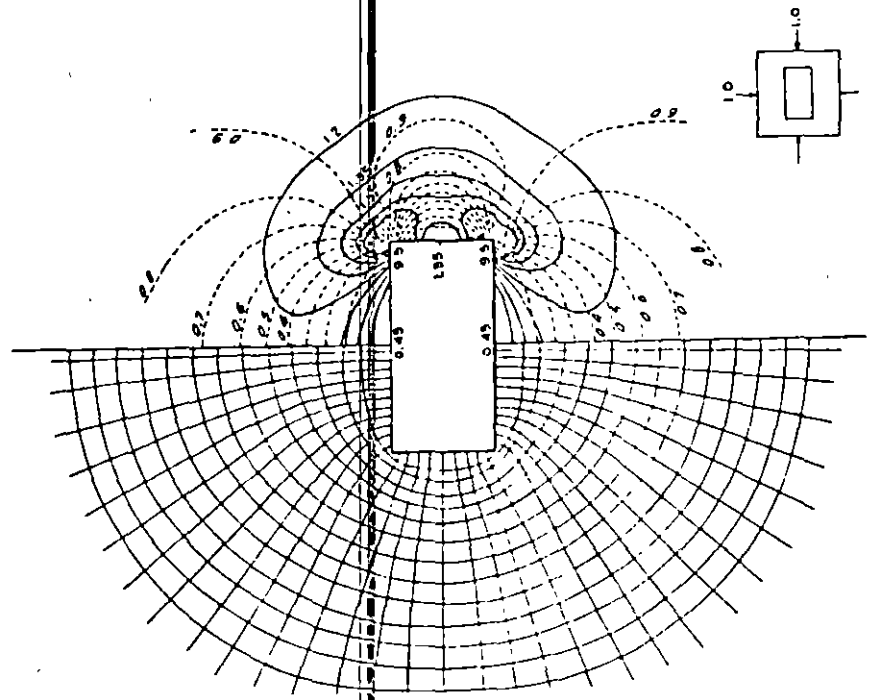
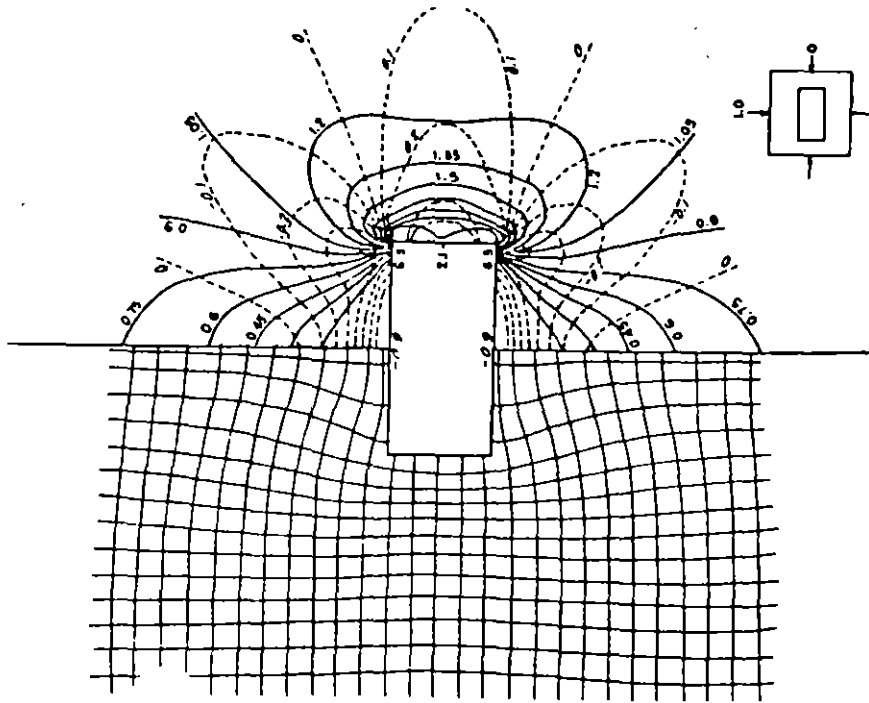
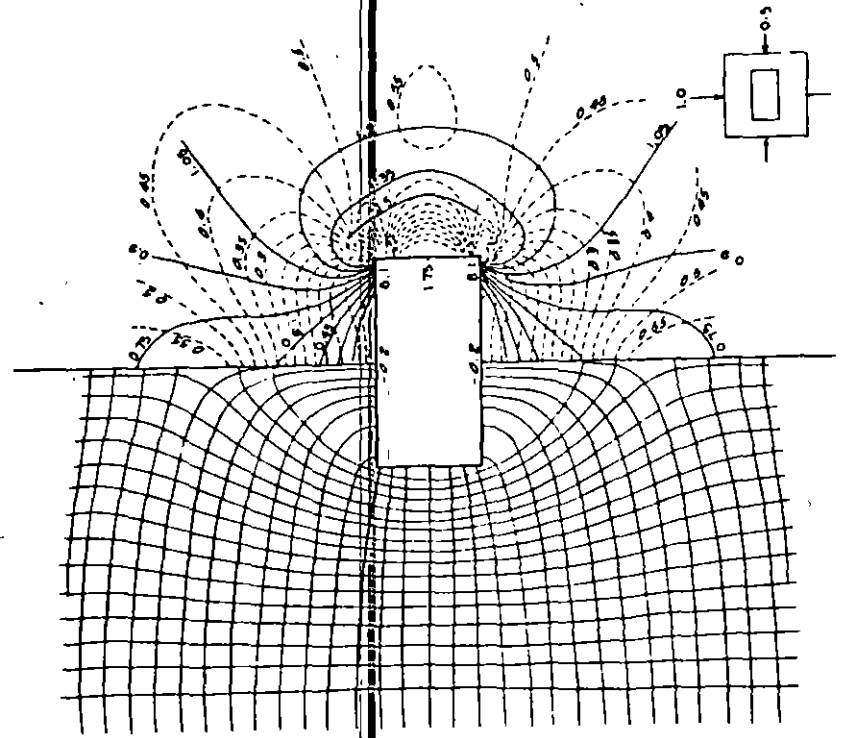
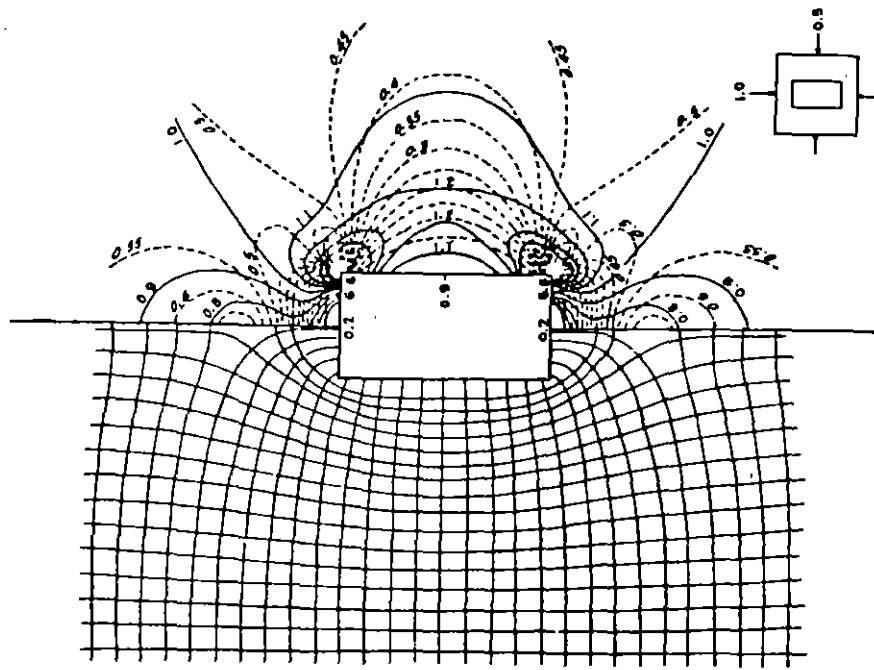
571

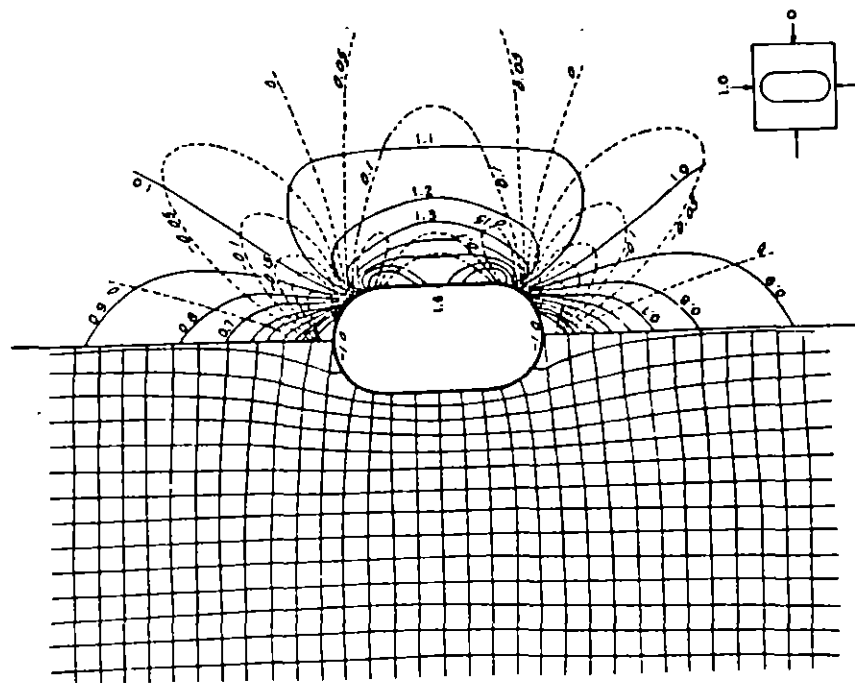
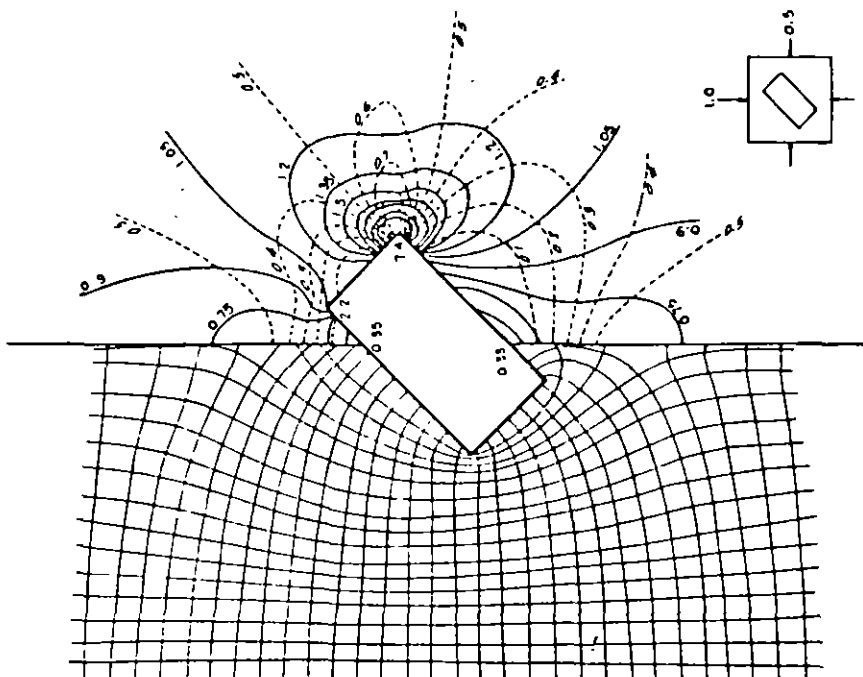
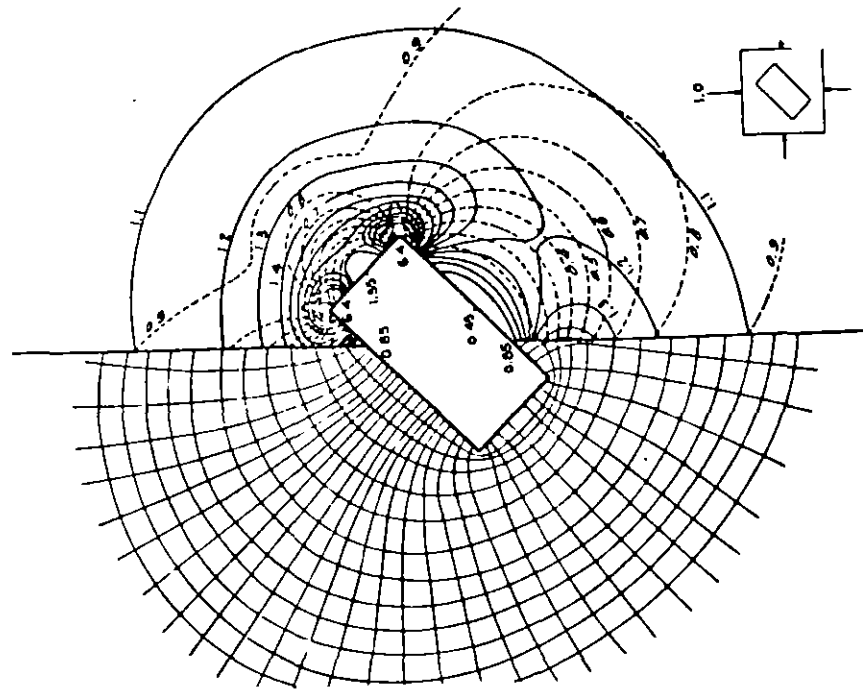
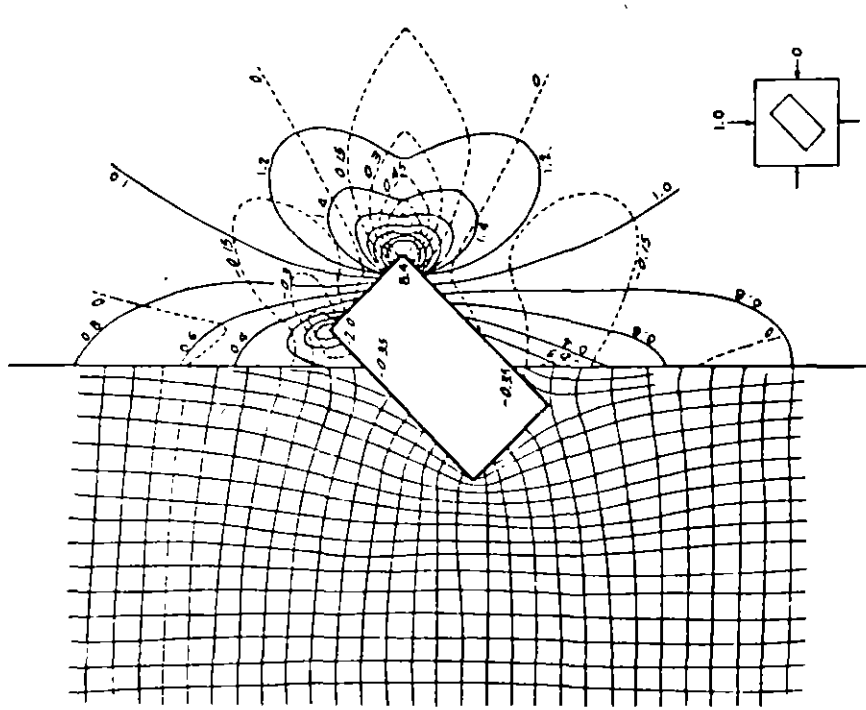


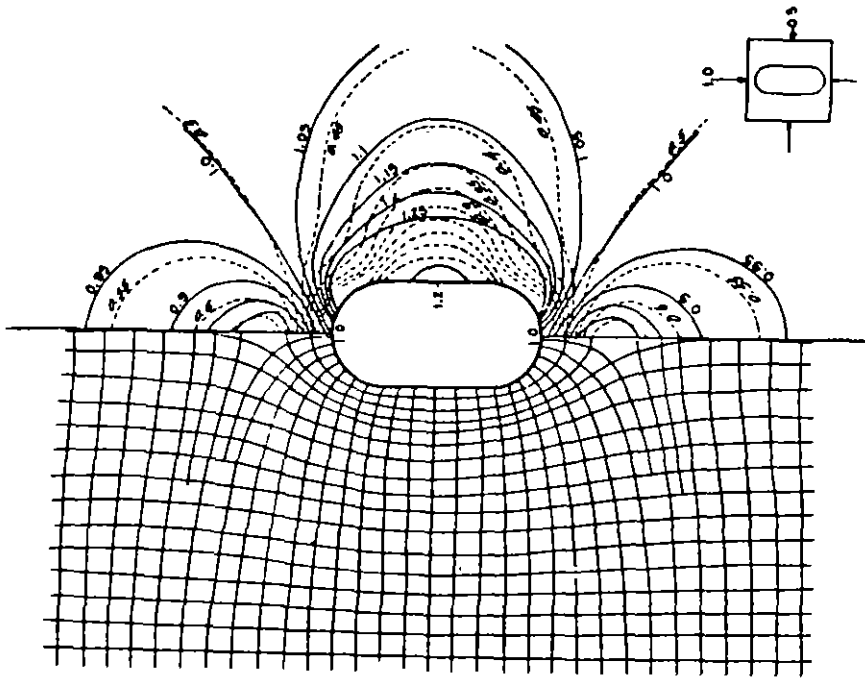
570



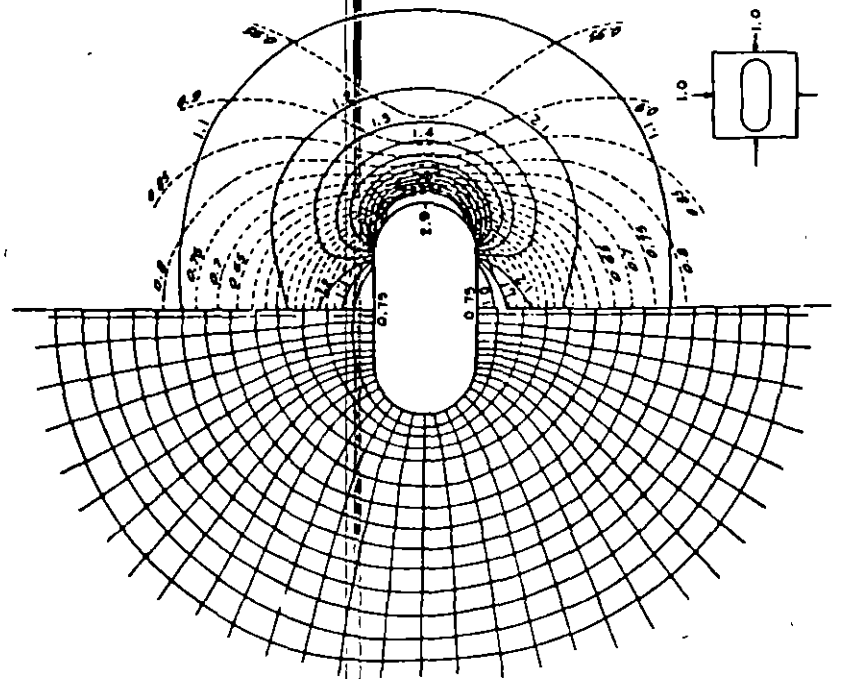
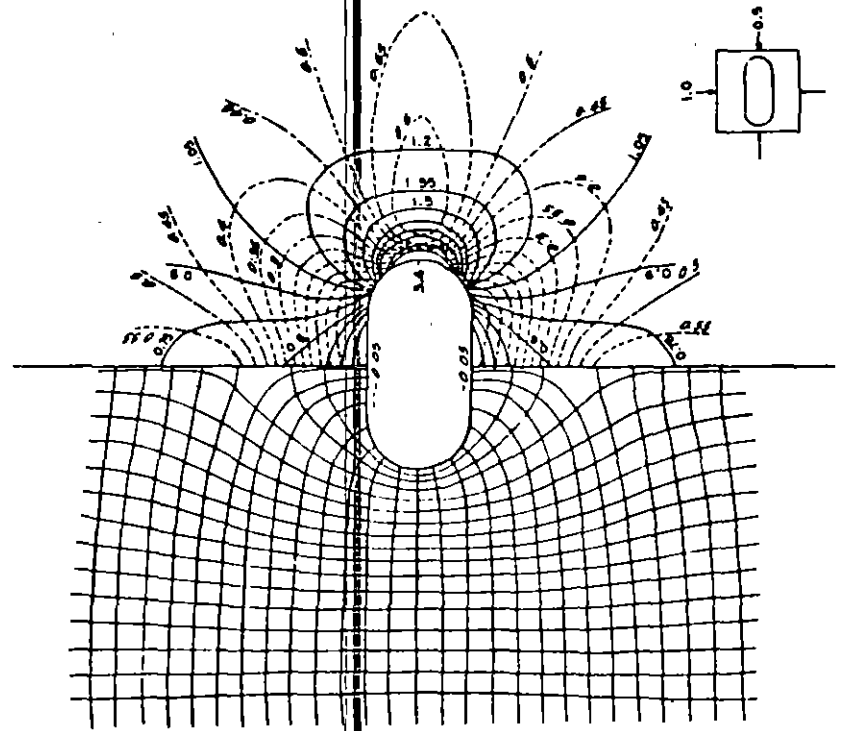




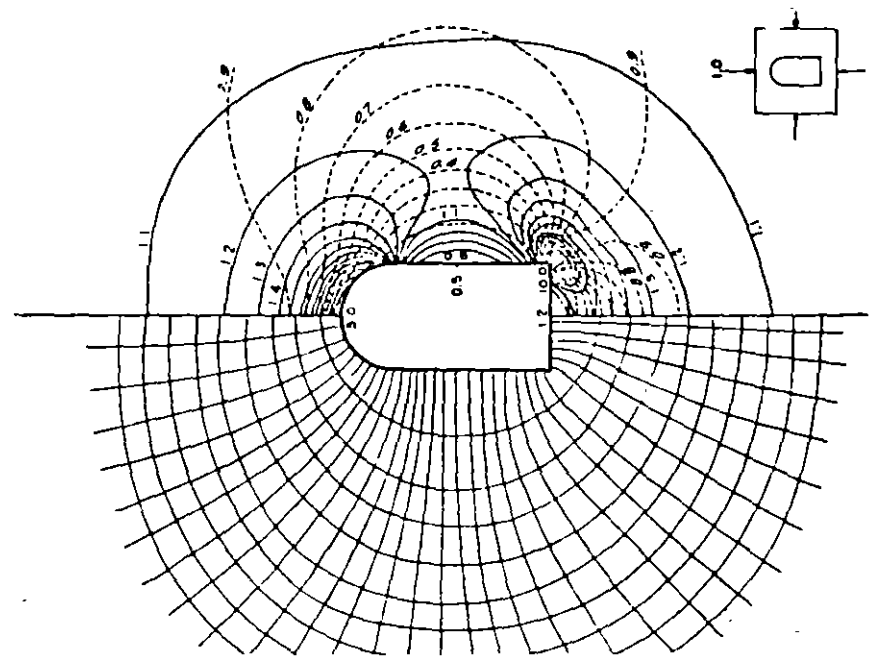
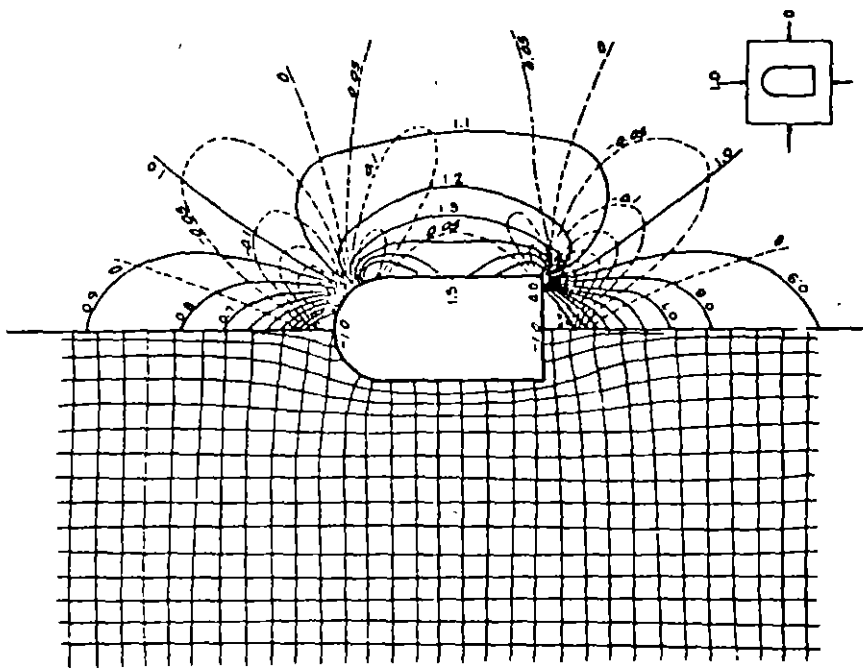
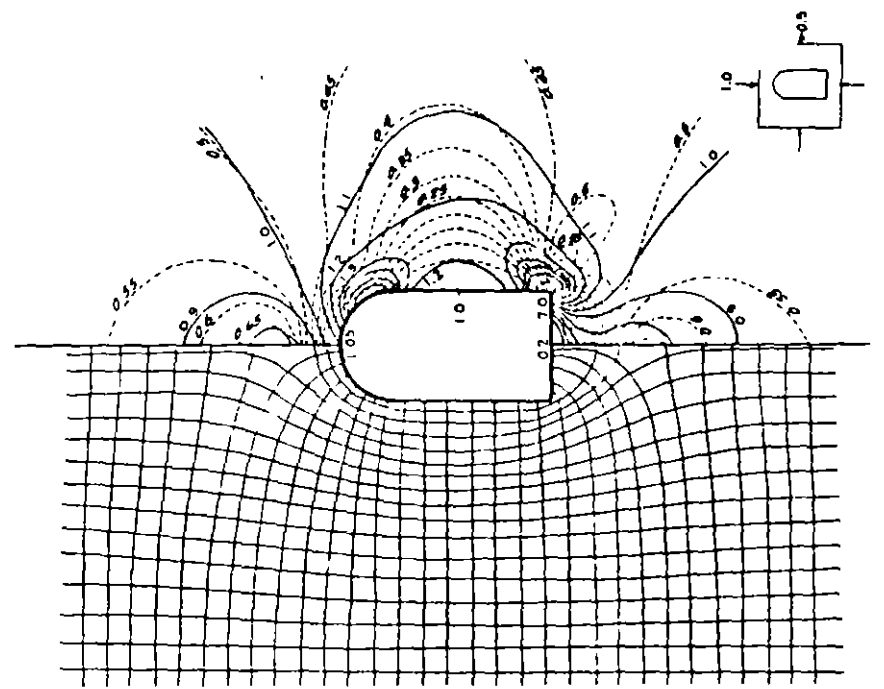
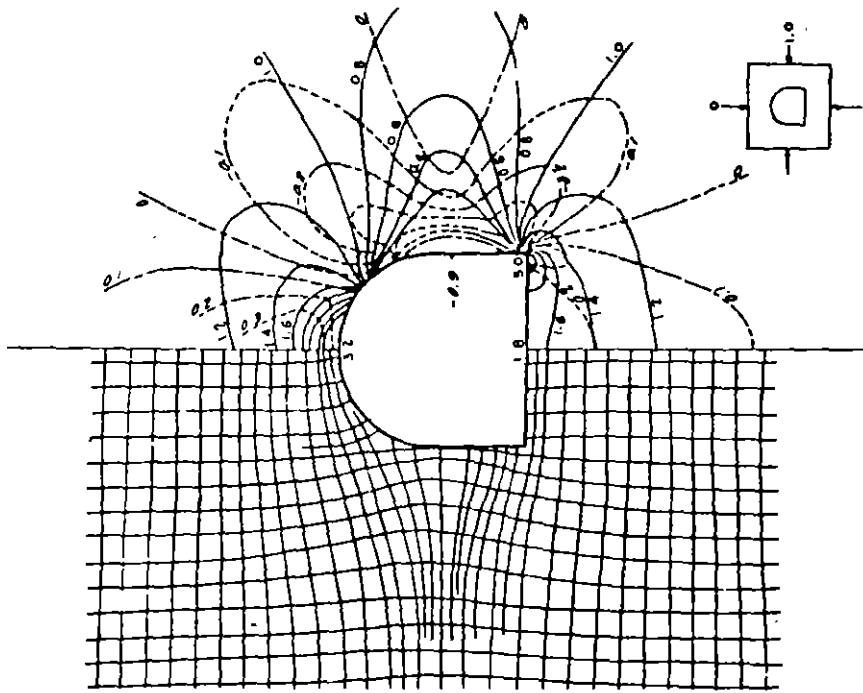


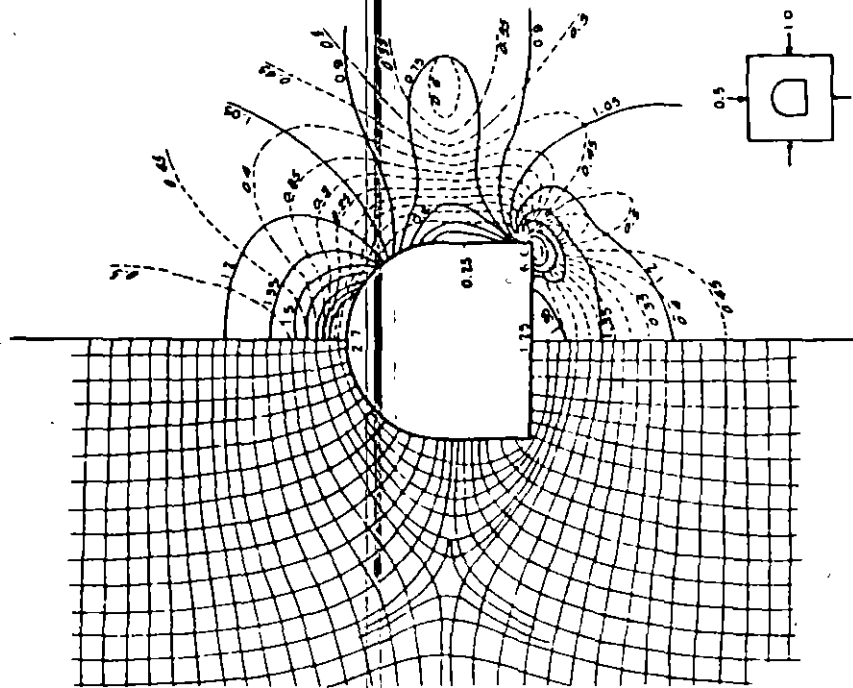
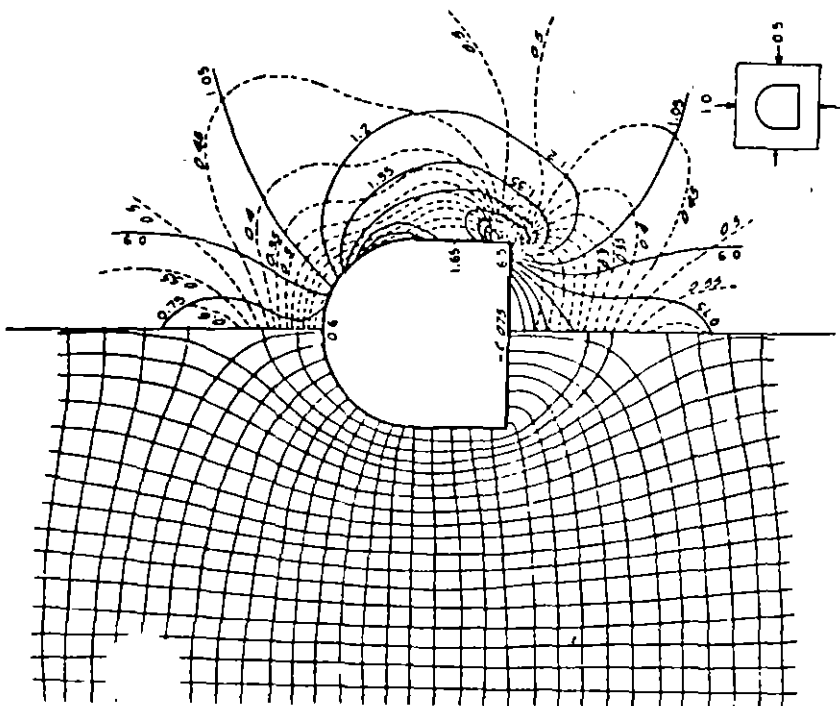
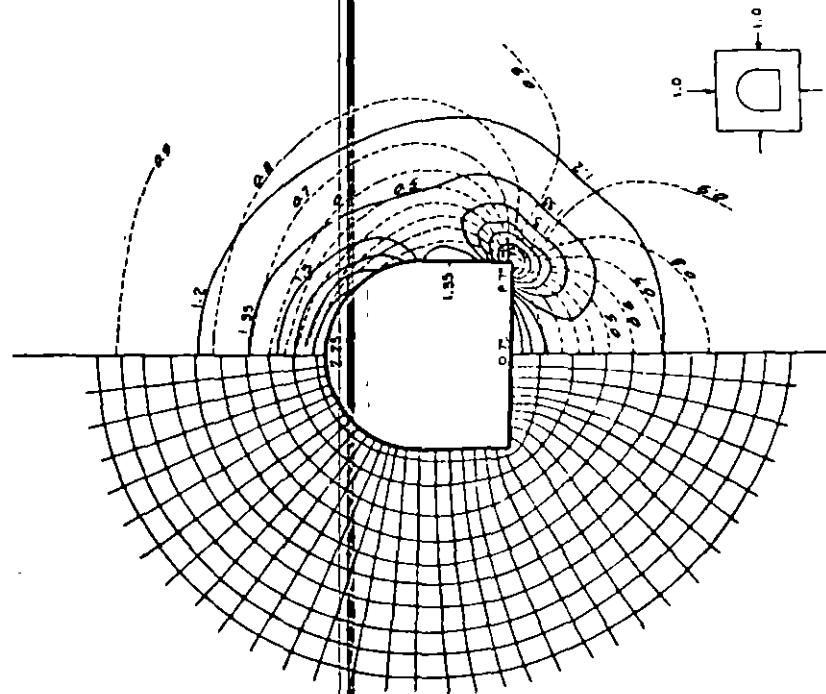
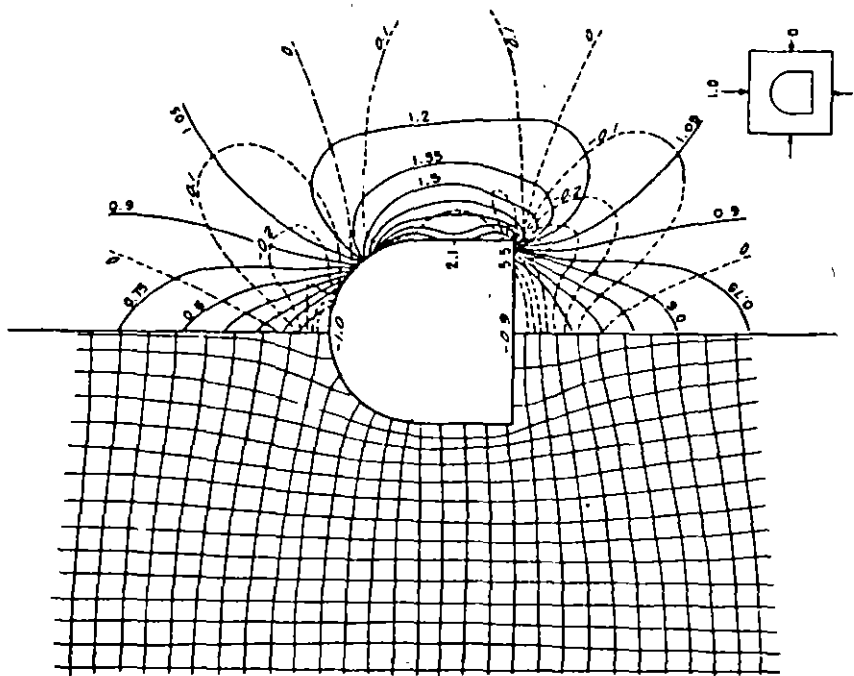


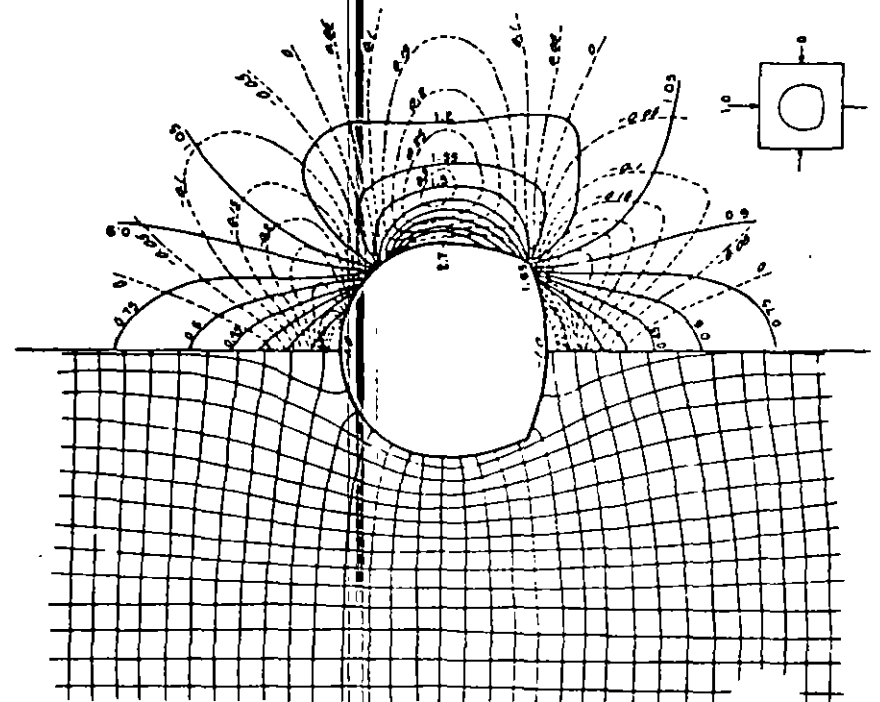
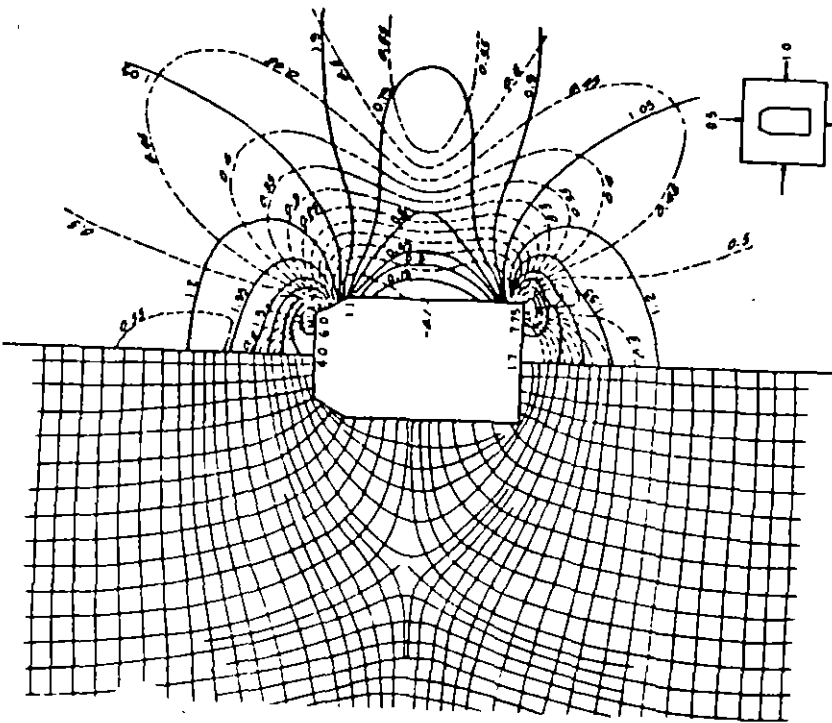
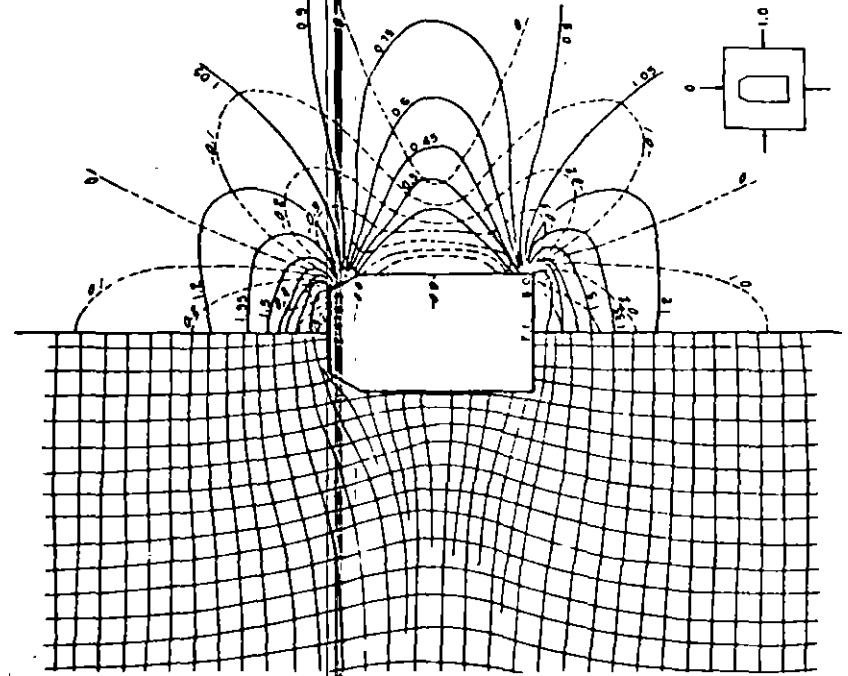
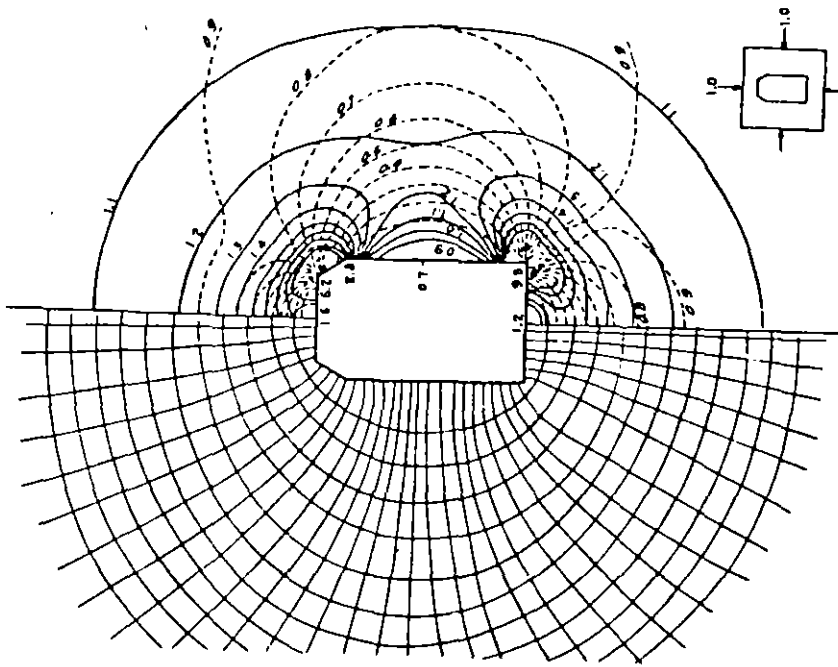
578

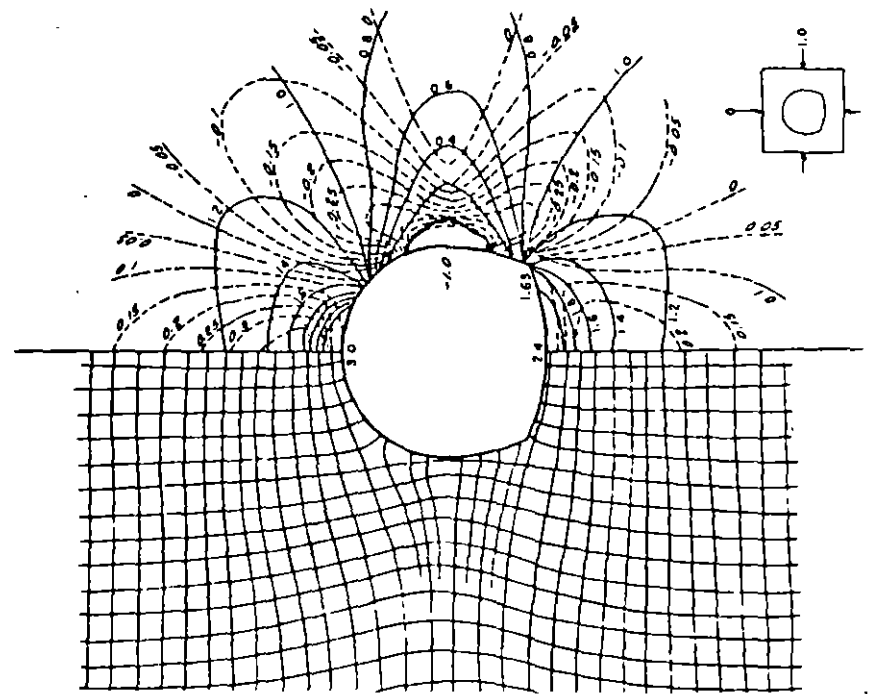
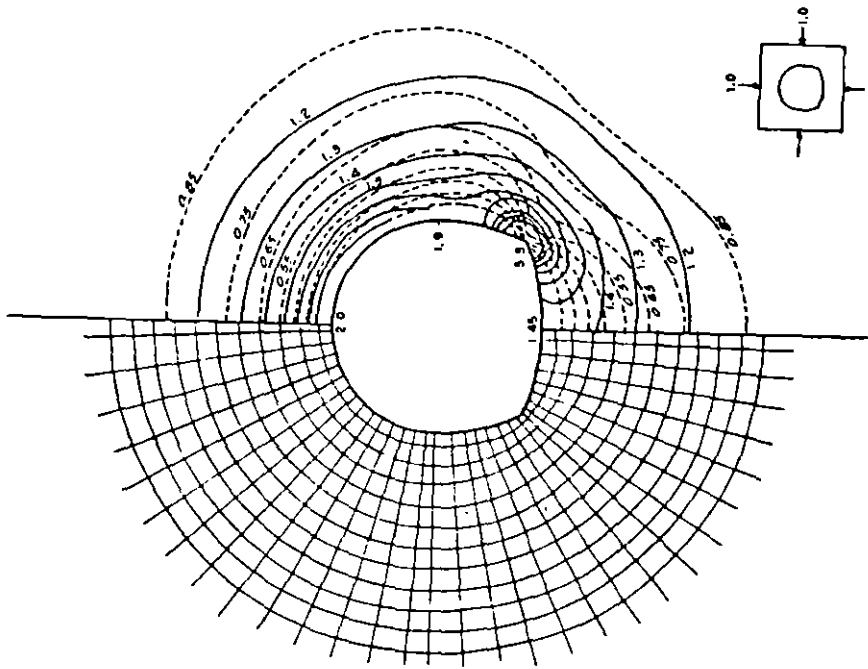
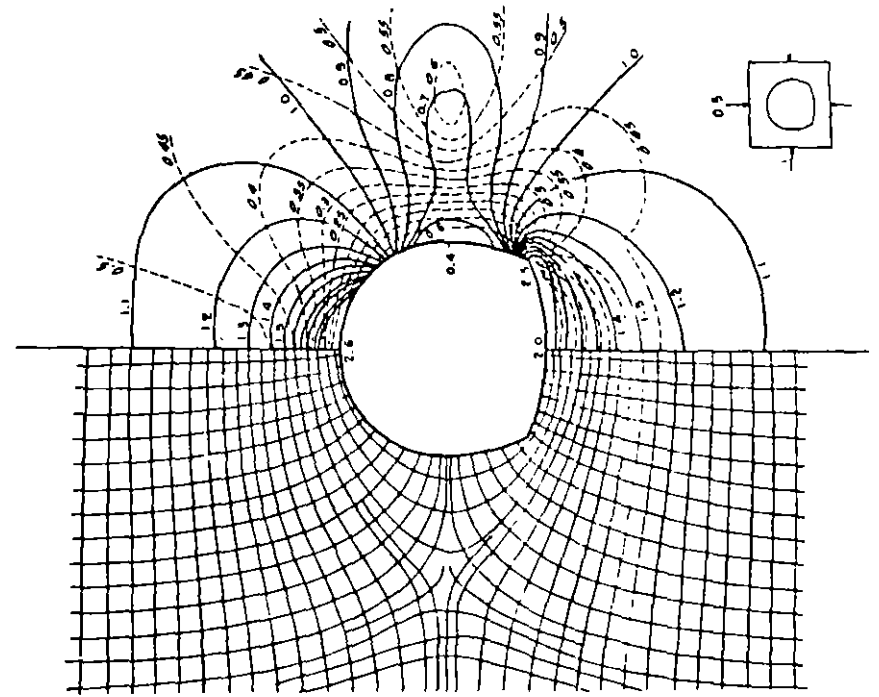
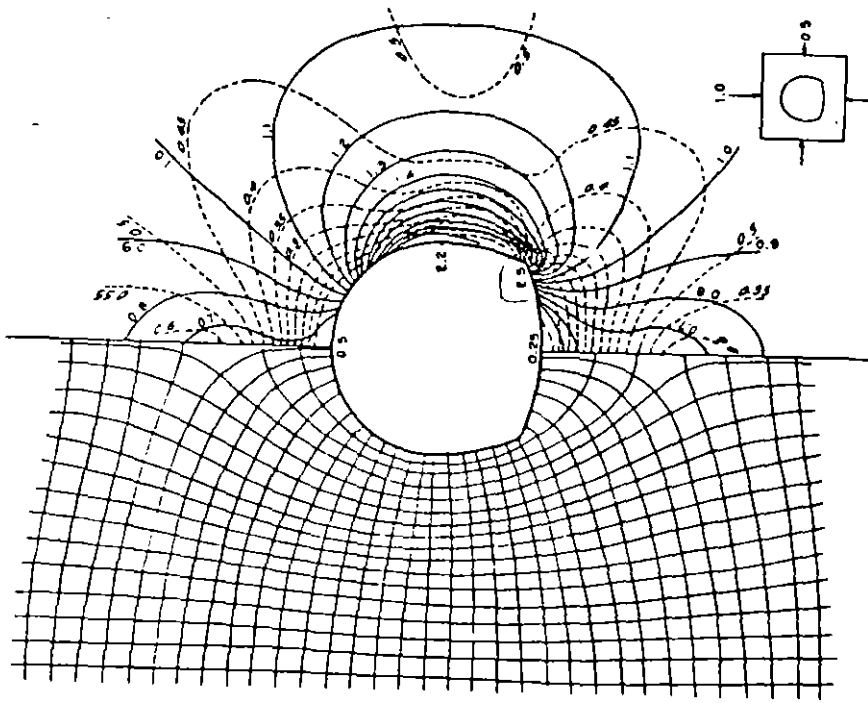


579









588

589



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

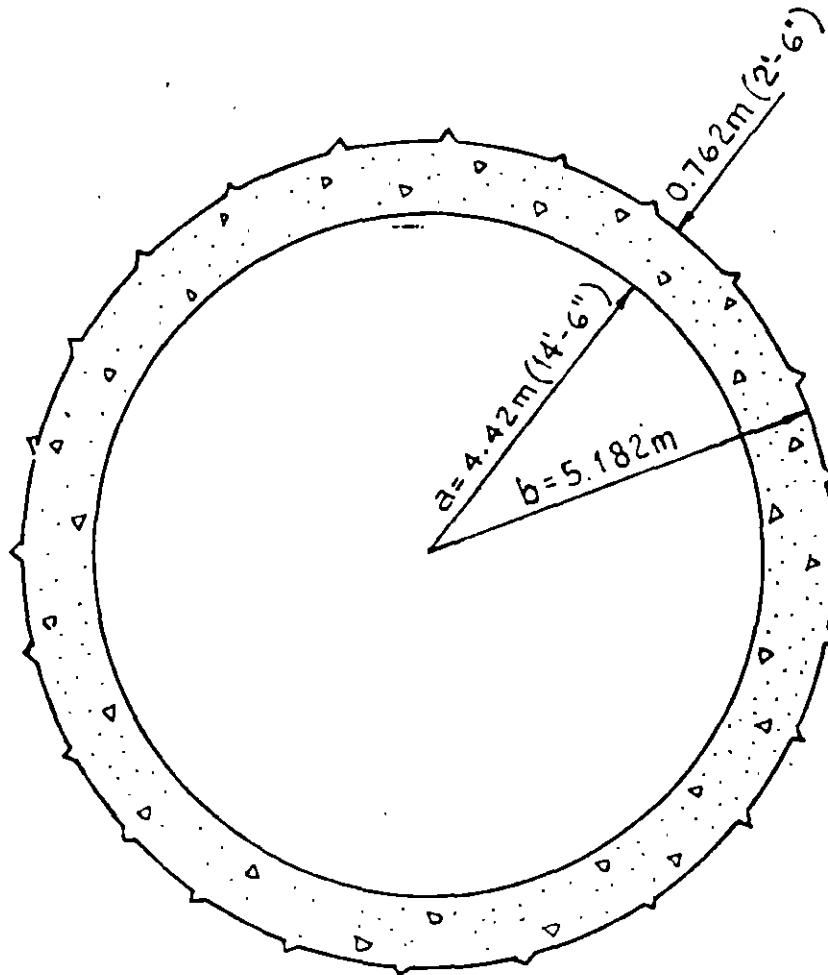
**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO III: OBRAS HIDRAULICAS

**TEMA: EJEMPLO SOBRE EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE
CONCRETO BAJO CARGAS EXTERNAS**

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
1996**

EJEMPLO SOBRE EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO
BAJO CARGAS EXTERNAS

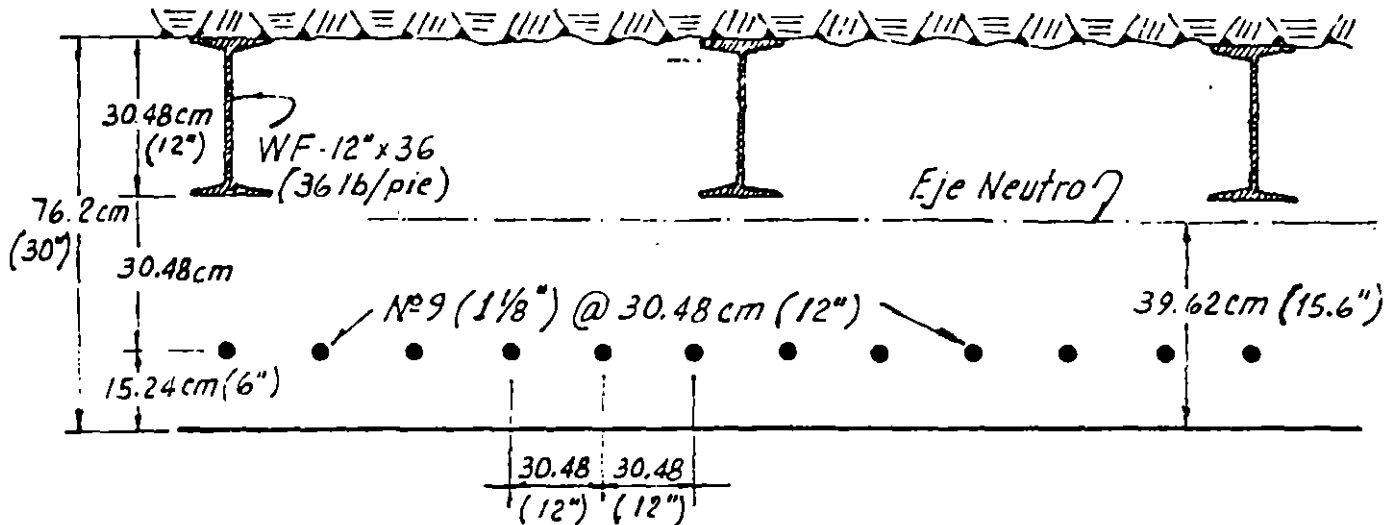


SECCION DEL TUNEL

a) DATOS:

- Carga vertical de roca = 4.6 m
- Carga horizontal de roca = 0. La roca tiene capacidad para de arrollar empuje pasivo horizontal ocasionado por la deformación del revestimiento de concreto.
- Carga hidrostática del embalse, máxima posible $H = 63.5$ m
- Soporte inicial de la roca consistente en W-12" x 36" con separación de 1.22 m (4' de centro a centro).

- Como acero de refuerzo, se utilizarán barras No. 9 (1 1/8") 30.45 cm (12") c.a.c. en la cara interior del revestimiento. Los marcos metálicos W-12" x 36 se utilizarán como refuerzo de la cara exterior del revestimiento de concreto.



SECCION LONGITUDINAL DEL REVESTIMIENTO

b) Propiedades del revestimiento

- 1) Las viguetas W-12" - 36 tienen 1 agujero $\phi 1"$ para colocación de los separadores y el espesor del alma = 0.305" - 0.775 cm.

$$\text{Area de la vigueta W - 12" x 36} = 10.6 \text{ pulg}^2 = 68.387 \text{ cm}^2$$

Area de acero por pulgada longitudinal de túnel:

$$\text{Viguetas: } A_s = \frac{10.6 - 0.305}{48} = 0.214 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0.544 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Barras } \phi 1 \frac{1}{8}": A_s = \frac{1 \text{ pulg}^2}{12} = 0.0833 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0.212 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

PROPIEDADES DE LA SECCION TRANSFORMADA

Resistencia del concreto: $f'_c = 3000 \text{ lb/pulg}^2 \approx 210 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 57\,000 \sqrt{3000}$$

$$= 3\,122\,000 \text{ lb/pulg}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 9$$

$$= 219\,859 \text{ kg/cm}^2$$

Para elementos en compresión se usa $2nA_s$ para el área transformada:

Viguetas W - 12 x 36:

$$2nA_s = 2 \times 9 \times (0.214) = 3.85 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 9.78 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Varillas $\phi 1 \frac{1}{8}$ "

$$2nA_s = 2 \times 9 \times (0.0833) = 1.5 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 3.81 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Localización del eje neutro:

<u>Elemento</u>	<u>Area, pulg²</u>	<u>Brazo, pulg</u>	<u>Momento, pulg³</u>
W - 12" x 36	3.85	24	92.45
Vars. #9	1.50	6	9.00
Concreto	<u>30.00</u>	15	<u>450.00</u>
	35.35		551.45

$$\bar{y} = \frac{551.45}{35.35} = 15.6" = 39.62 \text{ cm}$$

Momentos de inercia de la sección transformada

<u>Elemento</u>	<u>Area, pulg²</u>	<u>Dist., pulg</u>	<u>A·d, pulg²</u>	<u>I_{CG}, pulg²</u>
W - 12 x 36	3.85	8.4	271.7	0
Vars. #9	1.5	9.6	138.2	0
Concreto	30	0.6	<u>10.8</u>	<u>2250</u>
			420.7	2250

$$\therefore I_t = 2250 + 420.7 = \underline{2670.7 \text{ pulg}^4} = 111\,163 \text{ cm}^4$$

ESFUERZOS EN EL REVESTIMIENTO

Por carga de roca: $\gamma = 165 \text{ lb/pie}^3$, la roca está sumergida y la carga de roca es de 15 pies

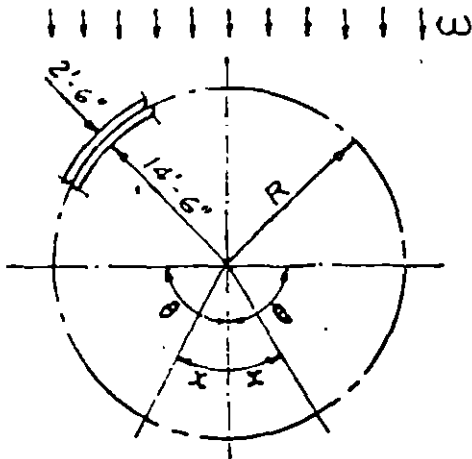
Carga repartida: $\omega = \frac{15(165-62.4)}{144 \text{ pulg}^2/\text{pie}^2} = 10.69 \text{ lb/pulg}^2 = 0.75 \text{ kg/cm}^2$

$\omega = 10.69 \text{ lb/pulg}$, para una longitud = 1

$\omega = 0.75 \text{ kg/cm}$, para una longitud = 1 cm

Radio = $14.5' + \frac{1}{2}(2.5') = 15.75' = 189 \text{ pulg} = 480.06 \text{ cm}$

a) SIN COLABORACION DE ROCA



Los momentos máximos se presentan en los ϕ de clave y cubeta, así como en el diámetro horizontal o arranques del arco.

$M = 0.25 \omega R^2$ para $x = 0^\circ$ y $x = 180^\circ$

y $M = 0.25 \omega R^2$ para $x = 90^\circ$

$\therefore M = \pm 0.25 \times (10.69) \times (189)^2$

: $M = \pm 95\,464 \text{ lb-pulg}$

: $M = \pm 110\,085 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$

↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑ ω

CARGA DE ROCA

Carga horizontal = 0

- El eje vertical tiende a acortarse y el eje horizontal tiende a alargarse.

El máximo esfuerzo de compresión se presenta en la cara interior sobre el diámetro horizontal $\therefore \gamma_{\text{máx}} = 15.6''$

Los esfuerzos de tensión y compresión ocasionados por flexión son:

$$f'_c = \frac{M}{I} Y_{\text{máx}}$$

$$\therefore f_c = \frac{95\,464}{2670.7} \times 15.6 = 557.6 \text{ lb/pulg}^2 = 39.3 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión

Para la cara interior de la clave:

$$f_c = 557.6 \text{ lb/pulg}^2 = 39.3 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ Tensión}$$

b) CON COLABORACION DE ROCA

Tomando en cuenta la colaboración de la roca, que en este caso está constituida por lutitas y calizas estratificadas.

El módulo de deformación de la roca $E_d = 66\,500 \text{ lb/pulg}^2$

$$\therefore E_d = 4683 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de reacción del terreno (subgrade reaction modulus) puede determinarse mediante la expresión

$$k = \frac{E_d}{R(1 + \nu)} \quad \therefore K = \frac{66\,500}{213(1 + 0.25)} = 250 \text{ lb/pulg}^3$$

$$; K = 6.93 \text{ kg/cm}^3 = 6926 \text{ ton/m}^3$$

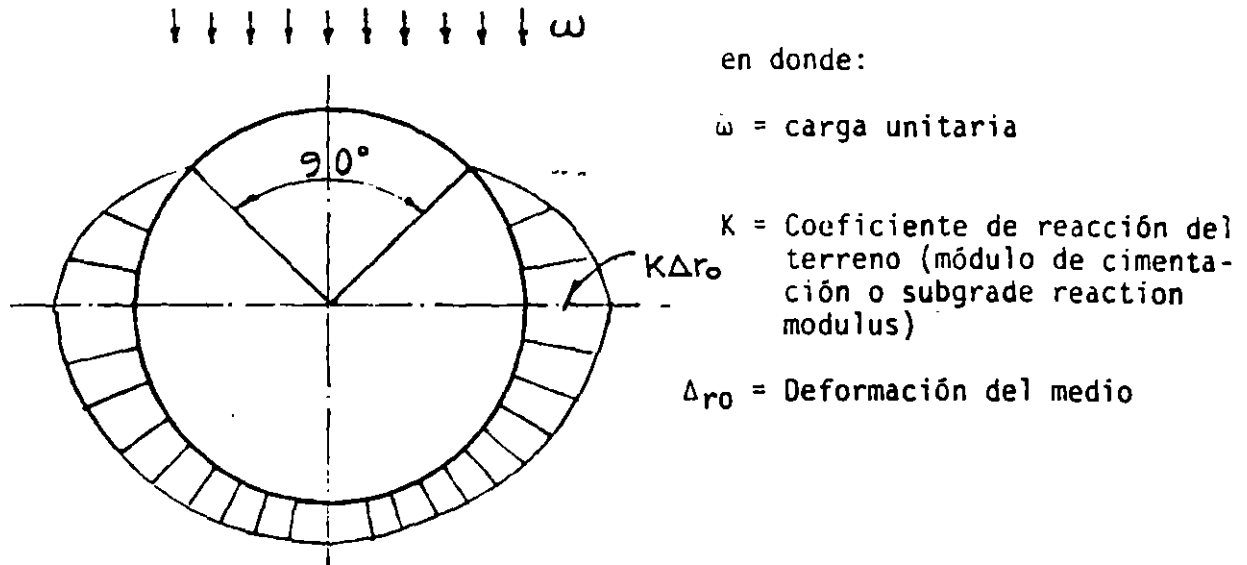
en donde:

ν = Relación de Poisson = 0.25

$R_2 = 17.75 \text{ pies} = 213 \text{ pulg}$, suponiendo un sobre fracturamiento de la roca de 9"

$$\therefore K = \frac{4683}{541(1 + 0.25)} = 6.93 \text{ kg/cm}^3$$

Utilizando el Método de Bougayeva para calcular los momentos flexionantes tomando en cuenta la colaboración del terreno para soportar el empuje pasivo derivado de la deformación del revestimiento se tiene:



DISTRIBUCION DE LA REACCION EN EL SUBSUELO

$$M = \omega R R_2 [A\alpha + B + C_1 \eta (1 + \alpha)]$$

en donde:

$$M = \text{momento en lb-pulg}; \quad \alpha = 2 - \frac{R_2}{R}$$

$$y \quad \eta = \frac{1}{m + 0.06416};$$

$$m = \frac{EI}{bKR_2R^3};$$

Si se considera el espesor del revestimiento

$$m = \frac{EI}{bKR^4};$$

Si se desprecia el espesor del revestimiento

R = radio medio

R_1 = radio interior

R_2 = radio exterior

b = ancho unitario del revestimiento, en pulg

E = módulo de elasticidad del revestimiento; lb/pulg²

I = momento de inercia del revestimiento; pulg⁴

K = Coeficiente de reacción del terreno; (lb/pulg²/pulg)

A, B y C son constantes que varían alrededor del anillo de acuerdo con los siguientes valores.

ϕ	A	B	C_1
0°	0.1628	0.0872	-0.0070
45°	-0.0250	0.0250	-0.00084
90°	-0.1250	-0.1250	0.00825
135°	0.0250	-0.0250	0.00022
180°	0.0872	0.1628	-0.00837

Como hay muy poca diferencia entre R_2 y $R \rightarrow \alpha = 1$

$$\therefore M = \omega R^2 \left(A + B + \frac{2C_1}{m + 0.06414} \right)$$

Según Szechy $m = 0.00178$ para los siguientes valores de las propiedades del concreto y del terreno:

$$E = 10 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 = 14.233 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2 = 1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

(Muy alto)

$$I = 0.000144 \text{ m}^4 = 345.94 \text{ pulg}^3$$

$$K = 10\,000 \text{ ton/m}^3 = 10 \text{ kg/cm}^3 = 361.27 \text{ lb/pulg}^3 \Rightarrow E_D = 0.05 \times 10^9 \text{ lb/pulg}^2$$

; $E_D = 3520 \text{ kg/cm}^2$

$$R = 3.0 \text{ m} = 118.11 \text{ pulg}$$

$$b = 1.0 \text{ m} = 39.37 \text{ pulg}$$

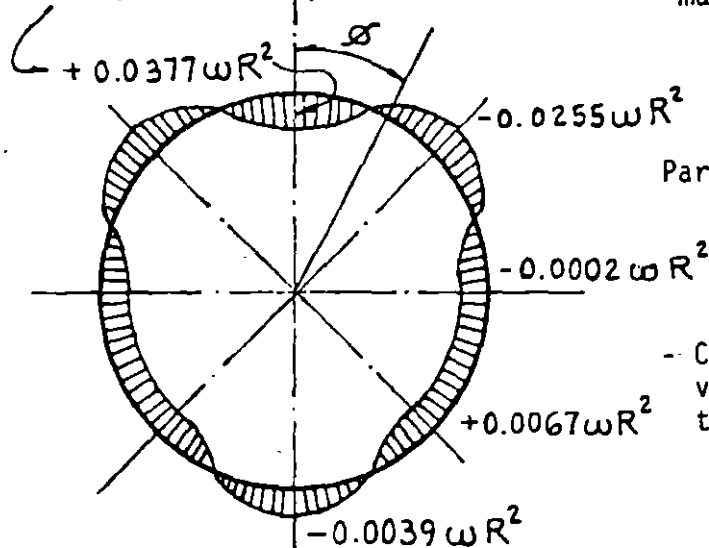
Sustituyendo los valores de A, B y C_1 se tiene:

$$M = \omega R^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06414} \right] \text{ en donde: } \frac{0.014}{m + 0.06414} *$$

*representa la colaboración de la roca

$$M = \omega R^2 (0.25 - 0.2123)$$

$$M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right]$$

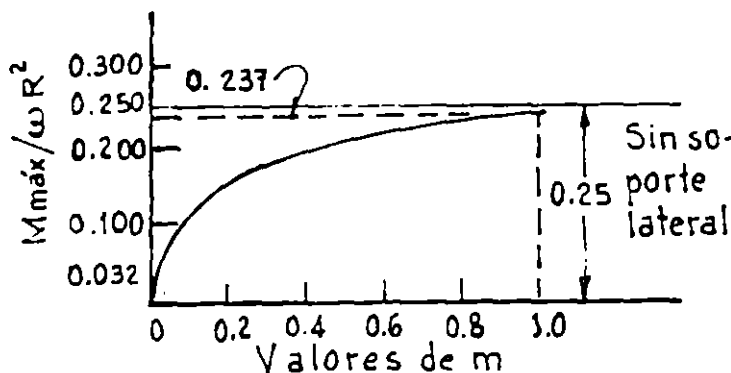


Para: $m = 0.00178 \rightarrow \frac{0.014}{0.00178 + 0.06416} = 0.2123$

- Cuando la cantidad de soporte lateral varía desde restricción completa hasta cero soporte los momentos flexionantes se incrementan desde 0.032 hasta $0.25 \omega R^2$, o sea 8 veces.

MOMENTOS

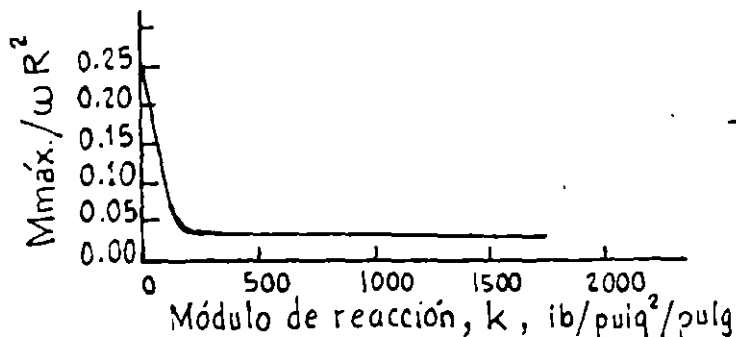
- El momento se incrementa rápidamente para valores pequeños de m y aumenta muy levemente hasta alcanzar $m = 1$, cuando m aumenta desde 0.237 a $0.25 \omega R^2$



- Se observa en la determinación de m que si solo variamos el valor del coeficiente de reacción del terreno, manteniendo los otros parámetros constantes es evidente que una pequeña cantidad de soporte lateral, puede reducir significativamente el momento flexionante en un anillo flexible.

VARIACION DE MOMENTOS EN LA CLAVE EN FUNCION DE LA RIGIDEZ DEL ANILLO Y DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO

La mayor parte del beneficio se obtiene para valores pequeños del soporte del terreno.



- Por tanto la determinación exacta del módulo de reacción del terreno no es crítica bajo ciertas condiciones dependientes de la flexibilidad del anillo.

E FECTO DEL VALOR DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO SOBRE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN CLAVE

DETERMINACION DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO

El módulo de reacción del suelo puede determinarse a partir de la aplicación de una presión uniforme interna, sobre las paredes de una cavidad alojada en un medio elástico, a partir de la expresión:

$$\Delta_{ro} = \frac{PR (1 + \nu_r)}{E_d}$$

en donde:

P = presión interna, lb/pulg²

E_d = módulo de deformación de la roca, lb/pulg²

ν_r = relación de Poisson de la roca ≈ 0.25

R_2 = radio de la superficie excavada de la roca

Si se define que el módulo de reacción del terreno es igual a la presión ejercida para obtener una deformación de 1" se tiene:

$$\text{Si } \Delta_{ro} = 1'' \quad ; \quad K = \frac{E_d}{R_2(1 + \nu_r)} = \frac{P}{1''} \text{ de deformación}$$

~~Se puede considerar $\nu = 0.25$ para todas las rocas sin incurrir en errores graves, según Stagg-Zienkiewics, pág. 395.~~

Puede demostrarse que valores de $E_d > 0.05 \times 10^6$ psi a 0.1×10^6 psi no dan lugar a reducciones importantes en los valores del momento flexionante en el q de la clave.

Para $E_D = 0.05 \times 10^6$ psi resulta $K = 340$ lb/pulg⁶/pulg.

MOMENTOS FLEXIONANTES TOMANDO EN CUENTA LA
COLABORACION DEL TERRENO

Los momentos máximos ocurren en el ζ de la clave y sobre el diámetro horizontal y pueden determinarse mediante la expresión:

$$M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right)$$

en donde:

$$m = \frac{EI}{bKR^4} = \frac{(3'122\ 000)(2670.7)}{(1)(250(189)^4)} = R(0.25 - 0.155)$$

$$\therefore M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{0.02614 + 0.06416} \right) = \omega R^2 (0.25 - 0.155)$$

$$\therefore \underline{M_{\text{máx}} = 0.095 \omega R^2}$$

$$\therefore M_{\text{máx}} = 0.095 \times 10.69 \times \overline{189}^2 = 32\ 276 \text{ lb-pulg}$$

$$M_{\text{máx}} = 41\ 832 \text{ kg-cm} = 0.4 \text{ ton-m}$$

Como se presenta un acortamiento del diámetro vertical la cara interior de la clave está en tensión:

$$\therefore f_c = \frac{M_x}{I_x} Y_{\text{máx}} ; Y_{\text{máx}} = 15.6''$$

$$\therefore f_c = \frac{36\ 276}{2670.6} \times 15.6 = 212 \text{ lb/pulg}^2 - \underline{\text{Tensión}}$$

$$\text{y } f_c = \frac{36\ 276}{2670.6} \times 14.4 = 196 \text{ lb/pulg}^2 - \underline{\text{Compresión}}$$

Como puede verse hay una reducción importante en los esfuerzos sobre el anillo al tomar en cuenta la colaboración del terreno, desde 557.6 hasta 212 (62%).

A continuación se presenta una tabla en la que se han calculados los valores para los momentos flexionantes y los esfuerzos en la clave para diversos valores del módulo de reacción del terreno suponiendo que el túnel atravesara diferentes tipos de roca.

Como puede observarse los esfuerzos disminuyen muy poco para valores de $K \geq 3000 \text{ lb/pulg}^2/\text{pulg}^3$ ($K \geq 83 \text{ kg/cm}^3 = 83\,000 \text{ ton/m}^3$) o bien para valores de módulo elástico $E_0 \geq 800\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 56\,350 \text{ kg/cm}^2$.

$E_0, 10^6 \text{ lb/pulg}^2$ [E, kg/cm ²]	K, lb/pulg ³ [K, kg/cm ³]	$M_{\text{máx}}/\omega R^2$	$M_{\text{máx}}, \text{lb-pulg}$	$f_c, \text{lb/pulg}^2, \text{ } \varphi \text{ Clave}$	
				Cara Int.	Cara Ext.
0.066 = 4 600	250 = 7	0.095	36 276	+212	-196
0.133 = 9 300	500 = 14	0.069	26 348	+154	-142
0.399 = 28 000	1 500 = 21	0.046	17 565	+103	- 95
0.798 = 56 000	3 000 = 83	0.039	14 892	+ 87	- 80
1.065 = 75 000	4 000 = 112	0.037	14 128	+ 83	- 76
1.331 = 94 000	5 000 = 140	0.036	13 746	+ 80	- 74
2.662 = 187 000	10 000 = 280	0.034	12 983	+ 76	- 70
				(Tensión)	(Compr.)

Efecto de la variación en el módulo de reacción del terreno

ESFUERZOS AXIALES POR CARGA DE ROCA

$$f_{\omega} = \frac{\omega R_2}{R_2 - R_1} ; \text{ en donde } R_2 = 204'' \text{ y } R_1 = 174''$$

$$\therefore f_{\omega} = \frac{(10.69) \times 204}{30} = 73 \text{ lb/pulg}^2 = 514 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS AXIALES POR PRESION HIDROSTATICA EXTERNA

Utilizando las expresiones para cilindros de pared gruesa:

Cara exterior:

$$\sigma_{tb} = - \frac{R_2(R_1^2 + r^2)}{r^2(R_2^2 - R_1^2)} p_o = - 571 \text{ lb/pulg}^2 = 40.2 \text{ kg/cm}^2$$

con: $R_2 = 204'' = r$; $R_1 = 174''$; $p_o = 208 \text{ pies} = 90.13 \text{ lb/pulg}^2$

Cara interior:

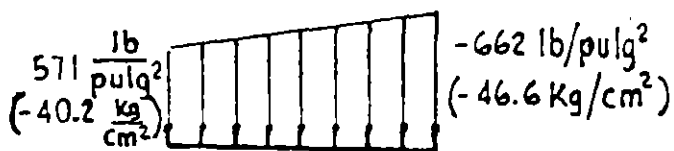
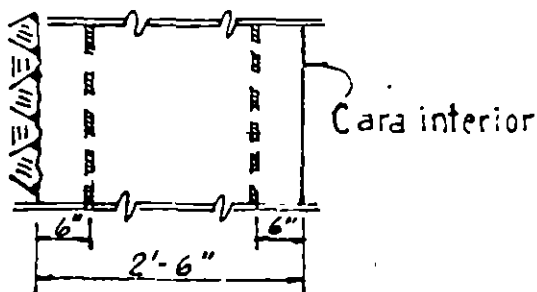
$$\sigma_{ta} = \frac{2R_2^2}{R_2^2 - R_1^2} p = - 662 \text{ lb/pulg}^2 = -46.6 \text{ kg/cm}^2$$

RECOMENDACIONES

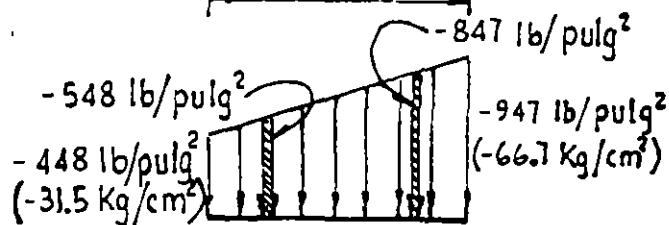
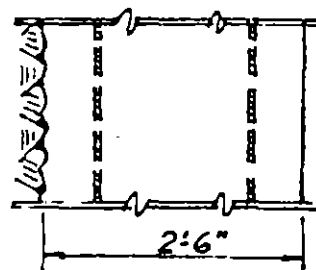
- El revestimiento deberá diseñarse para resistir esfuerzos ocasionados por la presión hidrostática en forma independiente y combinada.

En este ejemplo sólo se analizará bajo esfuerzos combinados para el diámetro horizontal que son los valores máximos. Una posición conservadora es utilizar estos valores para la clave pero en sentido opuesto.

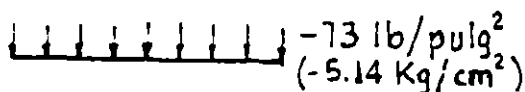
ESFUERZOS AXIALES SEPARADOS Y COMBINADOS POR
CARGA DE ROCA Y PRESION HIDROSTATICA



Esfuerzos por presión hidrostática



Esfuerzos axiales, combinados por presión hidrostática y carga de roca.



Esfuerzos axiales por carga de roca

Esfuerzos en el acero de refuerzo

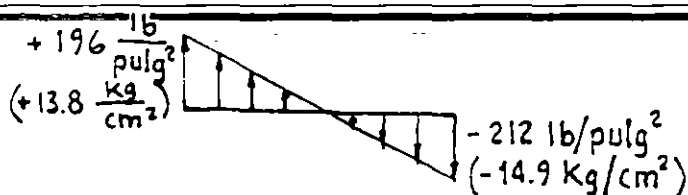
Esfuerzo en el concreto sobre el paño del acero de refuerzo:

Cara Int.:

$$f_{co} = 947 - \frac{6}{30}(947 - 448) = 847 \text{ lb/pulg}^2$$

Esfuerzo en el acero:

$$f_s = f_{co}(2n) = 847 \times 18 = 15\,246 \text{ lb/pulg}^2 = 1\,074 \text{ kg/cm}^2$$



Esfuerzos axiales por momentos flexionantes de carga de roca

Cara Ext.

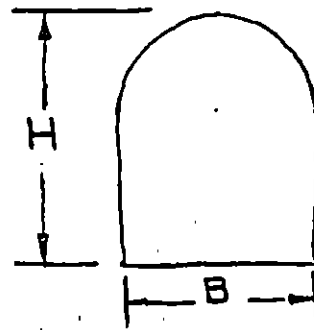
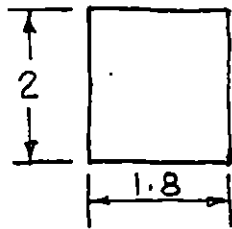
$$f_{co} = 448 + \frac{6}{30}(947 - 448) = 548 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\therefore f_s = 548 \times 18 = 9864 \text{ lb/pulg}^2 = 695 \text{ kg/cm}^2$$

Los procedimientos de excavación de cavidades subterráneas dependen de los siguientes factores:

- Calidad del macizo rocoso
- Dimensión de la cavidad
- Filtraciones de agua
- Equipo disponible

A continuación presentaremos algunos de los procedimientos más usuales.

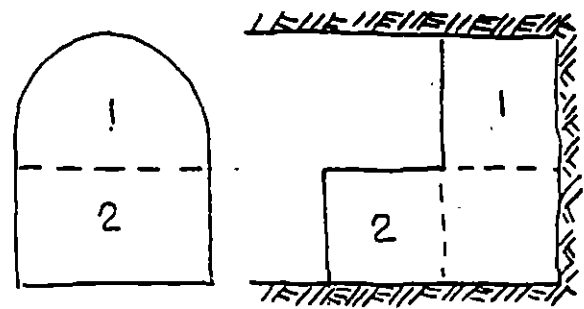
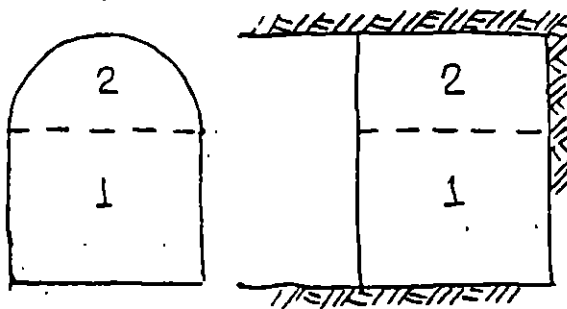


B	H
2.5	3.5 m
6.0	5.0 m
9.0	9.0 m

Sección Portal

SECCION COMPLETA EN ROCA SANA, CON EXPLOSIVOS

- Socavones de exploración
- Galerías de explotación
- Galerías de inyección y drenaje.
- Túneles de acceso

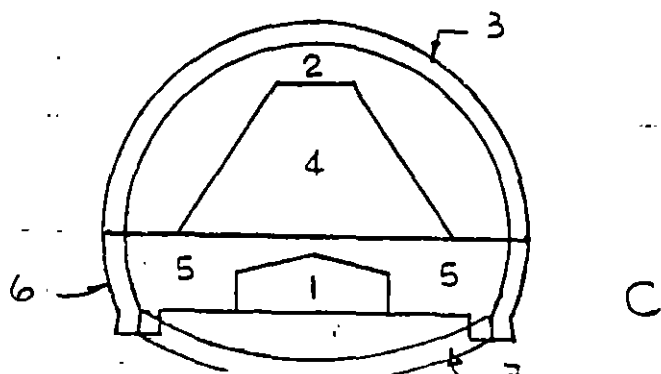
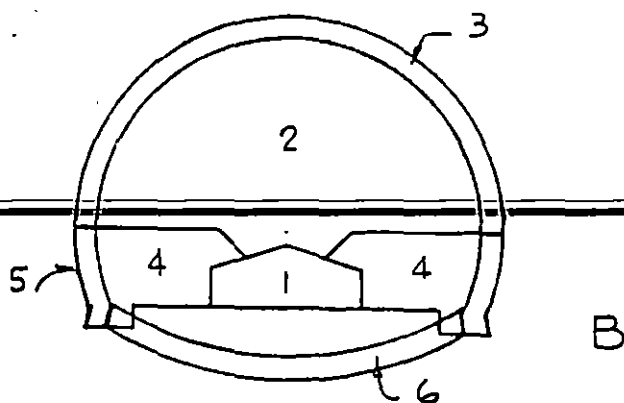
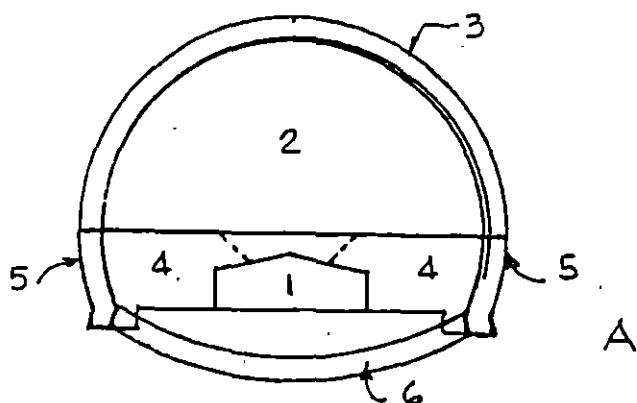


SECCIONES COMBINADAS

- Cuando hay poco techo (zona de portales)
- Con perforadora de pierna

Método de túnel piloto sobre el piso del túnel

Se utiliza en roca blanda con filtraciones. La galería piloto de avance sirve para drenar el agua de infiltración y tiene área entre 9 y 15 m^2 . En las figuras se indican las tres variantes de este método. La galería piloto puede o no ir ademada con marcos y concreto lanzado.

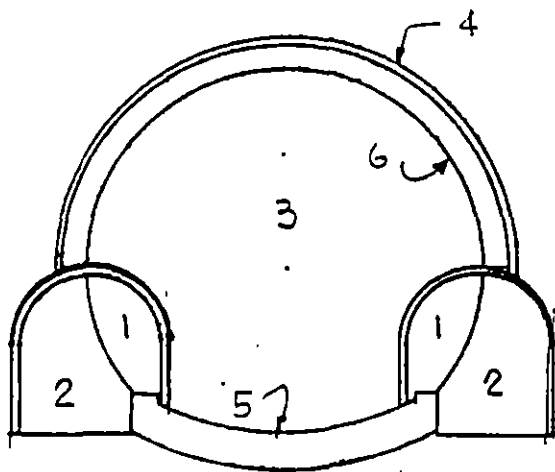


Método de las dos galerías piloto laterales sobre el piso del túnel. Se utiliza en roca blanda.

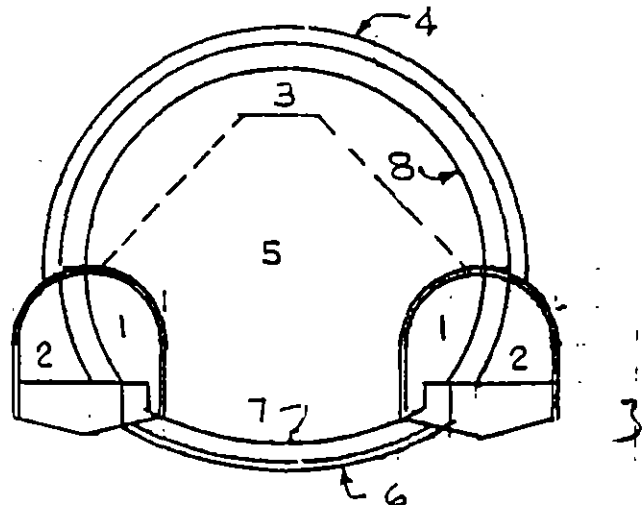
En una primera etapa se excavan los dos túneles piloto los cuales se protegen con marcos metálicos. Se cuelan las guarniciones de piso y arranque de los muros laterales.

En la segunda etapa puede realizarse el resto de la excavación con avances pequeños de 1 ó 2 metros soportando la roca con marcos que se apoyan en los arranques del muro previamente colados.

Cuando la roca no soporta el avance de 1 ó 2 metros, entonces se excava una ranura o corona de 0,75 m a 1 m de longitud que permita la colocación del marco metálico de soporte, continuando con revestimientos de concreto lanzado y finalmente con el núcleo central.



A

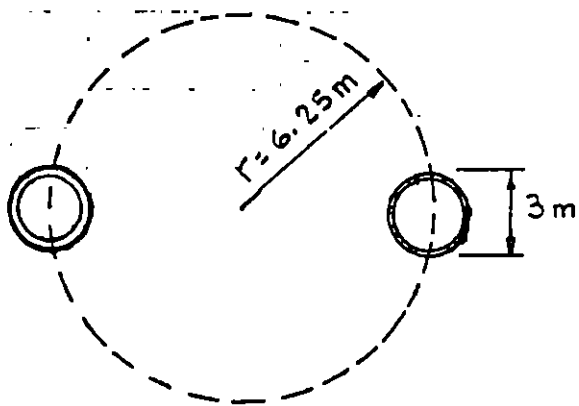


B

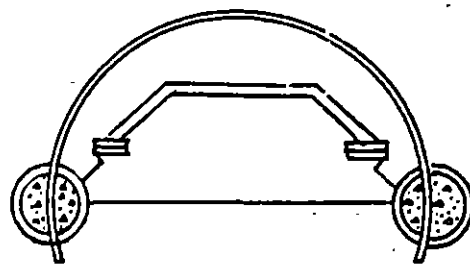
Método de soportes laterales piloto. (Japón)

Este método se ha utilizado en túneles por debajo del mar en roca deleznable con fuertes filtraciones (1000 a 1500 lt/seg)

- 1.- Perforación de los dos túneles piloto de 3m de diámetro
- 2.- Colocación del ademe metálico del túnel principal, dentro de las dos galerías piloto. Ademe de tubo de acero.
- 3.- Relleno de concreto de las dos galerías piloto
- 4.- Excavación de la mitad superior
- 5.- Colocación de los marcos metálicos tubulares, los cuales se rellenan con mortero para aumentar su resistencia
- 6.- Excavación de la mitad inferior
- 7.- Colocación de los tornapuntas tubulares inferiores
- 8.- Colado del revestimiento de concreto.



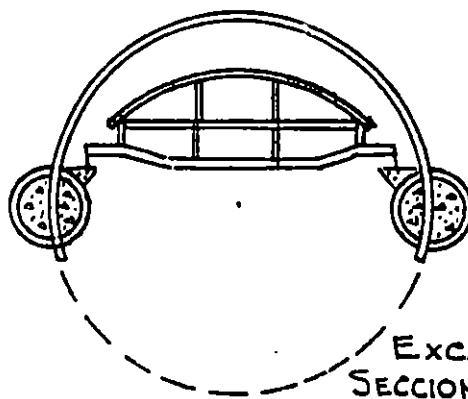
1 PERFORACION TUNELES PILOTO



5 ADEME SECCION SUPERIOR



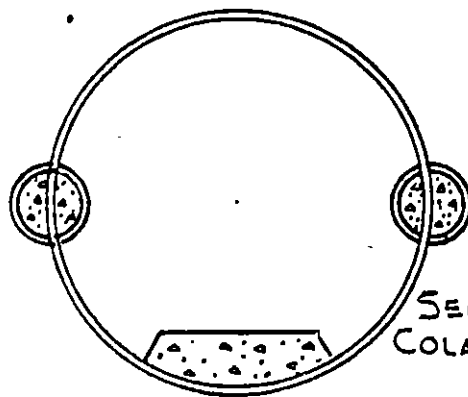
2 COLOCACION ADEME METALICO



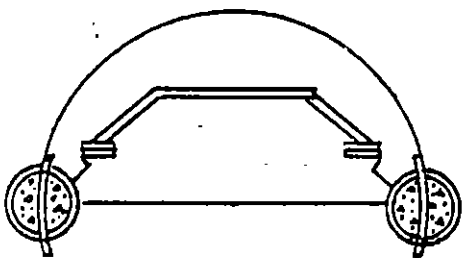
6 EXCAVACION SECCION INFERIOR



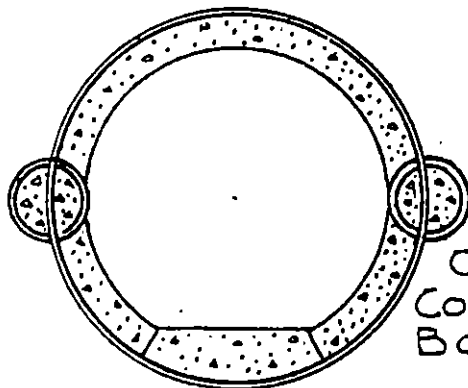
3 CONCRETO TUNELES PILOTO



7 ADEME SECCION INFERIOR COLADO CUBETA



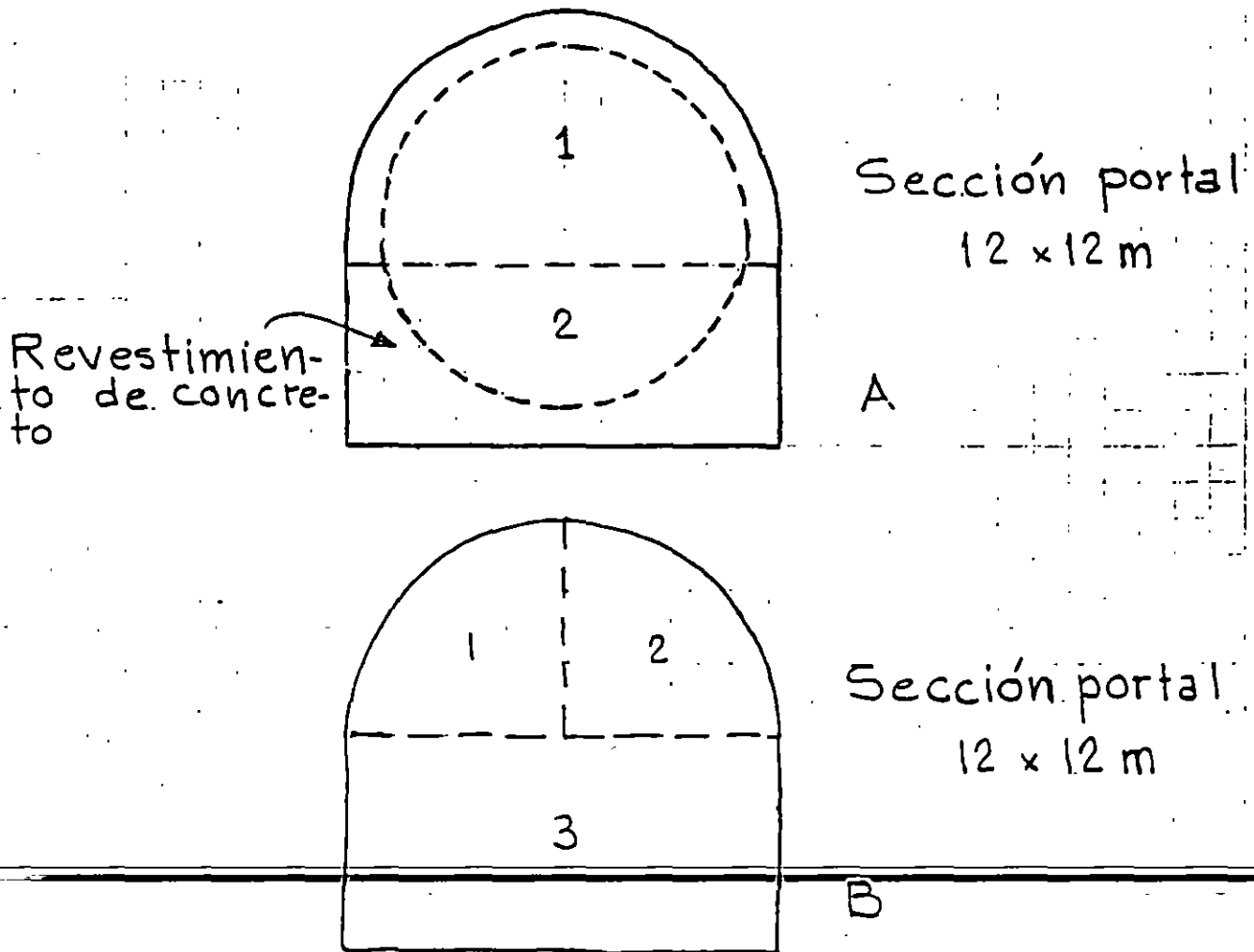
4 EXCAVACION SECCION SUPERIOR



8 COLADO COSTILLAS Y BOVEDA

Método de sección superior y banqueo

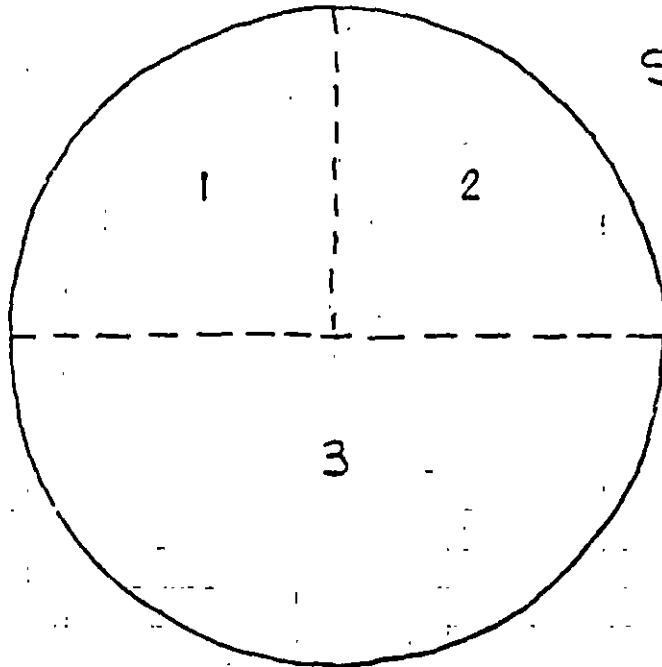
Se utiliza en roca sana.



- Algunas veces la sección superior es necesario excavarla en dos o tres secciones, como en B.
- La mejor geometría se obtiene mediante voladuras de post-corte perimetral (smooth blasting); 6 con barrenación horizontal tanto en la sección superior como en la inferior.

Método de sección superior y banqueo.

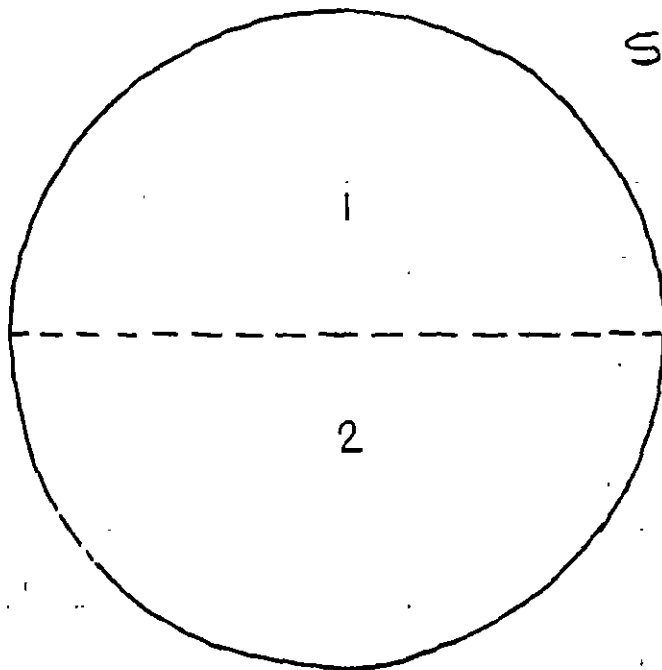
Se utiliza en roca sana



SECCION CIRCULAR

ϕ 16.5 m

A



SECCION CIRCULAR

ϕ 16.5 m

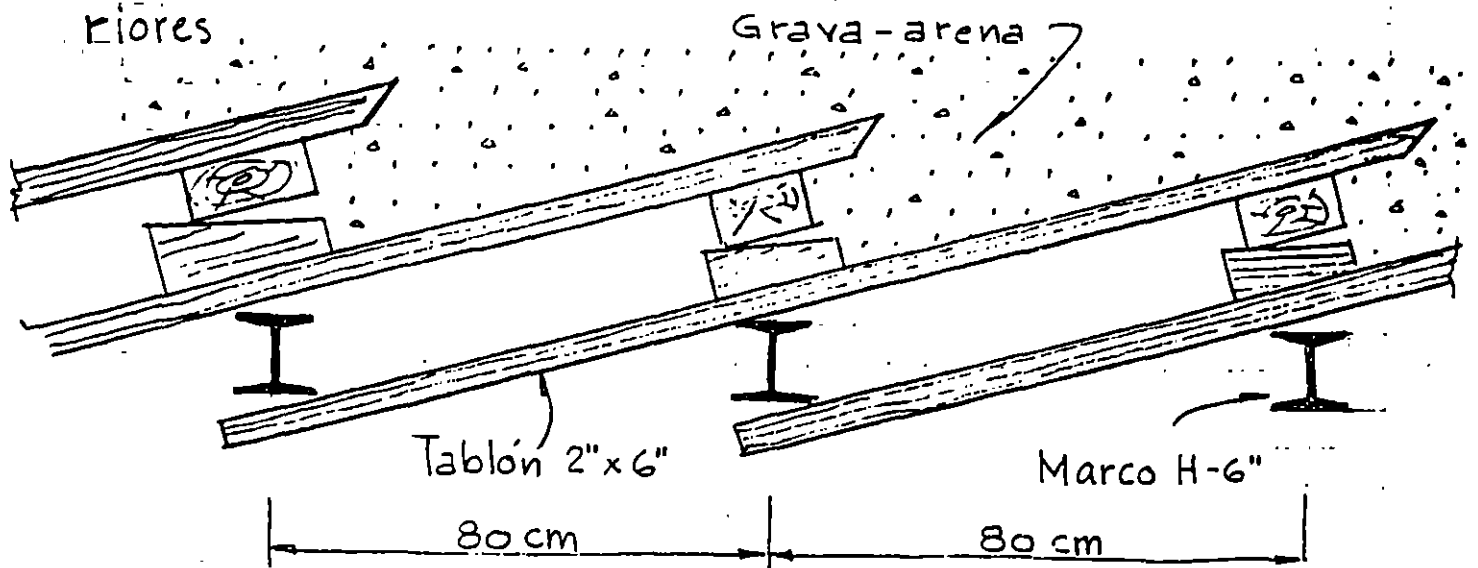
B

7

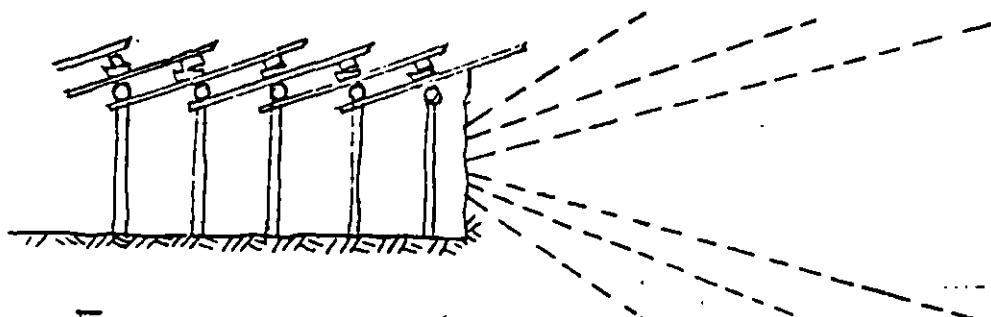
Se deben usar voladuras de post-corte perimetral (smooth-blasting)

EXCAVACION CON ESTACAS DE AVANCE AL FRENTE

En suelos medianamente compactos como tepetate. (toba sedimentaria de origen volcánico, arenas-limo-arcillosas con poca cementación) o rocas deleznales se requiere de soporte adelante del frente del túnel. En estos casos se hincan cuñas de madera o de metal apoyándose en los marcos anteriores.



ESQUEMA DE SOPORTE



ESTACAS DE AVANCE
MAS AUREOLAS DE INYECCION

TUNELES EN SUELOS BLANDOS

40

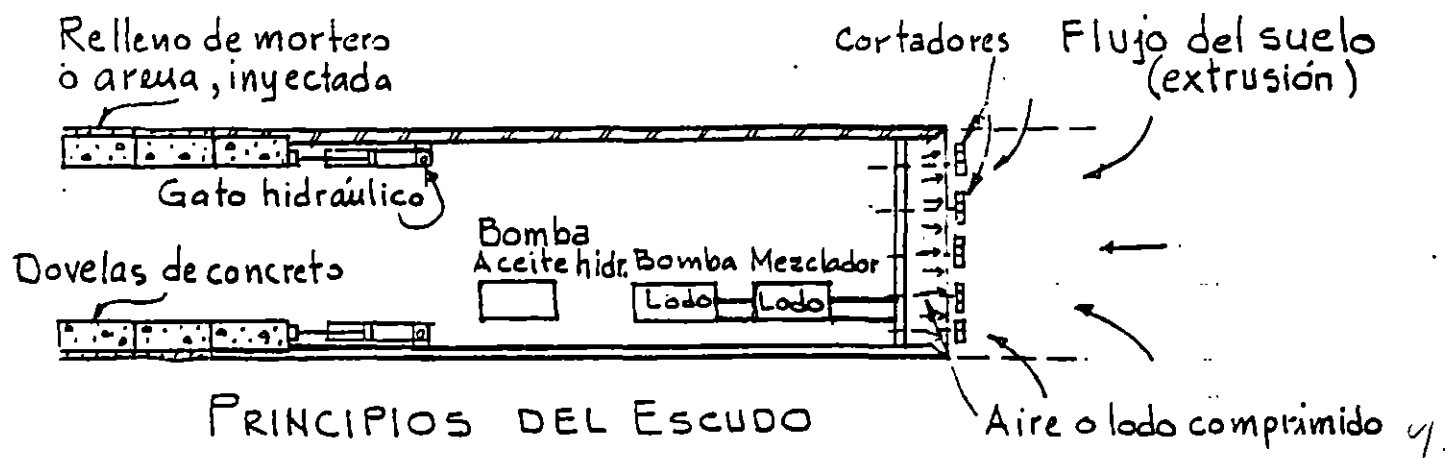
Los procedimientos más usuales son:

- Excavación con escudo
- Cajones hundidos

Los escudos pueden ser abiertos o cerrados según la consistencia del suelo.

Cuando el suelo es muy blando se usan los escudos cerrados con cámara de presión al frente ya sea con aire presurizado o lodo presurizado para evitar la extrusión del suelo hacia el escudo. En algunos casos se ha recurrido a la congelación del suelo para mejorar su consistencia y poderlo excavar.

El material excavado se mezcla y se bombea como lodo (slurry) hacia afuera donde se separa el agua de los sólidos para volver a utilizarse.

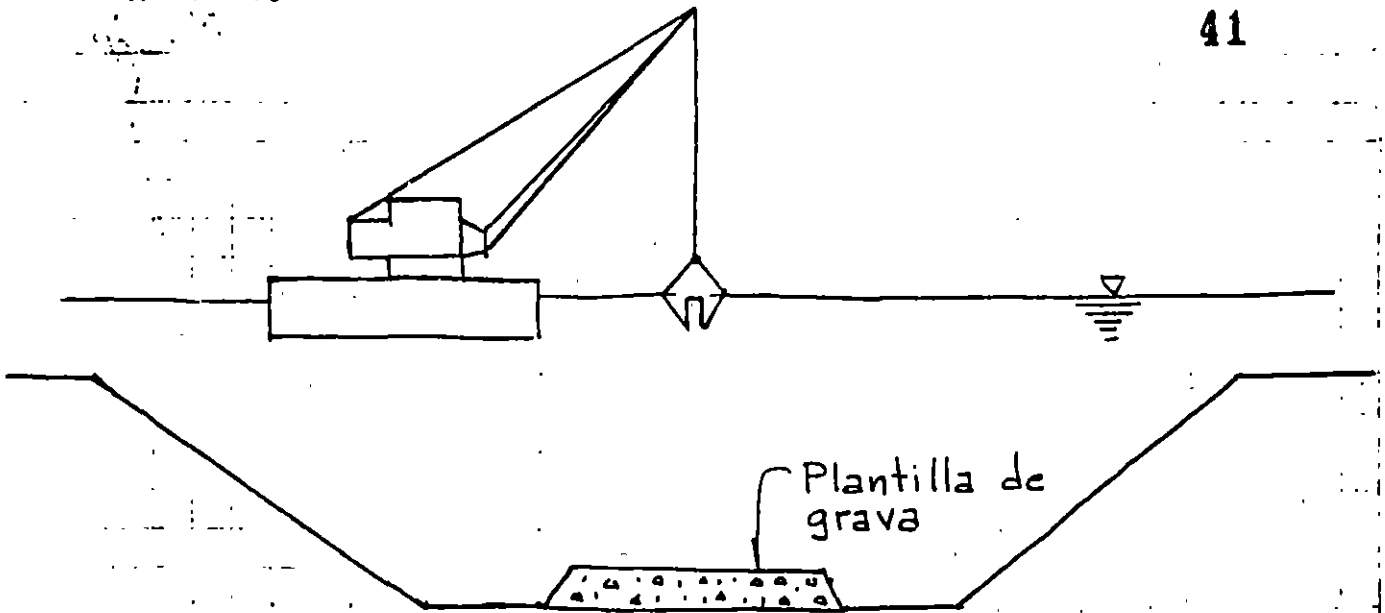


PRINCIPIOS DEL ESCUDO

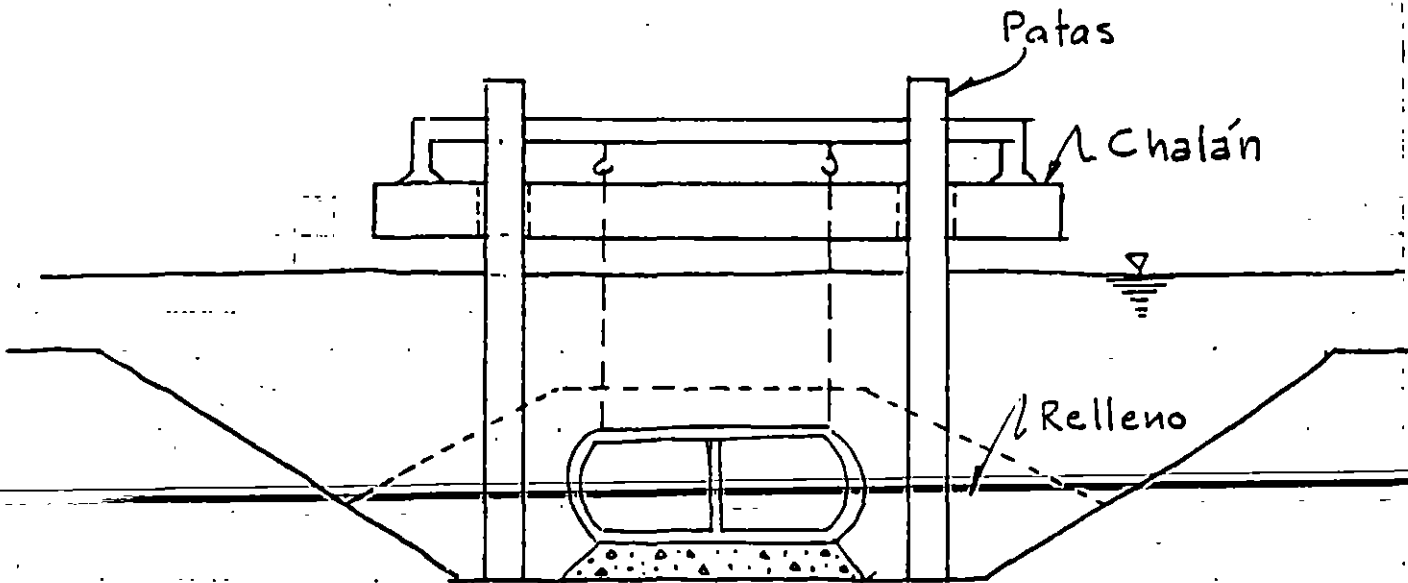
La excavación del frente puede hacerse a mano o con cortadores

HUNDIMIENTO DE CAJONES

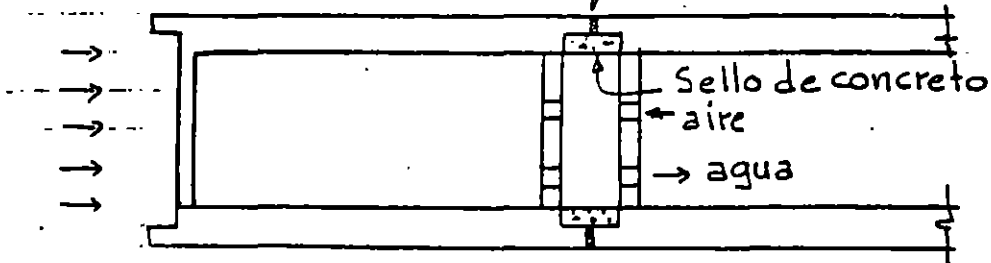
41



DRAGADO DEL CANAL



HUNDIMIENTO DE LOS CAJONES - Empaque de neopreno

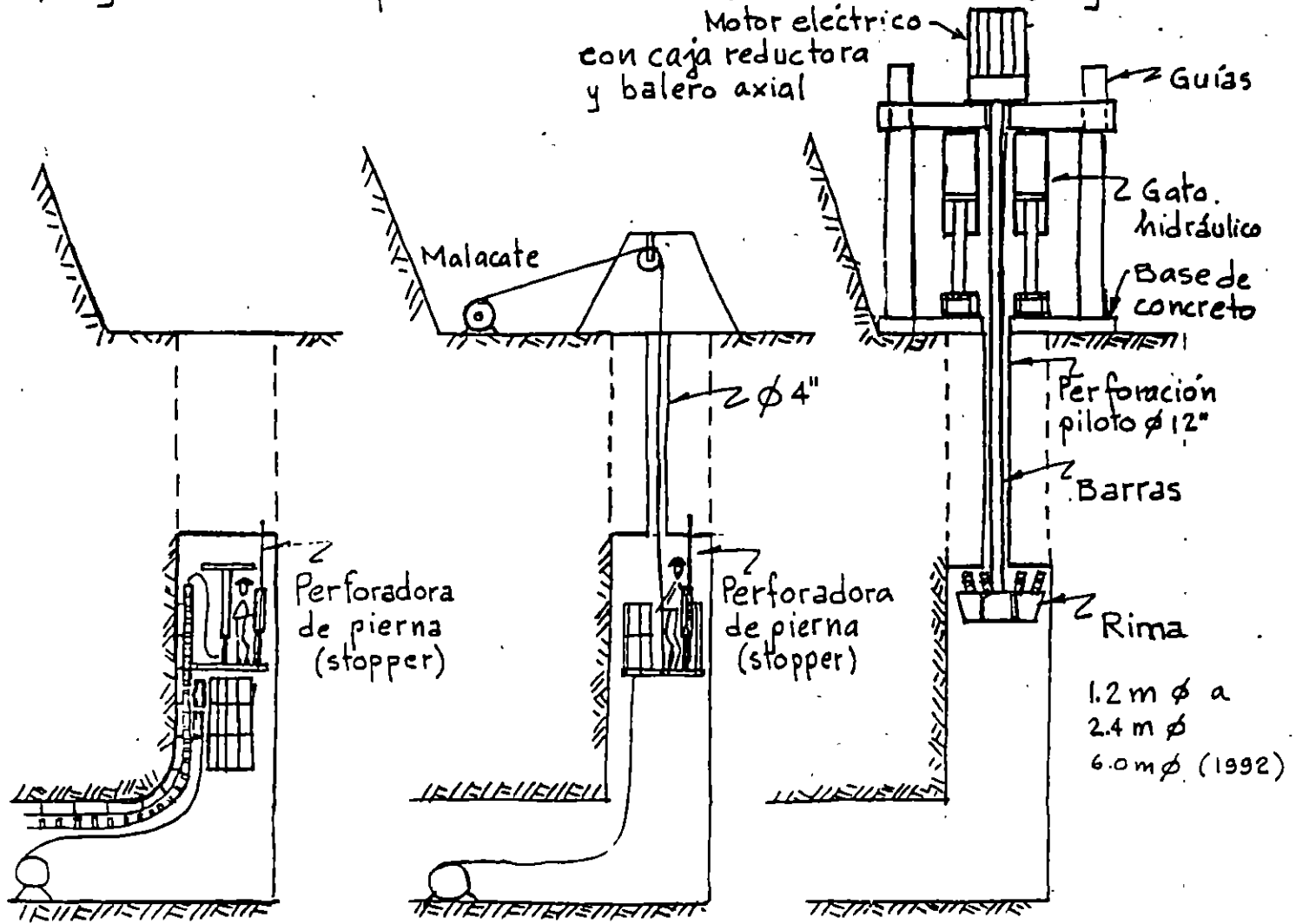


SELLO DE JUNTAS

10

La excavación de lumbreras depende en buen grado del equipo disponible.

Algunos de los procedimientos más usuales son los siguientes:



JAULA TREPADORA

3.6 a 5.4 m/día

JAULA SUSPENDIDA CONTRAPOCERA

3.6 a 5.4 m/día

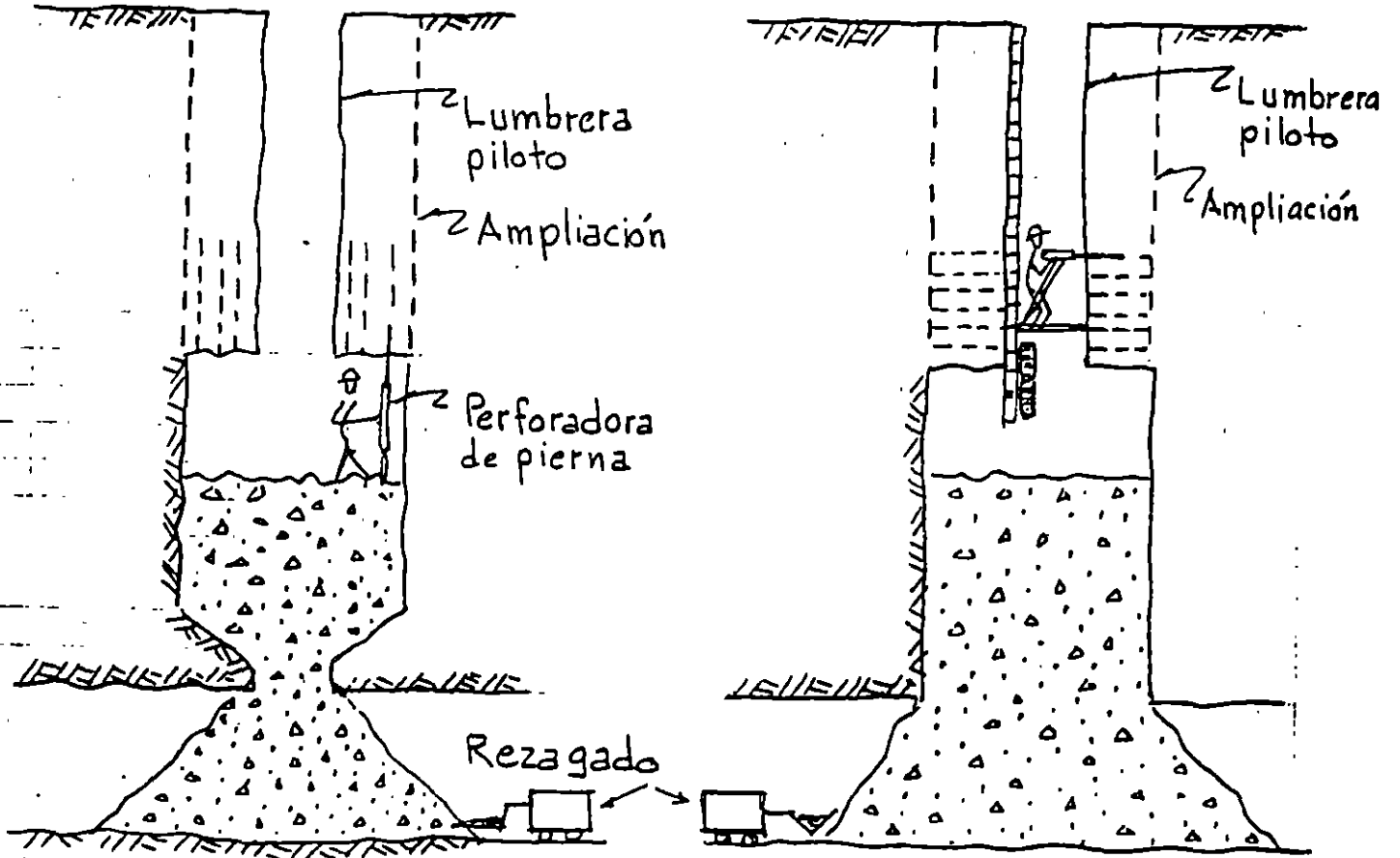
16 a 36 m/día

Ventajas de la contrapocera:

- Menor tiempo
- Lumbreras más largas
- Mayor producción

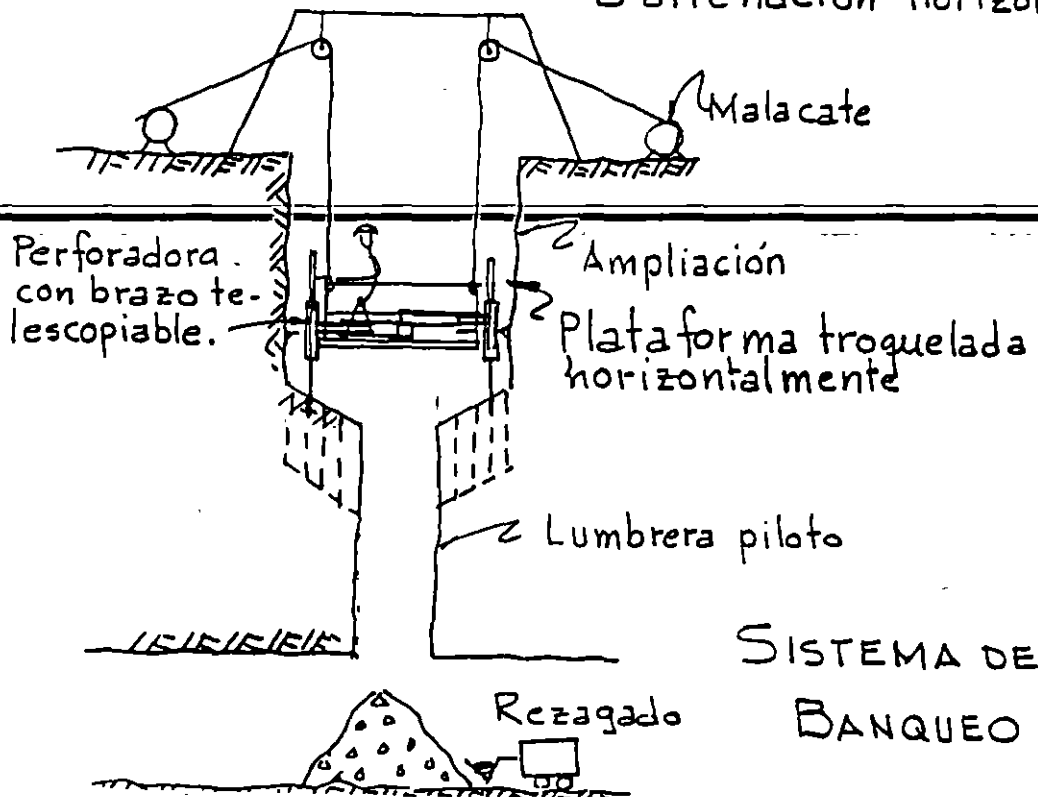
11

Las jaulas están quedando fuera de uso.

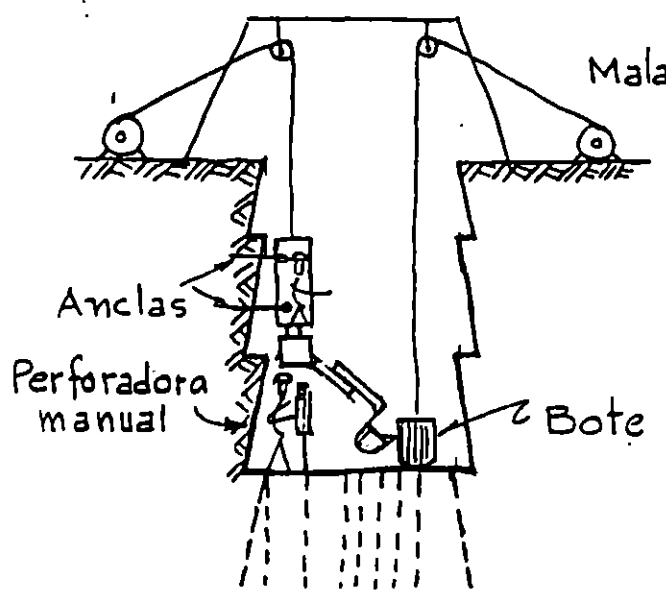


Barrenación vertical

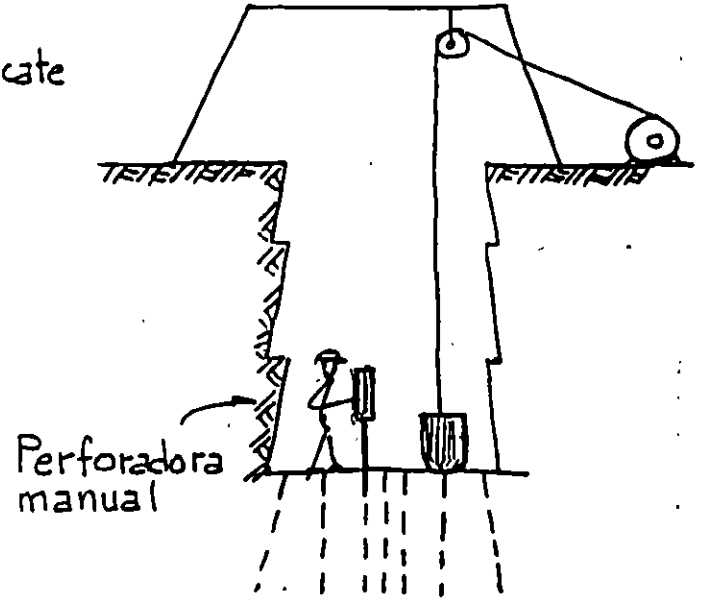
Barrenación horizontal



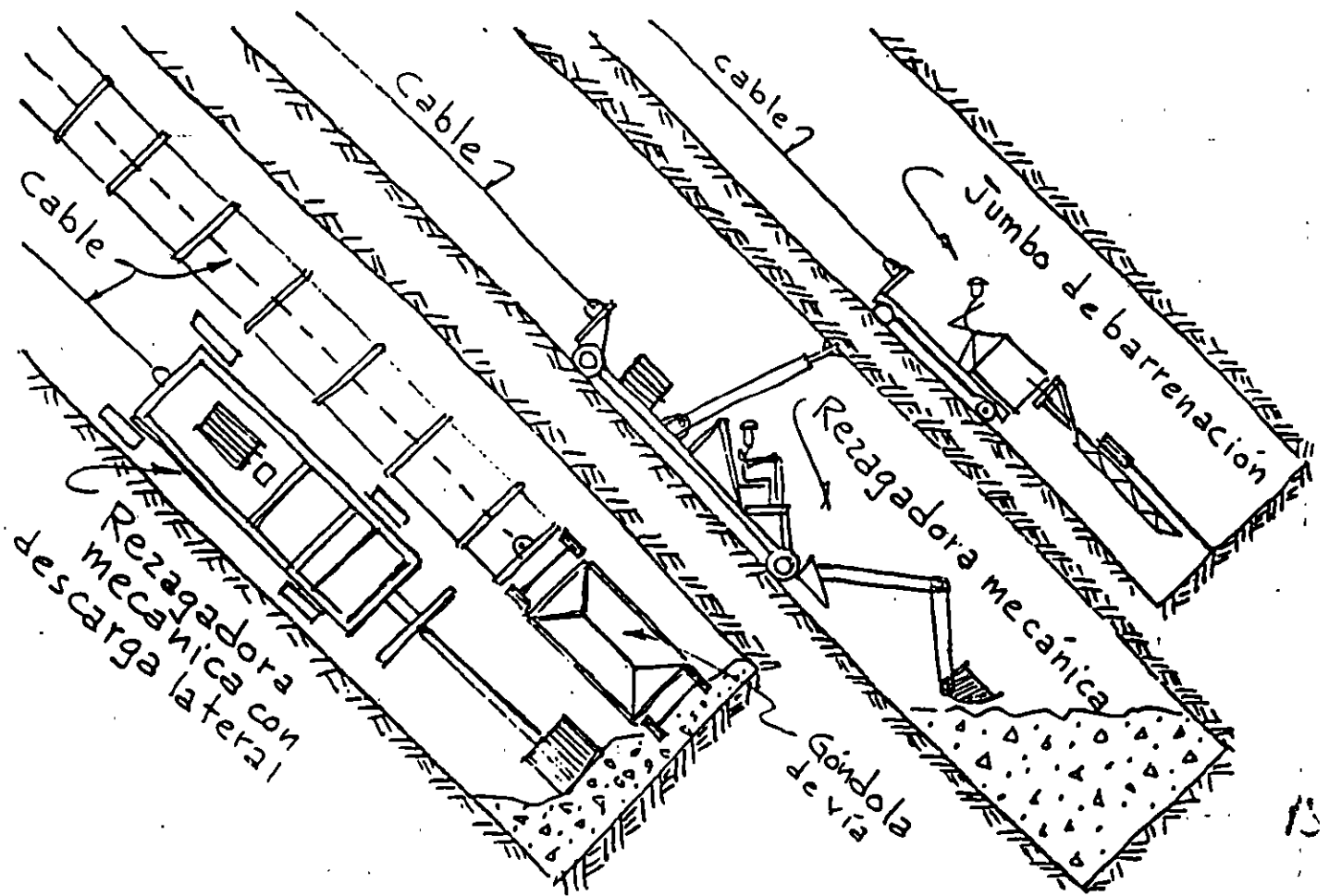
SISTEMA DE BANQUEO



REZAGADORA MECANICA

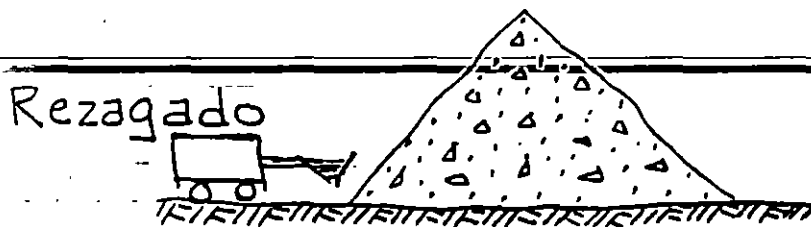
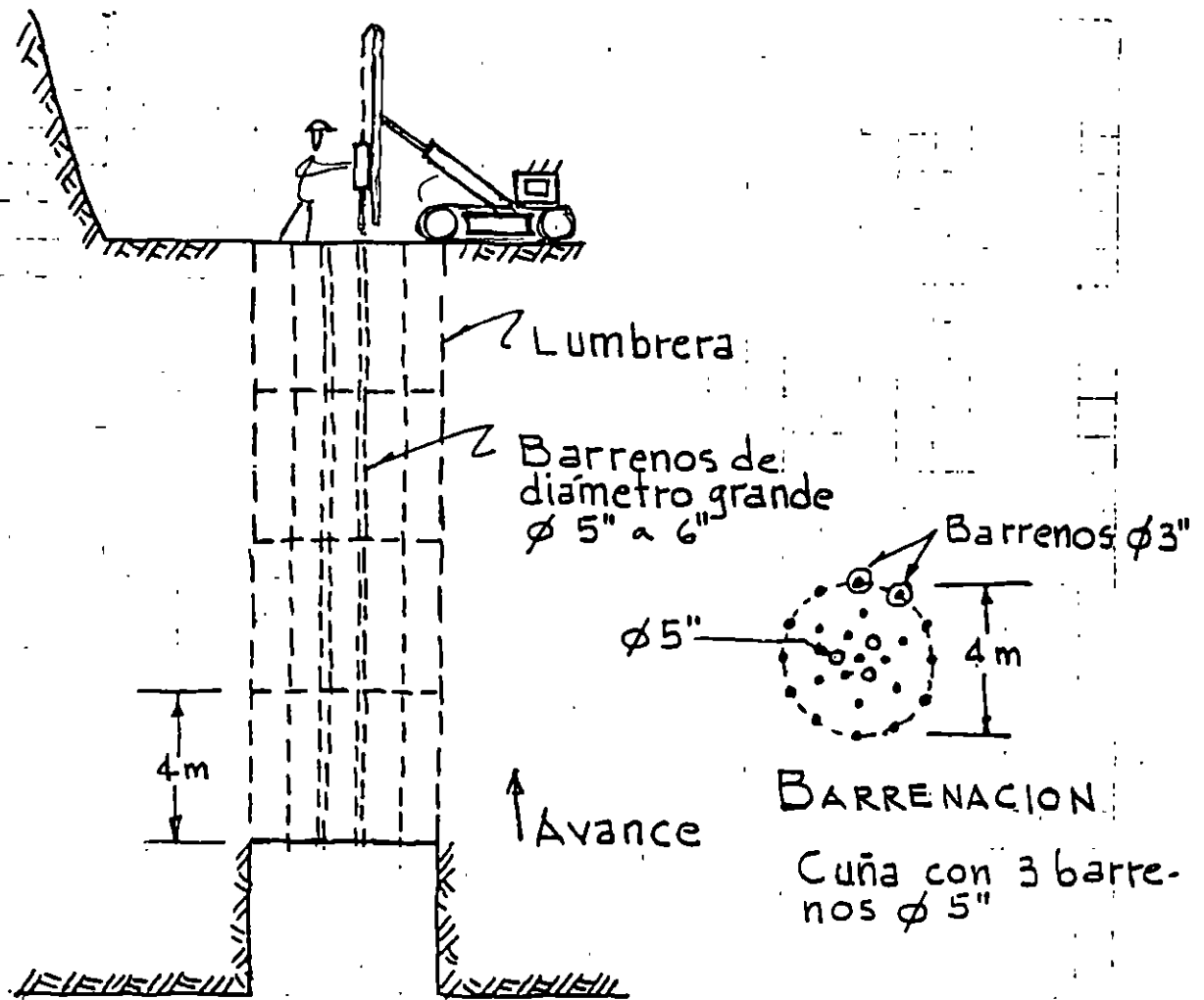


REZAGADO MANUAL



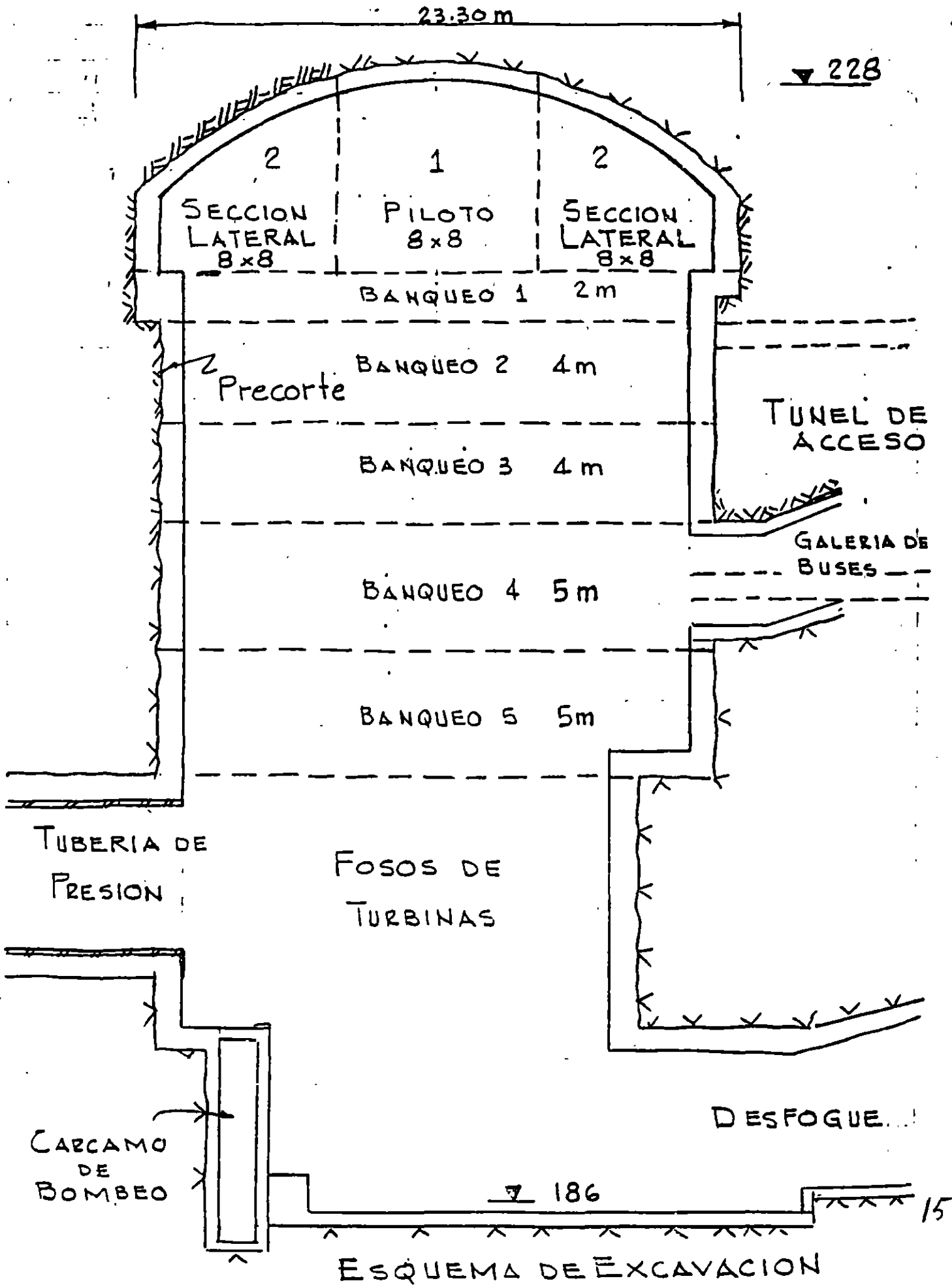
POZO INCLINADO CON EXCAVACION MECANIZADA

LUMBRERAS CON DETONACION HACIA ARRIBA



AVANCE VERTICAL HACIA ARRIBA

EXCAVACION DE CASAS DE MAQUINAS



ESQUEMA DE EXCAVACION

The New Austrian Tunnelling Method

In this second article the author describes a number of actual tunnels, in various countries, in the construction of which the new Austrian method has been applied successfully

By Prof. Dr. techn. L. v. RABCEWICZ

PART TWO

INTERESTING practical examples of stress-rearrangement effects, as well as of the soundness of the design rules for auxiliary shotcrete linings enunciated in the first article, have been encountered during the construction of numerous pressure and diversion tunnels for the Tiroler Wasserkraft A.G. (TIWAG) Prutz-Imst and Kaunertal hydroelectric schemes. The author has also had the opportunity to observe the phenomena described in a series of tunnels built abroad in accordance with the new methods. In the Kaunertal scheme alone about 70km of tunnels were built with locally rockbolted auxiliary shotcrete linings as an essential part of the driving procedure (Fig. 8) Amphibolites, schistose gneisses, eye-gneisses and mica slates of all possible qualities down to the worst have been penetrated by tunnels with cross-sectional areas ranging from 10 to 20m² and overburdens up to 1,100m.

The working sequence shown in Fig. 10 was used almost without exception. The auxiliary shotcrete lining (stage III), consisting only of roof and sidewalls

of 5-15cm thickness, was as a rule left without an invert for a very long time. In some cases it was a year or more before the invert was placed. The sidewalls were thus bound to deform under pressure to various degrees according to the quality of the rock. Particularly in the sections cutting across mylonites were local deformations up to 25cm observed, causing heavy cracking. In places the sidewalls had to be repeatedly redressed and freshly shotcreted (see Fig. 9). Equilibrium was obtained eventually by the use of additional Perfo rockbolts. Characteristically the roofs showed no signs of pressure anywhere. Roof pressure by loosening—the prevailing cause of trouble with the older methods—did not arise at all.

In those cases of swelling pressure caused by the increase in volume of tectonically preloaded clayey or marly materials¹⁹ due to water absorption when the pressure is released, systematically applied deep anchoring by Perfo or SN-type rockbolts grouted in place has proved so far to be the sole means of obtaining equilibrium with a minimum of deforma-



Fig. 8. Tunnel wall receiving surface protection by a shotcrete layer immediately after mucking out



Fig. 9. Shotcrete lining failure because Perfo anchors and bottom bracing were not applied in good time

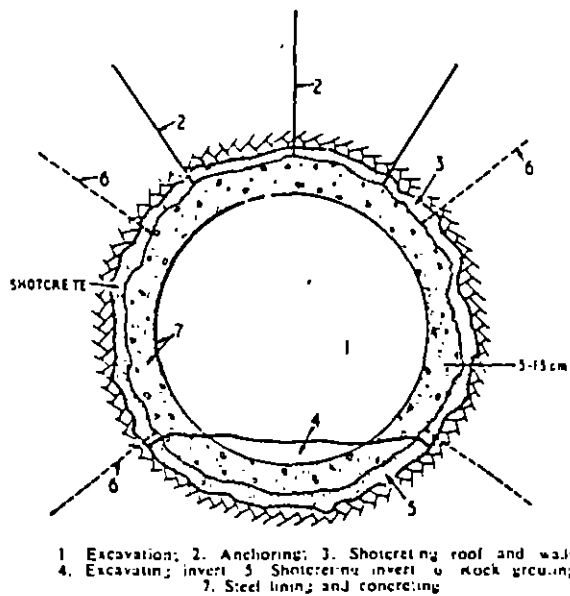


Fig. 10. Construction sequence for the Kaunertal tunnels

tion. To keep the surface from slacking a thin layer of a few centimetres of shotcrete reinforced by a net has best served the purpose. This technique developed many years ago⁴ has since been repeatedly confirmed.

For the Kaunertal scheme an inclined pressure shaft of fairly exceptional dimensions was also driven, 1,650m in total length, the lower part, 650m long, inclining at 42° and the upper part at 20°. Its cross section was 16m² and the average overburden 150-200m. Geological conditions were rather unfavourable, for the shaft was driven through mica slates and sericite which was partly mylonitised and very wet.

The sequence of operations in the inclined pressure shaft, which differs from that described above for the tunnels, is shown in Fig. 11. The rock was mostly so bad that the top heading could not be driven full face and had to be started by a pilot heading. For safety reasons the roof had to be secured further by a steel-arch segment placed on timber props, together with some channel section as lagging. Immediate shotcreting reinforced by rockbolting had to be carried out not only in the roof but also as the sidewalls and breast of the heading. After widening the heading and extending the steel arches, shotcrete protection was continued up to the centreline, Fig. 12. Two to three weeks after finishing the top heading the bench was excavated in lengths of about 100m. The steel arches were closed and shotcreting was applied immediately after the excavation (Fig. 13).

Though the lining of the top heading remained unbraced for about a month, in spite of very unfavourable geological conditions no visible signs of deformation could be observed. Measurements

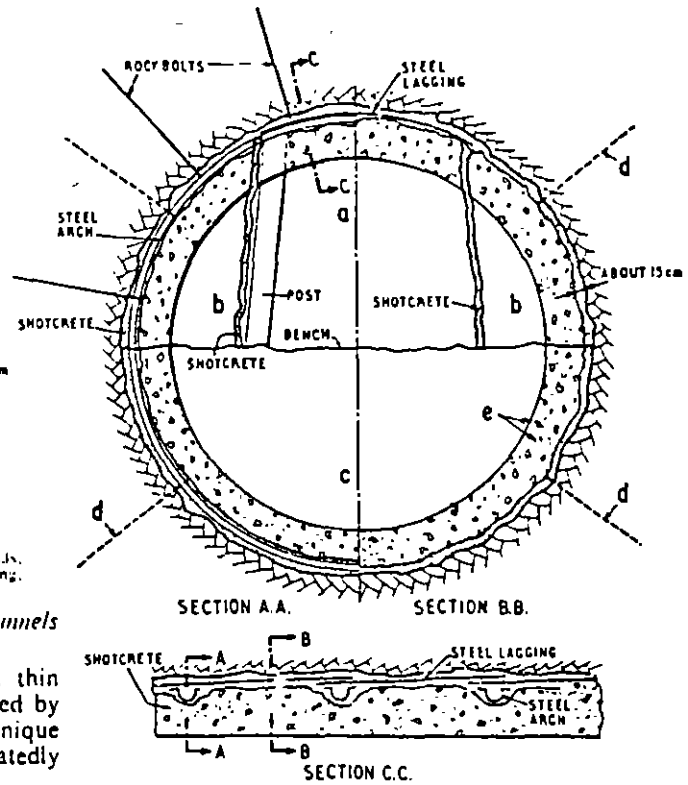


Fig. 11. Construction sequence for the Kaunertal pressure shaft

made after completion of the auxiliary shotcreting showed that the deformations were decreasing in a range of the order of hundredths of millimetres in several months showing that the rock was practically in equilibrium.

The following conclusions can be drawn from these experiences. When suitably sealed by shotcrete closed to a complete ring, only relatively small deformations



Fig. 12. Driving the top heading in the Kaunertal pressure shaft; protection by steel arches and shotcrete

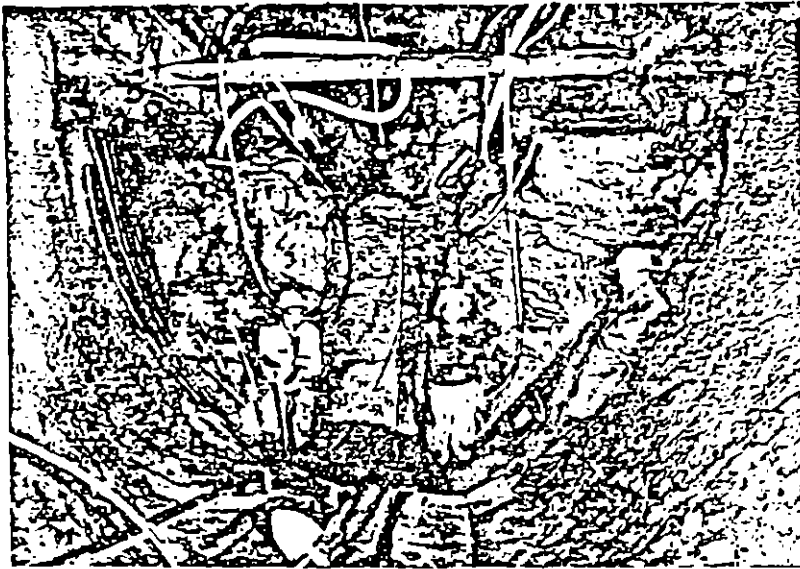


Fig. 13. Benching out the Kaunertal pressure-shaft invert: protection by steel arches and shotcrete

of the slightly decompressed surrounding zone are sufficient to attain equilibrium. By applying the new methods correctly, even rock of fairly bad quality can be handled successfully by heading and benching provided the auxiliary lining is closed by placing the invert as soon as possible, the actual time being determined by the quality of the rock. An auxiliary shotcrete lining having a thickness of only $\frac{1}{40}$ to $\frac{1}{50}$ of the diameter suitably reinforced by steel arches and rockbolts is sufficient to allow the lining to be closed without damage by deformation. It is important that the lining be made as thin as possible to allow a relatively large deformation without being damaged to any extent.

We shall now compare these favourable results obtained with the new means of stabilisation with

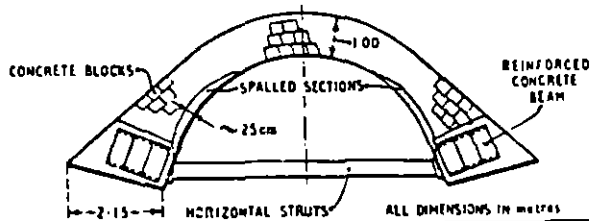


Fig. 14. Roof-arch failure in a clayey-mylonite section of the new Semmering tunnel. The masonry consists of shaped concrete bricks, and high early-strength cement was used for these and for the reinforced-concrete beams

observations made only 15 years ago during the construction of the Semmering tunnel by the Kunz method—a modification of the Belgian method. This is a typical example of the formerly common but erroneous practice of overdimensioning the permanent lining, because of violent deformations that occurred during the intermediate constructional stages as a result of static instability.

A roof arch braced by heavy timber struts in a section of clayey mylonites (Fig. 14) had been constructed in concrete and concrete bricks. To excavate

the section a bottom heading was driven followed by a top heading, the latter being subsequently widened to the extent shown in the picture. By the time the masonry of the arch had been closed the roof had settled 40–70-cm. Lateral deformation of the order of 2cm daily not only led to spalling (see Fig. 15) but also caused invisible damage inside the arch, probably similar to the very typical destruction shown in Fig. 16 and the 40cm-diameter timber struts at 1.50m centres were compressed and buckled. Construction was continued by excavating the remaining portion and completing the lining. Movement stopped in the course of time and equilibrium was finally attained. There can be no doubt that by far the greatest part of the distortion of the lining was due to loosening (stage II in Fig. 5) which consequently led

to progressive softening of the rock. In view of the great damage the lining suffered by violent distortion it is obvious that a much thinner lining would have sufficed provided the distortion was kept inside the elastic range.

A similar example is that of the Serra Ripoli 422m super-highway twin tunnel on the Autostrada del Sole Bologna-Firenze in Italy, which was driven through an extensive old slide consisting of chaotic



Fig. 15. Spalling of the concrete bricks in the Semmering tunnel as indicated in Fig. 14

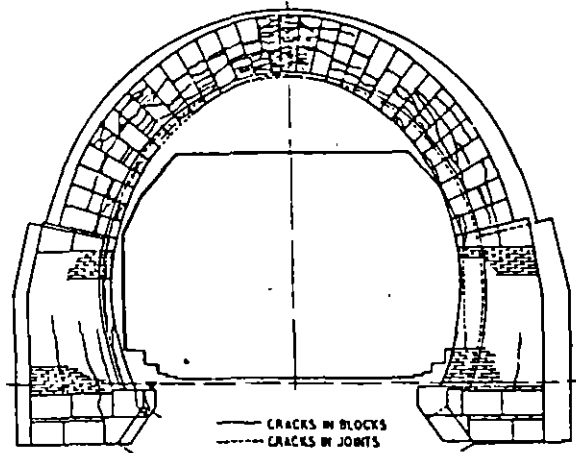


Fig. 16. Destructive deformation of a lining in Karawanken tunnel by stress-rearrangement pressures caused by the absence of an invert

masses of loam and boulders, superposed on layers of black flaky clay with interstratification of more or less compact layers of marl and sandstone. Two sections, each about 90m long, of particularly bad ground consisting of plastic clay, were encountered near the portals. The geological conditions were apparently even somewhat worse than at Semmering.

The twin tunnel was started by driving one tube with a cross section of 110m² by the German method of leaving a core in the middle against which the walls were strutted. When opening out the top heading, loosening pressure became locally so great that the timbering settled from 1m to 1.80m (Fig. 17) which necessitated extremely difficult and expensive redressing. Although the tunnel was finally completed by this method, the experience was so discouraging that the management decided to try surface stabilisation by shotcrete for the second tube. Instead of continuously struggling with masses of timber leaving no room for tunnelling equipment, it then became possible to drive the top heading full face, using customary machines for mucking and transport (Fig. 18). The average rate of advance was trebled, no settlement occurred, and an average financial saving of 20% compared with the first tunnel was achieved. It must be mentioned that by taking full advantage of the possibilities of the new method the thickness of both the auxiliary and inside linings could still have been considerably reduced. The Serra Ripoli tunnel was built over the period 1957-1960.

There is no doubt that the difficult section of the new Semmering tunnel described above, as well as any other similar case, could have been executed successfully by applying only a thin auxiliary shotcrete lining reinforced by light steel arches and rockbolts. In very bad ground, however, it would be advisable to protect the roof, walls, face, and exceptionally even the floor, by shotcrete, at intermediate constructional stages.

Another super-highway twin tunnel constructed in 1957-1958 using anchoring and shotcrete was built in Venezuela in thin laminated limestone interleaved with clayey graphitic layers, the maximum overburden being 100m. The originally proposed reinforced-concrete lining, from 60cm thick at the top to 1m at the sidewalls, was changed on the author's advice to a layer of shotcrete with an average thickness of only 20cm for both the auxiliary and permanent linings together, and reinforced by systematically applied prestressed Perfo rockbolts. The final shotcrete closely followed the irregularities of the rock (Fig. 20). Having regard to the overbreak

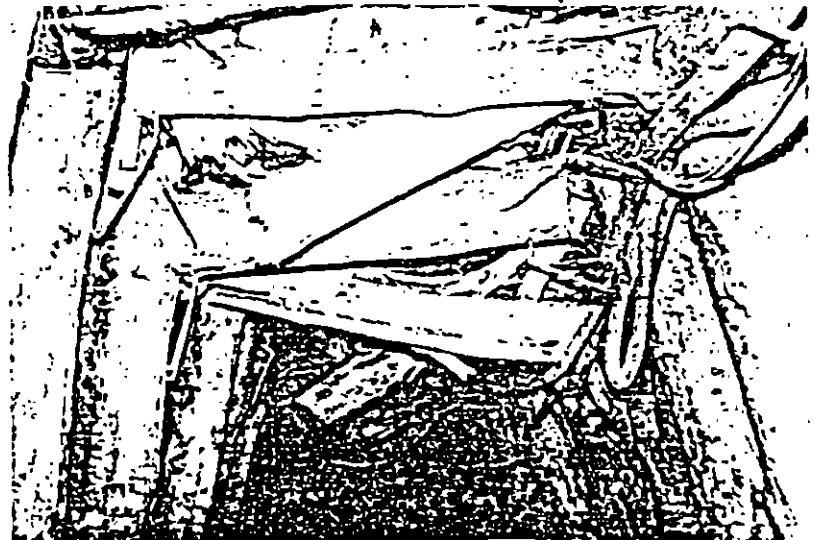


Fig. 17. Failing timber frames in the upper heading in the first tube of the Serra Ripoli super-highway twin tunnel, Italy

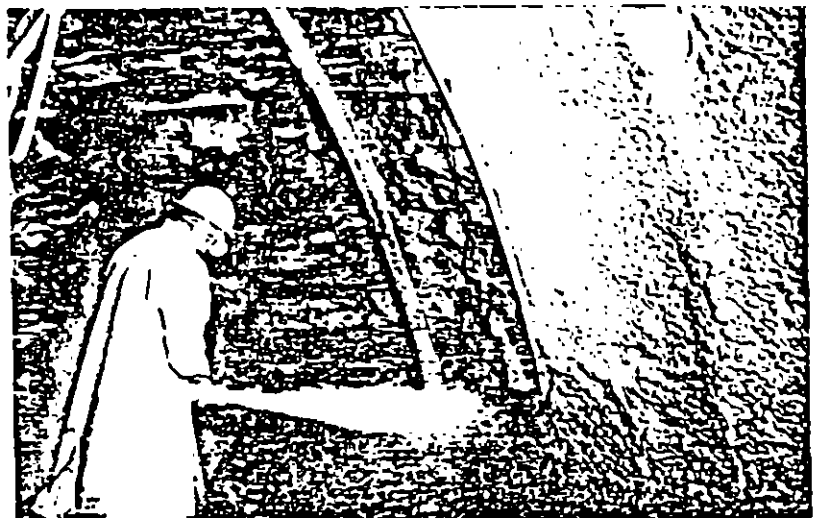


Fig. 18. Full-face driving of the roof section in the parallel tube of the Serra Ripoli tunnel, using shotcrete reinforced by sectional steel. Same geological conditions as in Fig. 17

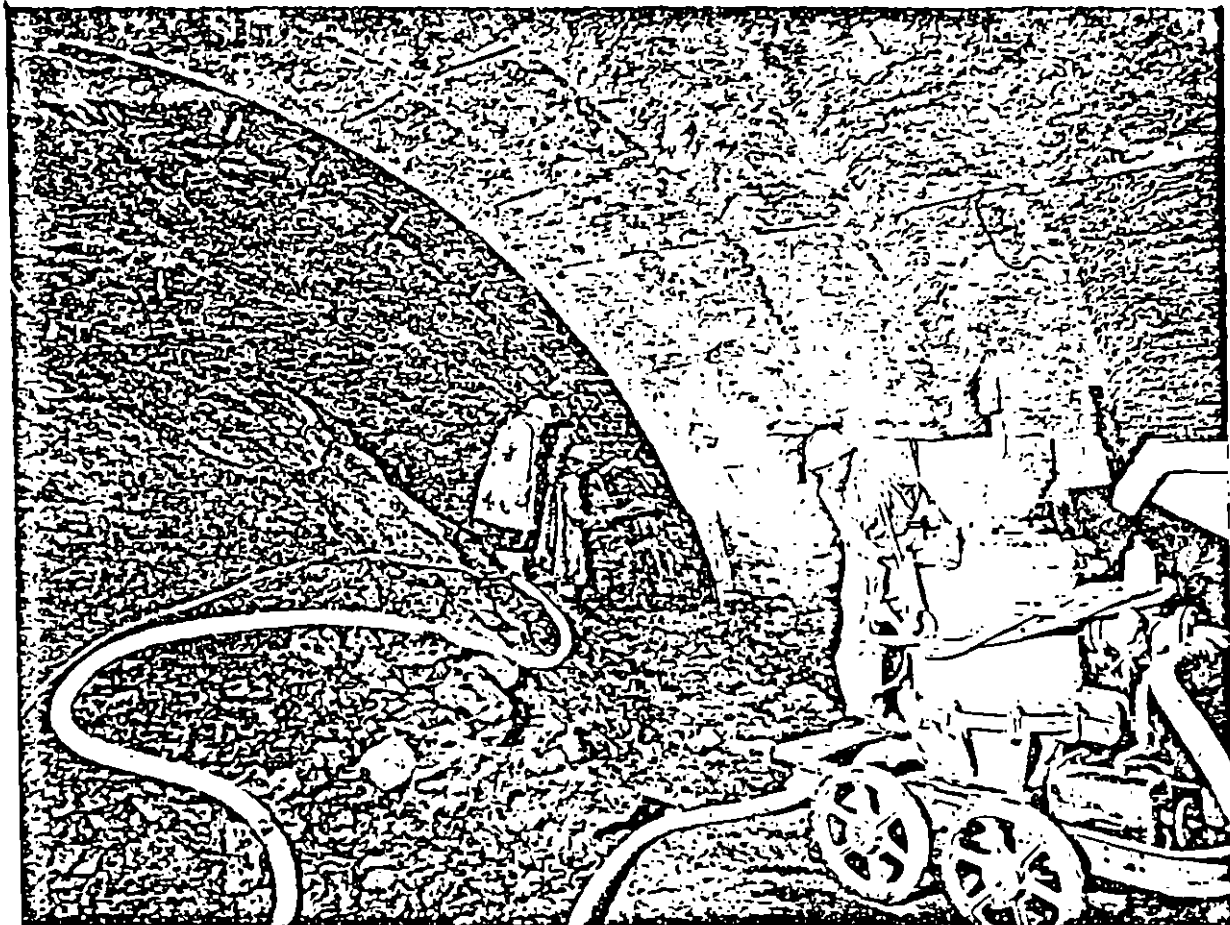


Fig. 19. Super-highway tunnel in Italy south of Firenze. Forming the auxiliary lining of the upper part of the tunnel with shotcrete reinforced by steel netting and steel arches. Contractors: Impresit G. Lodigiani, Milan

together with the low quality of rock, the two tunnels were placed much too close to each other, leaving in places only 6m of poor rock between them. In

spite of this error in design which caused very unfavourable pressure conditions for the intermediate pillar the structure remained in perfect equilibrium. Changing over to modern methods resulted in an economy of about 25%.

In the case of the Venezuelan tunnel just described, Perfo rockbolts were used as the main means of stabilising the shotcrete, which was otherwise left unreinforced. A super-highway tunnel built in 1962 south of Firenze used much the same process of construction as the Serra Ripoli tunnel, and a view inside this tunnel is given in Fig. 19.

~~In Sweden an equipment has been constructed called "The Robot" which enables the roof of large tunnels to be sprayed with shotcrete immediately after blasting. The equipment incorporates a beam cantilevering over the muck pile, and the operator thus works safely under the portion of roof already protected by shotcrete.~~

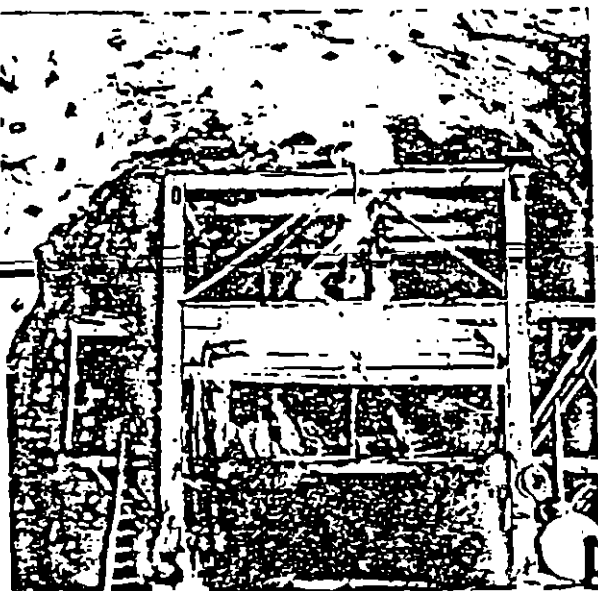


Fig. 20. Full-face driving of a super-highway twin tunnel in Venezuela using shotcrete and prestressed Perfo rockbolts

Reprinted from "Water Power," November, December 1964 and January 1965 issues.

The New Austrian Tunnelling Method

After describing the influence of rock-pressure effects on tunnel linings, the author underlines the inadequacy of conventional tunnel driving and lining methods in poor ground and explains the effectiveness and reliability of a new method consisting of a thin sprayed concrete lining, closed at the earliest possible moment by an invert to a complete ring—called an "auxiliary arch"—the deformation of which is measured as a function of time until equilibrium is obtained. Ways are shown to determine the magnitude of active forces, which leads to dimensioning of linings on an empirical basis*. Further articles describe successful applications of the method

By Prof. Dr.techn. L. v. RABCEWICZ

PART ONE

IN the conventional tunnelling practice of the past, masonry in dressed stone or brick was regarded as the most suitable lining material in unstable rock. Concrete was rejected because possible deformation during the settling and hardening process was supposed to cause irreparable damage. The space between masonry lining and rock face was dry packed. Timber lagging, which was subject to decay when left in place, generally could not be removed, particularly from the roof, because of the danger of loosening and rockfalls.

The situation was further aggravated by a very unfavourable time factor. Merely to bring to full section a 9m-long section of a double-track railway tunnel by the old Austrian tunnelling method, after the bottom and top headings had been driven, took about four weeks, and another month was needed to complete the masonry of the section. The amount of timber used in more difficult cases was so enormous that one third and sometimes even more of the excavated space was filled by solid timber.

All these circumstances, together with the tendency of the temporary timber framework to yield, necessarily produced violent loosening pressures, which frequently caused roof settlement up to 40cm and more before the masonry could be closed. Years after construction had been finished a slow decrease in volume of the compressible and sometimes badly executed dry packing often deformed the lining asymmetrically, causing damage and costly repairs. Damage to the surrounding rock as well as to the lining itself was further increased locally by the mechanical and chemical effects of water.

It is evident that in this period of rather inadequate methods and materials for temporary and permanent supports, loosening pressures were a source of the greatest concern to tunnel engineers. All attempts to design a lining during this period were consequently carried out with sole regard to loosening pressures.

* The substance of this series was originally presented to the XIII Colloquium of the International Society of Rock Mechanics in Salzburg, October 1962, and this English version, which contains additional material, is published by arrangement with Springer-Verlag, Vienna, the publishers of *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*.

† References will be collected at the end of the third and concluding article.

Occasional subsequent deformations of linings forcibly led to the erroneous conclusion that the linings designed in this way still lacked the necessary margin of safety, whereas the failures almost without exception were due to incorrect treatment of the surrounding rock and to fundamental shortcomings of the methods.

A typical practical example of the imperfections mentioned† is a double-track railway tunnel in Czechoslovakia, which was driven almost a century ago through a ridge of soft, horizontally stratified sandstone. Although the rock was fairly stable, stratification and jointing caused the corners in the roof on both sides to fall out, leaving a more or less rectangular cavity instead of an arch. The tunnel was supported by an excellent dressed-stone lining, 45cm thick, but it was not backfilled. During the following decades the unsupported layers of sandstone subsided and settled on top of the arch, causing the roof of the lining to bulge downwards (Fig. 1). Had the

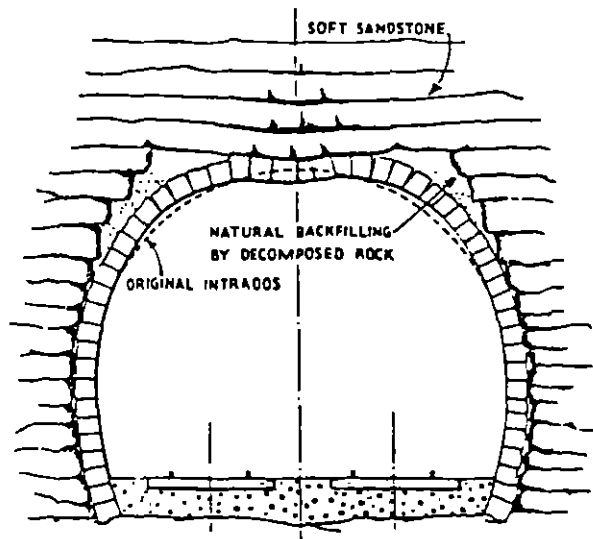


Fig. 1. Deformation of a malconstructed tunnel arch by loosening pressure

cavities at either side behind the lining not been simultaneously filled to a certain degree by pieces of rock falling out of the weathering corners the arch would certainly have failed.

Though methods and means of temporary and permanent support have improved fundamentally since the earlier period, linings are still made as thick as they were about half a century ago. Loosening pressure is still considered by many to be the main active force to be reckoned with in tunnel design, although modern tunnelling methods actually make it possible to avoid loosening almost entirely.

Development of Construction and Lining Methods

Shortly after the turn of the century grouting was introduced as an effective means of consolidating the rock surrounding a tunnel. By filling the voids, unsymmetrical local loads on the lining are avoided, and portions of loose or soft rock are strengthened by cementation.

The next stage was the introduction of steel for supports and which, compared with timber, constituted a remarkable improvement as a temporary lining material because of its better physical properties, its higher resistance to weathering, and its reduced tendency to yield. Decreased deformability of the temporary support made it possible to replace masonry as a lining material by concrete. Dry packing then became obsolete, since the concrete filled the spaces outside the theoretical extrados.

One of the most important advantages of steel supports is that they allow tunnels to be driven full face to very large cross sections. The resulting unrestricted working area enables powerful drilling and mucking equipment to be used, increasing the rate of advance and reducing costs. Nowadays, dividing the face into headings which are subsequently widened is used only under very unfavourable geological conditions.

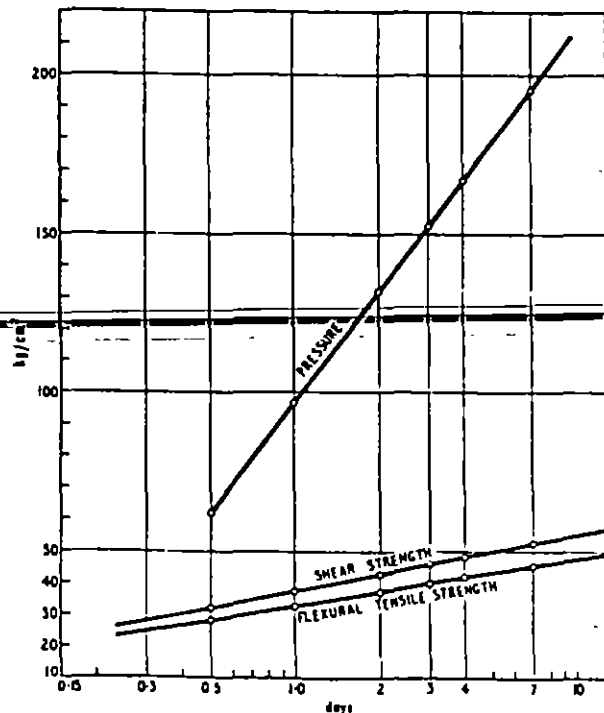


Fig. 2. Results of strength tests on shotcrete carried out in the testing laboratory of the Technische Hochschule, Graz

Remarkable progress in drilling and rock blasting, especially in Sweden, has also helped to reduce damage to the surrounding rock.

Modern Tunnelling Methods

Finally, during the last few decades, rockbolting and shotcrete* were introduced in tunnelling practice. To judge from the results obtained up to now the introduction of these methods of support and surface protection can be considered as a most important event, especially in the field of soft-rock and earth tunnelling†.

The advantages of these methods can best be shown by comparing the rock mechanics of tunnels lined by the new and by older methods. Whereas all the older methods of temporary support without exception are bound to cause loosening and voids by yielding of the different parts of the supporting structure, a thin layer of shotcrete together with a suitable system of rockbolting applied to the rock face immediately after blasting entirely prevents loosening and reduces decompression to a certain degree, transforming the surrounding rock into a self-supporting arch.

A layer of shotcrete with a thickness of only 15cm applied to a tunnel of 10m diameter can safely carry a load of 45 tons/m² corresponding to a burden of 23m of rock, which is more than has ever been observed with roof falls. If a steel support structure incorporating No. 20-type wide-flanged arches at 1m centres were used under these conditions, it would fail with 65% of the load carried by the shotcrete lining, and a timber support of the conventional Austrian type would be able to carry only a very small proportion of the same load. If the temporary support deforms or fails the erroneous conclusion is usually drawn that the proposed permanent linings are not strong enough. In this way permanent linings that are already overdesigned become still heavier.

Shotcrete as Temporary Support

A temporary support designed to prevent loosening must attain a high carrying capacity as quickly as possible, and it must be rigid and unyielding so that it seals off the surface closely and almost hermetically. The carrying capacity of a temporary support is determined by the material as well as by its structural design. Timber, especially when humid, is by far the worst; it combines low physical properties with a great tendency for the structure to yield. Although steel has much better physical properties the efficiency of steel arching depends mainly on the quality of packing between the arches and the rock face, which is always an unsatisfactory problem. On the contrary, concrete, particularly shotcrete, meets all the requirements for an ideal temporary support.

Shotcrete's high early strength is of the greatest importance in attaining a high bearing capacity rapidly, and this is particularly true of its early flexural-tensile strength, which amounts to 50 and 30% of the compressive strength after one-half and two days (see Fig. 2). A recently introduced hardening-accelerating admixture based on silification gives

* Pneumatically applied mortar, originally known as "torcrete" or "gunite" became very much improved shortly after World War II by a new type of machine designed to spray a mixture containing aggregates up to 25mm in size. For this new product the term "shotcrete" has become customary.
 † The first successful application of surface stabilisation by shotcrete for tunnels in unstable ground as an integral part of the driving process instead of using timber or steel as temporary support was carried out at the Lodano-Mosagn tunnel of the Maggia hydroelectric scheme, Switzerland, 1951-1953. A patent was granted for this method in Austria in 1956.

still better results. Whereas only a few years ago, even if the water inflow was limited to dripping, efficient drainage had to be achieved before shotcrete could be applied, the new accelerator makes it possible to shotcrete a very wet surface even when dripping heavily. For instance, in one of the tunnels of TIWAG'S Kaunertal hydroelectric scheme, a $\frac{3}{4}$ in jet of water was plugged off with shotcrete alone without the need to install a relief pipe.

The most conspicuous feature of shotcrete as a support against loosening and stress-rearrangement pressures lies in its interaction with the neighbouring rock. A shotcrete layer applied immediately after opening up a new rock face acts as a tough surface by which a rock of minor strength is transformed into a stable one. The shotcrete absorbs the tangential stresses which build up to a peak close to the surface



Fig. 3. Steel-supported tunnel which failed when reaching a zone of kaolinised gneiss under an overburden of 250m; water inflow 35lit/s

of a cavity after it is opened up. As a result of the close interaction between shotcrete and rock the neighbouring portions of rock remain almost in their original undisturbed state and are thus enabled to participate effectively in the arch action. The statically effective thickness of the zone of arch action is in this way increased to a multiple of that of the shotcrete. In this way, tensile stresses due to bending are diminished and compressive stresses are easily absorbed by the surrounding rock. The zone of arch action can be increased at will by rockbolting.

Disintegration always starts by the opening of a minute surface fissure; if this movement is prevented at the outset by applying a shotcrete layer the rock behind the shotcrete remains stable. This explains why cavities in bad rock lined with a skin of only a few centimetres of shotcrete remain in perfect equilibrium. Shallow tunnels in rock of medium quality, when built by customary methods, need a fairly strong temporary support and concrete lining. When the new method of surface stabilisation is adopted, only a thin layer of shotcrete, possibly locally strengthened by rockbolts, will provide both temporary support and a satisfactory permanent lining.

Experience so far has shown that shotcrete, especially when combined with rockbolting, has proved unexcelled as a temporary support for all qualities of rock with standing times down to less than one hour

and even for ground which normally could only be mastered by careful forepoling. Exceptionally, even almost cohesionless and plastic ground has been



Fig. 4. The tunnel shown in Fig. 3 successfully reconstructed by redriving the deformed portion in steel and strengthening it by shotcrete

successfully handled. In very bad cases of plastic waterbearing ground where steel forepoling failed, shotcrete has been successfully employed as a stabilising reinforcement for steel support, and an example is given in Figs. 3 and 4. For reasons which we shall not discuss here, a tunnel of 8m² section for a hydroelectric scheme in the Austrian Alps had originally been driven without shotcrete, using only steel arches and steel lagging. When the tunnel, the overburden of which was 250m, reached a tectonically disturbed zone in a completely crushed kaolinised gneiss with heavy water inflow, the pressure became so heavy that the arches were deformed and their footings forced into the ground. The heavy water inflow could only be relieved slightly as the water discharge pipes became clogged shortly after placing. With the situation as shown in Fig. 3 excavation had to be stopped.

To reconstruct the deformed tunnel the contractor returned to the still undeformed portion and embedded the steel arches in a 30cm lining of shotcrete. After redriving the roof in the deformed portion new steel arches had to be placed at 60cm centres on heavy wooden sills and another arch interposed between each set. As soon as a set was placed the surface was immediately shotcreted to a complete ring (see Fig. 4). This difficult situation, which had been greatly aggravated by unsuccessful attempts at driving, was thus mastered without any further setbacks.

Effects of Stress-Rearrangement Pressures

When a cavity is made in undisturbed rock the original stress pattern is disturbed. In the course of time, the duration of which depends on the properties of rock, a new stress situation appears in the neighbourhood of the cavity, and equilibrium is attained either with or without the assistance of a lining

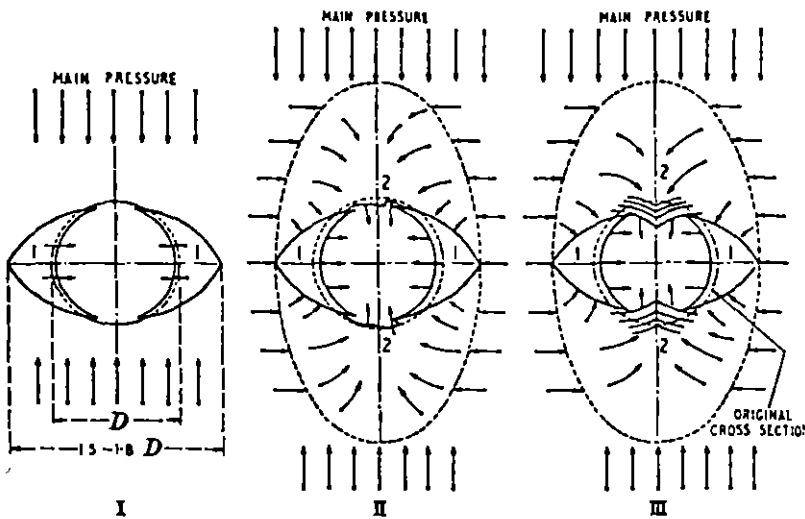


Fig. 5. Sketch of mechanical process and sequence of failure around a cavity by stress rearrangement pressure

according as to whether the shear strength of the rock is or is not exceeded. This stress rearrangement is mechanical and progressive, and generally occurs in three stages (see Fig. 5) provided the rock in the neighbourhood of the cavity has not been disturbed by earlier tunnelling. At first, wedge-shaped bodies on either side are sheared off along the Mohr surfaces and move towards the cavity, the direction of movement being vertical to the main pressure direction (I). The increased span thus produced causes the roof and floor to start converging (II). In the next stage this movement is increased; the rock buckles under continuous lateral pressure and may protrude into the cavity (III).

Pressures arising from this action are correctly termed "squeezing pressures." Stage III, though frequent in mining, is seldom encountered in civil engineering.

During the days of conventional tunnelling practice the effects of stress-rearrangement pressures were not sufficiently well known. Moreover there was no means of clearly recognising the progressive occurrence of pressure phenomena as described above, because, with the obsolete methods then used, the sections were usually not driven full face but divided into headings which were subsequently opened out. Measurement of deformations was most unusual.

Behaviour of Linings Subjected to Rearrangement Pressures

Conventional multiple-hinged arches of stone masonry withstood rearrangement pressures in different ways. Frequently the timber lining deformed during construction to such a degree as to allow the appropriate Trompeter zone to be formed, so that permanent equilibrium was attained without any or only significant lining damage such as crushing of mortar in

joints or spalling of the edges of the masonry. However, in many cases linings failed by shearing off after a pattern typical of this kind of strain and had to be rebuilt.

One of the most frequent reasons for these failures—besides many other shortcomings of the customary methods—was the lack of an invert. Not only were inverts provided much too seldom but they were usually placed much too late—generally not until the roof and sidewalls of the entire tunnel had been finished. Given a rock of insufficient strength even linings of mammoth dimensions were bound to deform heavily in the absence of an invert, because they form a shell without any bottom bracing.

With the forming of the Trompeter zone, which we shall call the "protective zone," surface stresses decrease markedly while the surface deforms. The radial stress which must be counteracted by the necessary bearing capacity at the periphery of the cavity, which we shall call "skin resistance," becomes smaller as the peak of tangential stresses moves away from the cavity, the radius of which simultaneously decreases.

These relations are mathematically described by the equations of Fenner-Talobre²⁰ and Kastner²⁰.

$$p_i = -c \cot \phi + p_o [c \cot \phi + (1 - \sin \phi)] \frac{r}{R} \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

and shown schematically in Fig. 6. p_i = skin resistance, c = cohesion, ϕ angle of internal friction, R = radius of the protective zone, r = radius of cavity, $p_o = \gamma H$. H = overburden. By omitting the cohesion the

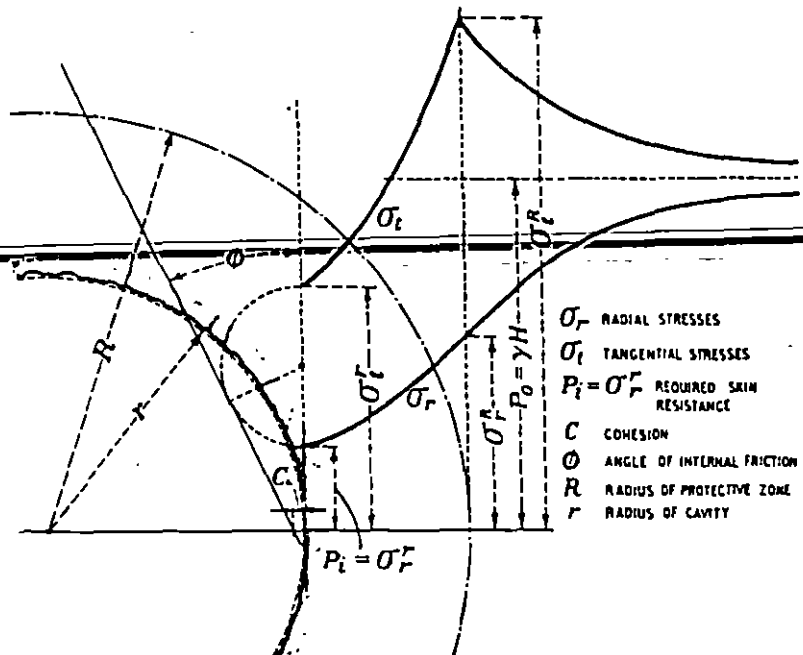


Fig. 6. Schematic representation of stresses around a circular cavity with hydrostatic pressure (after Kastner²⁰)

$$n = \frac{P_i}{\gamma H}$$

$$P_i = p (1 - \sin \phi) \left(\frac{F}{R} \right)$$

equation is simplified to $p_i = p_0 (1 - \sin \phi) \frac{F}{R} \frac{1 - \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

$= n p_0$. In Fig. 7 the values of n are given as a function of p_0 and ϕ . With $R=r$, i.e., without formation of a protective zone, $p_i = p_0 (1 - \sin \phi)$ and the cavity attains equilibrium without any deformation.

The practical interpretation of these theoretical findings is that with a very yielding support structure, having small skin resistance, the protective zone increases but simultaneously the skin zones loosen up, and ϕ decreases. Should loosening eventually become so great that open cracks and seams are formed, the skin zone loses its bearing capacity almost entirely, which has practically the effect of a latent increase of span.

Nevertheless, these theoretical considerations do not altogether explain satisfactorily the extremely high skin resistances actually required in plastic ground when applying obsolete methods of temporary support. The reason must probably be sought in the time element. The formation of the protective zone does not arise simultaneously with the decrease of ϕ , for whereas the latter follows the excavation almost immediately, decrease of stresses due to stress rearrangement (protective zone) needs more time.

A temporary means of support to meet these complicated conditions to the best advantage must first seal the newly exposed rock face as quickly as possible; secondly, it must have sufficient skin resistance to prevent serious loosening; and thirdly it must still be sufficiently yielding to allow a protective zone to be formed.

To comply with these requirements the author tried out during the war a new method called the "auxiliary arch" which consisted of applying a relatively thin concrete lining to the rock face as soon as possible, closed by an invert and intended to yield to the action of the protective zone. Deformations of the auxiliary arch were measured continuously as a function of time. As soon as the observations showed a stabilising trend of the time/deformation curve, another lining called the "inside lining" was constructed inside. The method can be considered as a real predecessor of the "New Austrian Tunnelling Method," as it comprises all its integral features with the exception of the modern means of surface stabilisation.

At that time the method had the great disadvantage that tunnels had to be driven using obsolete methods of temporary support, which necessarily caused far too much loosening before the auxiliary arch could be built. The situation has changed with the introduction of modern tunnelling methods. By applying a layer of shotcrete to the rock face immediately after driving, or if necessary even as an integral part of the driving process, with rockbolts for additional support, an auxiliary arch is formed which complies in every aspect with the requirements for a temporary lining as described above.

There are still some difficulties to be overcome in normal methods of construction, as inverts are still usually built last of all, leaving the roof and sidewalls of the lining to deform at will. In the meantime, experience has taught us that it is by far more advantageous from all points of view, and frequently even imperative, to close a lining to a complete ring at a short distance behind the face as soon as possible.

To comply with this requirement, tunnels should

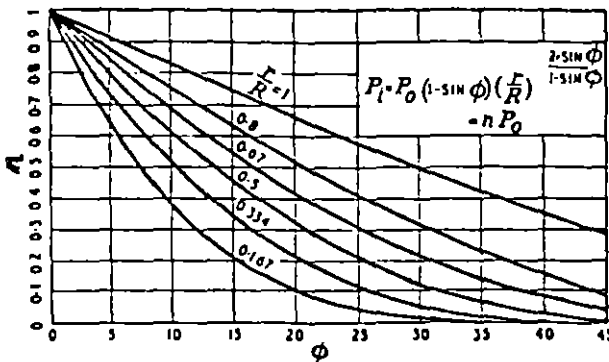


Fig. 7. Skin resistance p_i required to establish equilibrium of a cavity as a function of ϕ angle of internal friction and $p_0 = \gamma H$.

be driven full face whenever possible, although this cannot always be done, particularly in bad ground, where it often becomes necessary to resort to heading and benching. In the most difficult cases it may even be necessary to drive a top pilot heading before opening it out to full section.

An auxiliary arch executed in the upper heading (Belgian roof arch), though fairly effectively preventing roof loosening, represents an intermediate constructional state, which is still subject to lateral deformation. Such instability has to be removed as soon as possible by excavating the bench and closing the lining by an invert.

Design of Auxiliary Lining

When designing an auxiliary lining the magnitude of the active forces, the admissible stresses and the safety of the crew have to be considered. Accidents arising from geological causes, invariably brought about by rock falls or slides as a result of loosening or effects of water, can be avoided almost entirely by a conscientious geological survey. Nevertheless, as a general measure of safety, shotcrete linings should be reinforced by light steel sections and relief pipes installed to prevent a build-up of seepage pressure. Deformation resulting from stress rearrangement never occurs in the form of roof falls but as a slow displacement. Such deformations are in no way dangerous to the crew, particularly as the movements are normally very slow.

Under such favourable safety conditions permissible stresses may safely be taken close to the rupture limit, particularly if the auxiliary arch is intended only as temporary support. Should it adopt a permanent character a safety factor of 1.5 to 2 is sufficient.

Active forces can be roughly estimated from the formulae given above, but there seems no danger in adopting rather low values for these forces since a considerable factor of safety results from the interaction of the shotcrete with the neighbouring rock, particularly with higher values of ϕ , a static effect which is not taken into consideration by computing the thickness of the lining.

Though seemingly rather daring at first, these design rules have been tested in practice and proved correct in constructing many kilometres of tunnels, as will be described in the succeeding articles which are devoted to actual examples and to deformation measurements in a test tunnel.

Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austrian tunnelling method"

By Prof. Dr.techn. Dr.h.c. L. v. Rabcewicz and Dipl.Ing. J. Golser

In this article, the main promoter of the new Austrian tunnelling method explains the empirical approach to dimensioning recommended for use when applying the technique, and gives a brief mathematical analysis of the underlying theory

TUNNELLING EXPERIENCE during the last ten years in Austria and elsewhere has proved the advantage of the "New Austrian tunnelling method" (NATM) over other methods in every respect, particularly in unstable rock.

NATM is based on the principle that it is desirable to take utmost advantage of the capacity of the rock to support itself, by carefully and deliberately controlling the forces in the readjustment process which takes place in the surrounding rock after a cavity has been made, and to adapt the chosen support accordingly.

Generally two methods of support are carried out. The first is a flexible outer arch—or protective support—designed to stabilize the structure accordingly, and consists of a systematically anchored rock arch with surface protection mostly by shotcrete, possibly reinforced by additional ribs and closed by an invert.

The behaviour of the protective support and the surrounding rock during the readjustment process is controlled by a sophisticated measuring system.

The second means of support is an inner arch consisting of concrete, and is generally not carried out before the outer arch has reached equilibrium. Its aim is to establish or increase the safety factors as necessary.

Designing standard sections

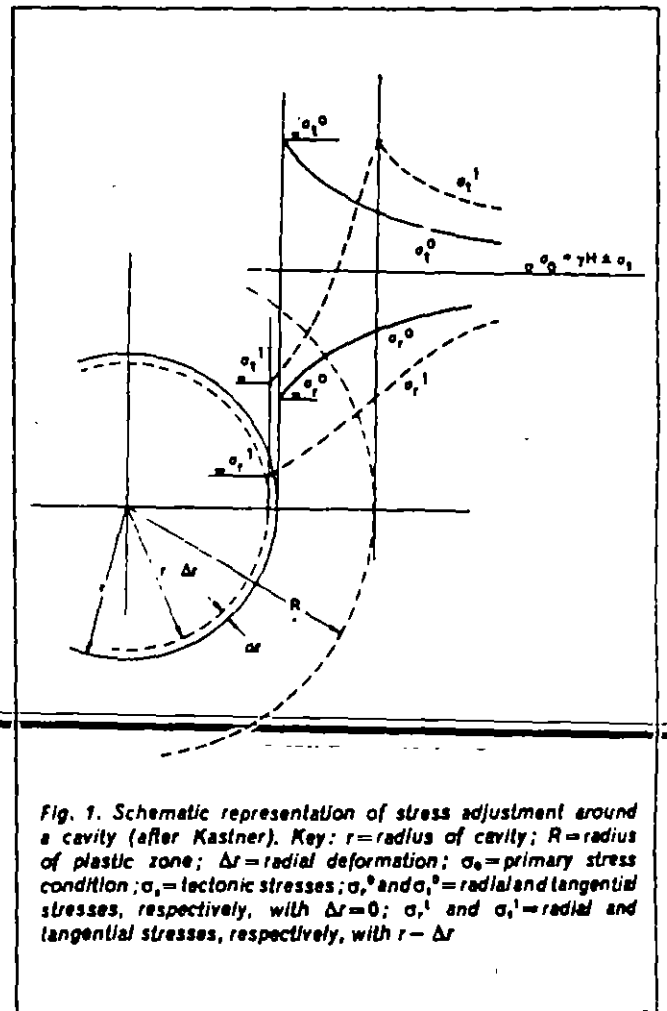
In order to be able to plan a project and design standard sections for the documents it is necessary to establish the required carrying capacity of the support for different types of rock.

As shown in Fig. 2, the carrying capacity of the outer arch can be decided by the $\sigma_r/\Delta r$ curve, which is characteristic for any given type of rock and primary stress condition.

As is well known, the required radial stress p_i^0 to obtain equilibrium decreases if the border zone is allowed to yield and a plastic zone develops simultaneously (Fig 1). The rate of the decrease—being mainly a function of the primary stress condition σ_0 and the angle of internal friction ϕ of the rock—as a rule diminishes rapidly (Fig. 2).

At any intersection between p_i and the σ_r curve, equilibrium is reached for the respective support resistance.

It is a particular feature of the NATM that the intersections always take place at the descending branch of the curve. For instance, should the support partially fail for any reason, a new equilibrium comes into being without



any additional strengthening at a lower point of intersection, as long as this lower point does not fall below the minimum of the σ_r curve (marked B in Fig. 2), where with $p_{i\min}$ "detrimental loosening" starts.

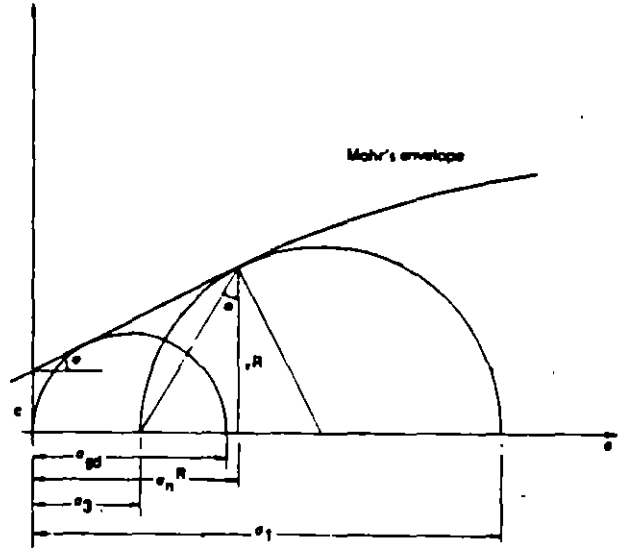
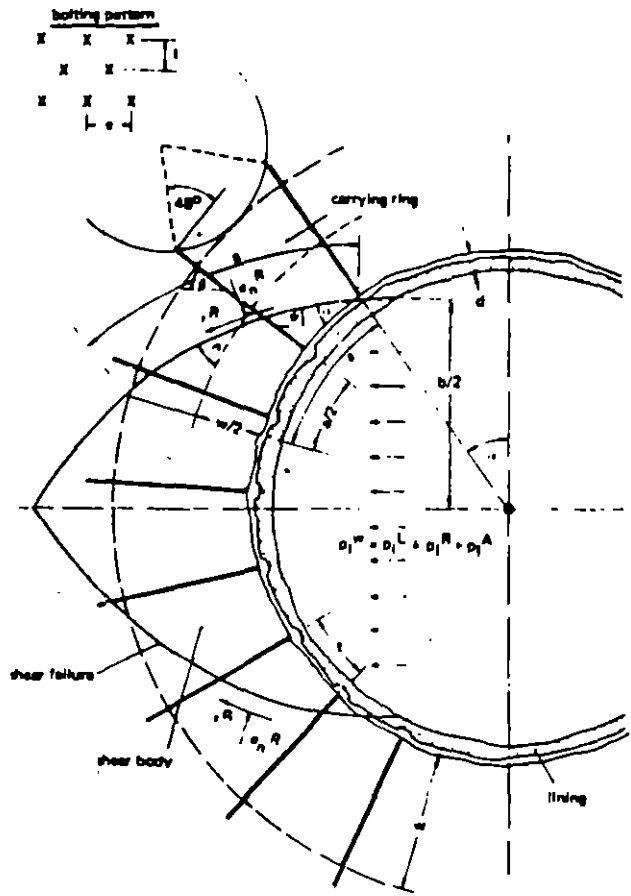


Fig. 3. Design scheme of the outer arch for a given carrying capacity. (The key is shown below left)

- $p_i^w, p_i^L, p_i^R, p_i^A$ (Mp/m²) = resistance of shotcrete, steel reinforcement, rock arch, and anchors, respectively
- p_i^w (Mp/m²) = total support capacity
- b (m) = height of shear zone
- d (m) = thickness of lining
- e, l (m) = distances between rock bolts
- s (m) = length of shear plane
- w (m) = width of carrying ring
- σ_{0d} (Mp/m²) = uniaxial compressive strength of rock
- c (Mp/m²) = cohesion of rock
- ϕ (°) = angle of internal friction
- τ^l (Mp/m²) = shear resistance of lining material
- τ^R (Mp/m²) = proportion of shear resistance of reinforcement
- $E^w = E^l$ (Mp/cm²) = modulus of elasticity of reinforcement and lining material, respectively
- α^l (°) = shear angle of lining material
- F^w (cm²) = area of reinforcing steel per linear metre of tunnel
- f^w (cm²) = area of rock bolts
- σ_p^w (Mp/cm²) = proportional limit of anchor steel
- τ^R (Mp/m²) = shear strength of rock
- σ_n^R (Mp/m²) = normal stress on shear plane
- α (°) = shear angle in rock
- ψ (°) = average inclination of shear plane
- β (°) = inclination of anchors

economy with an acceptable degree of safety, and p_i^w should therefore be as close as practically possible to $p_{i, min}$ in order to obtain a sufficient factor of safety from the additional lining resistance p_i^l of the inner arch.

Should a stiffer type of support be chosen for the outer arch (as marked "2" in Fig. 2, for example) the intersection with the σ_c curve is bound to rise, while the safety factor simultaneously decreases.

To design the total resistance $p_i^w + p_i^l$ as large as σ_c is in any situation unnecessary and with a large overburden it becomes totally unrealistic.

The minimum carrying capacity of the inner arch is decided by the smallest lining thickness that will allow suitable compaction of the concrete. Should a greater p_i^l be required, the thickness can be chosen according to p_i^w and the required factor of safety s .

Once the carrying capacity of the outer arch has been established for certain standard sections, the means of strengthening can be chosen and computed accordingly, as was described in an earlier article¹⁸. The computation has been slightly altered in the meantime and it is therefore shown again in Fig. 3.

The resistance of the lining material (shotcrete, concrete, etc) is:

$$p_i^l = \frac{d\tau^l}{\sin\alpha^l(b/2)}$$

An additional reinforcement (steel ribs, etc) gives a resistance of:

$$p_i^w = \frac{F^w\tau^w}{\sin\alpha^w(b/2)}$$

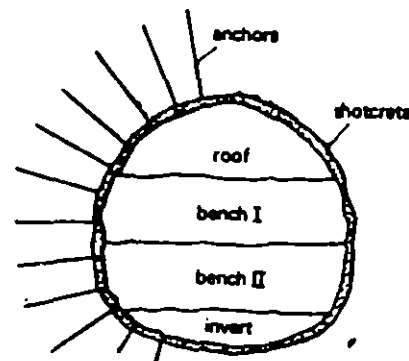
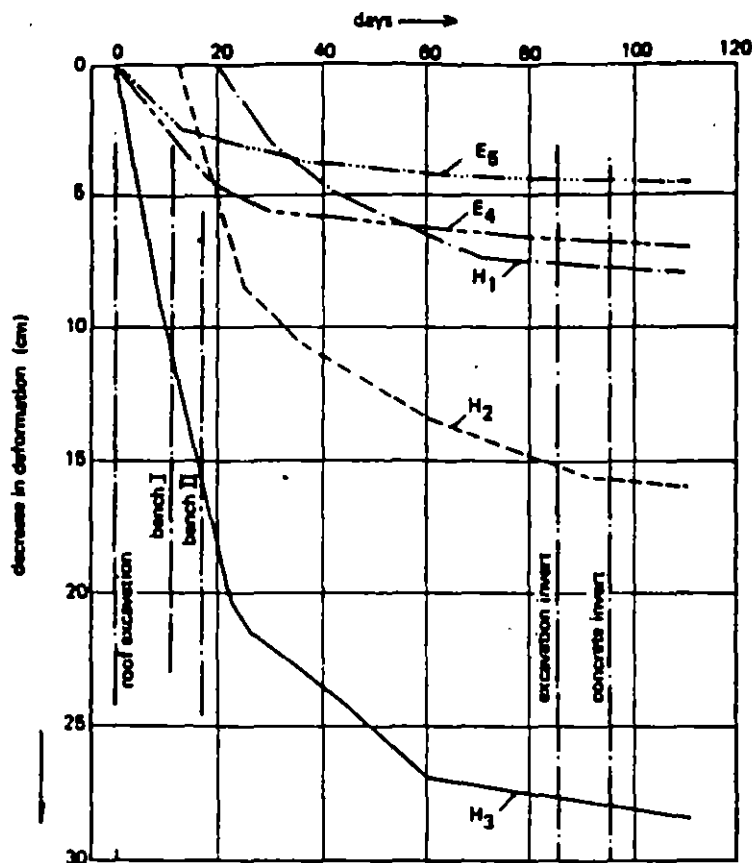


Fig. 6. A drawing showing some of the salient results of measurements made at the Tauern tunnel north. (Above left) the main measuring section TKM 1739, showing the conspicuous decrease of deformation with respect to time, and (above right) the excavation and outer lining section. The excavation was in graphitic phyllites, with an overburden of 1.0m, and a cross-section of 108m². Key: H₁, H₂, and H₃ = convergency measurement readings; E₄ and E₅ = long extensometer readings (see Fig. 5 for location)

Bibliography

- FENNER, R. "Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes", *Glückauf*, Ann. 74, Vol 32, 33, 1938.
- RABCEWICZ, L. v. "Bolted Support for Tunnels", *WATER POWER*, April, May, 1954; *Mine and Quarry Engineering*, February, March, 1955.
- TALOBRE, J. "La Mécanique des Roches", Dunod, Paris, 1957.
- RABCEWICZ, L. v. "Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden", *Schweizerische Bauzeitung*, Ann. 75, March, 1957.
- RABCEWICZ, L. v. "Aus der Praxis des Tunnelbaues. Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck", *Geologie und Bauwesen*, Ann. 27, Vol 3-4, 1962.
- KASTNER, H. "Statik des Tunnel- und Stollenbaues", Springer, Berlin/Göttingen, 1962.
- MÜLLER, L. "Der Felsbau", Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
- VEDER, C. "Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Elektrosmose und Elektrokataphoresis im Grundbau", *Bauingenieur*, Ann. 38, Vol. 10, 1963.
- PACHER, F. "Deformationsmessungen im Versuchstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl I, 1964.
- RABCEWICZ, L. v. "The New Austrian Tunnelling Method", *WATER POWER*, November, December, 1964; January, 1965.
- RABCEWICZ, L. v. and SATTLER, K. "Die neue Österreichische Tunnelbauweise", *Bauingenieur*, Ann. 40, Vol 8, 1965.
- SZECHY, K. "The Art of Tunnelling", Akademiai Kiado, Budapest, 1967.
- RESCHER, O. "Erfahrungen beim Ausbau der Kavernenzentrale Veytaux mit Spritzbeton und Felsankern", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl IV, 1969.
- DETLZHOFFER, H. "Verbrüche in Druckstollen", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl IV, 1968.
- SATTLER, K. "Neuartige Tunnel-Modellversuche. Ergebnisse und Folgerungen", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl IV, 1968.
- RABCEWICZ, L. v. "Die halbsteife Schale als Mittel zur empirisch-wissenschaftlichen Bemessung von Hohlrumbauten", *Rock Mechanics*, Suppl I, 1970.
- KOVARI, K. "Ein Beitrag zur Bemessung von Untertagebauten", *Schweizerische Bauzeitung*, 87, No. 9, 1969.
- RABCEWICZ, L. v. "Stability of Tunnels under Rock Load", *WATER POWER*, June, July, August, 1969.
- HAYASHI, M., KITAHARA, Y. and HIBINO, S. "Time-dependent Analysis in Underground Structure in Visco Plastic Rock Masses", *Proceedings, International Symposium on the Determination of Stresses in Rock Masses*, Lisbon, 1969.
- DETLZHOFFER, H. "Erfahrungen bei der Sicherung von Stollenausbrüchen in gebräuchlich und druckhaften Gebirgsstrecken", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl V, 1969.
- NUSSBAUM, H. "Recent Development of the New Austrian Tunnelling Method", *Preprint ASCE National Meeting of Structural Engineering*, Cleveland, Ohio, April, 1972.
- RABCEWICZ, L. v. "The New Austrian Tunnelling Method", *The Pakistan Engineer*, 1970.
- LOMBARDI, G. "Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen", *Schweizerische Bauzeitung*, Vol 87, No. 3, 1969.
- MÜLLER, K. "Zeitabhängige Spannungsumlagerungen beim Fels Hohlrumbau", Bericht No. 72-4/1972, Institut für Statik, Technical University of Brunswick.
- BERTI, P. "Tunnelling on the New Rome Metro", *Tunnels and Tunnelling*, September-October, 1972.
- RABCEWICZ, L. v., GOLSER, J., HACKL, E. "Die Bedeutung der Messung im Hohlrumbau", *Der Bauingenieur*, Vol 47, No. 7 and 8, 1972.
- LENDI, P. "Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein", *Institut für bauwissenschaftliche Forschung*, No. 6, 1969.
- COMPTE, Ch. "Technologie des Tirants", *Institut für bauwissenschaftliche Forschung*, No. 17, January, 1971.

where:

$$\tau^R = \frac{\tau^i E^R}{E^i} = 15\tau^i \text{ (for concrete)}$$

The lining resistance is:

$$p_i^L = p_i^i + p_i^R$$

The anchors are acting with a radial pressure:

$$p_i^A = \frac{f^R \sigma_p^R}{et}$$

With the lateral pressure given by:

$$\sigma_s = p_i^i + p_i^R + p_i^A$$

and with Mohr's envelope, the shear resistance of the rock mass τ^R and the shear angle α is determined, assuming that the principal stresses are parallel and at right-angles to the excavation line.

The carrying capacity of the rock arch is given by:

$$p_i^R = \frac{\sigma \tau^R \cos w}{b/2} - \frac{\sigma \sigma_p^R \sin w}{b/2}$$

The resistance of the anchors against the movement of the shear body towards the cavity is:

$$p_i^A = \frac{af^R \sigma_p^R \cos \beta}{et(b/2)}$$

The total carrying capacity of the outer arch is then:

$$p_i^R = p_i^L + p_i^R + p_i^A \geq p_{i \min}$$

As to the reciprocal mode of action of the basic supporting members of the NATM—shotcrete and the anchored rock-arch—experience has taught us the following:

(1) With the same type of rock and overburden the relationship between the size of the joint-bodies and the excavation area is decisive for the mobility of the material;

(2) With small sections (ie 10-16m²) and joint bodies of a few dm², a simple shotcrete sealing with $d=3\text{cm} = 0.017R$ usually stabilizes the tunnel;

(3) With an underground power station of 400-600m² on the other hand, a rock with joint-bodies of this size behaves like a cohesionless mass, and a simple shotcrete lining of $0.017R = 19\text{-}24\text{cm}$ would never do. A systematically-anchored rock arch is imperative in this case.

It acts as the main carrying member, the shotcrete lining merely having the function of stabilizing the surface between the anchorage points. The greater is the σ_p^R and the section of the cavity and the smaller is ϕ , the more important is the system anchoring in comparison with the shotcrete.

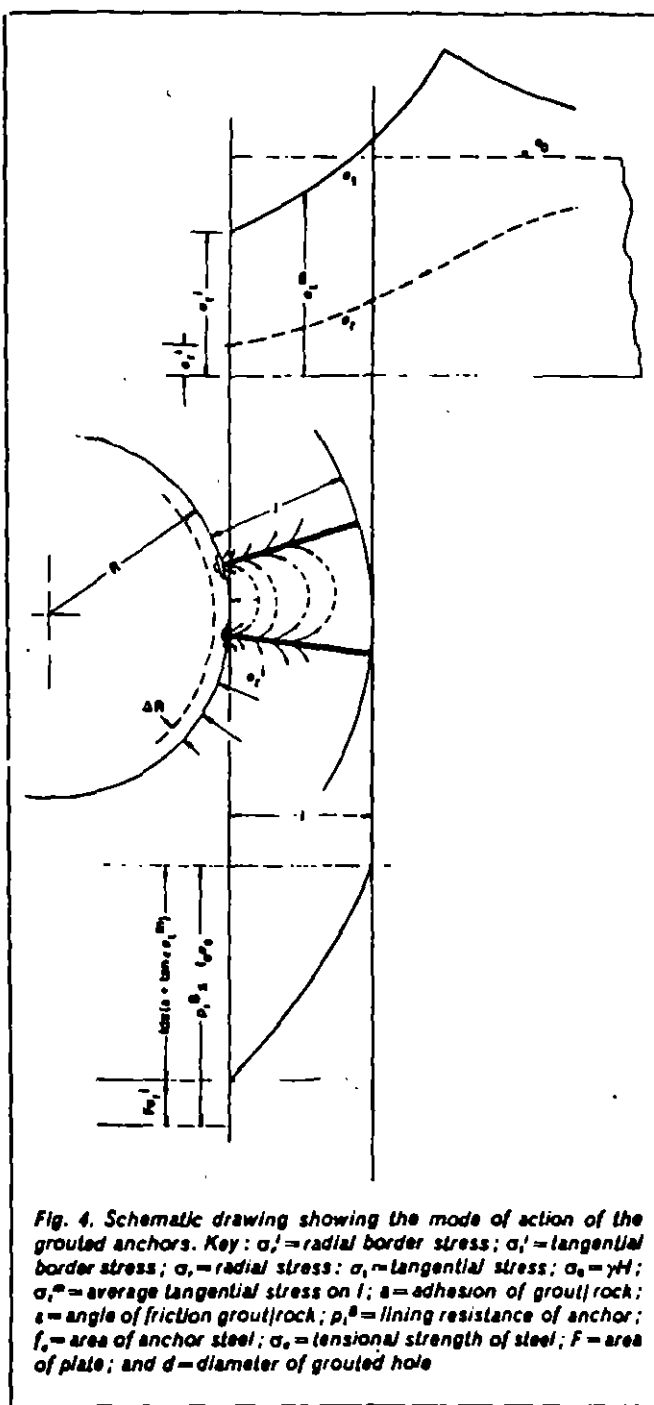


Fig. 4. Schematic drawing showing the mode of action of the grouted anchors. Key: σ'_1 = radial border stress; σ'_2 = tangential border stress; σ = radial stress; σ = tangential stress; $\sigma_0 = \gamma H$; σ'_0 = average tangential stress on l ; a = adhesion of grout/rock; α = angle of friction grout/rock; p_i^R = lining resistance of anchor; f = area of anchor steel; σ_s = tensile strength of steel; F = area of plate; and d = diameter of grouted hole

It seems therefore appropriate to add some further points on this essential matter.

With conventional wedge or expansion bolts the supporting action is exerted by the plate, and the anchor is always stressed equally over its whole length.

On the other hand, with grouted anchors (of the "Perfo" or "SN" type, for instance), the main carrying effect results from the bond between the grout and rock. The bond consists mostly of friction caused by the tangential stresses in the surrounding rock (besides a minor share of adhesion).

The tensile stress of the anchor increases from zero at the end to a maximum at the plate, and any radial border stresses possibly remaining are additionally conveyed to the anchor by the plate (Fig. 4).

The movement of the rock towards the cavity is inhibited in this way, and an arch effect is created between

neighbouring anchors, as is shown in the drawing. The carrying capacity p_i^b can be described analytically in simplified form by the equation:

$$p_i^b = ldx(a + \tan \sigma_m) + F\sigma, \leq f\sigma_s$$

The term $F\sigma$, can possibly rise to σ_{el} .

Although the carrying capacity of both the expansion and the grouted type anchors is the same, and is limited by the tensile strength of the steel, the stabilizing effect of grouted anchors is very much the greater.

As a further reinforcing measure in the NATM, light steel ribs of the channel-section type are used, connected by overlapping joints and fastened to the rock by the anchors.

The ribs serve primarily as a protection for the tunnelling crew against rockfall and as local reinforcement to bridge across zones of geological weakness. The static share of the ribs in the lining resistance is relatively low.

The stiffness of the ribs contrasts with the relatively-high yielding capacity of the shotcrete, and with large sections and deformations minor cracks in the shotcrete along the ribs must be reckoned with.

Final dimensioning by measurement

Inseparably connected with the NATM, and a basic feature of the method, is a sophisticated measuring programme. Deformations and stresses are controlled systematically, allowing determination of whether the chosen support-resistance corresponds with the type of rock in question, and what kind of additional reinforcing measures are needed, if any.

In a case of the lining being over-dimensioned, the reinforcing measures can straight away be reduced accordingly when the same or similar mechanical conditions of the rock are encountered during further tunnel driving.

An empirical dimensioning is carried out in this way, based on the scientific principles explained here.

During the execution of a series of important tunnelling works using the NATM during the last few years (the most interesting of which—the Tarbela dam in Pakistan and the Tauern tunnel in Austria—will be described in future issues of WATER POWER), a reasonably satisfactory measuring system has been developed.

In order to control the behaviour of the outer arch and surrounding during the different construction stages in practice, main measuring sections are chosen at distances determined by the salient geological and rock-mechanical points.

These are equipped with double extensometers and convergency measuring devices to measure deformations, and pressure pads to measure radial and tangential stresses.

In addition, roof and floor points are monitored geodetically (Fig. 5).

In between the main measuring sections, secondary ones are selected at suitable distances where only convergency readings are made and roof and floor points controlled.

On the question of frequency, readings are made every other day at the beginning, decreasing to once a month according to the velocity of deformation and change of stresses. The measurement results are plotted in graphs as a function of time, which enables the changes in the rock caused both by mechanical reasons and constructional processes (as well as their tendency) to be recognized (Fig. 6).

This method of establishing stress-time graphs gives

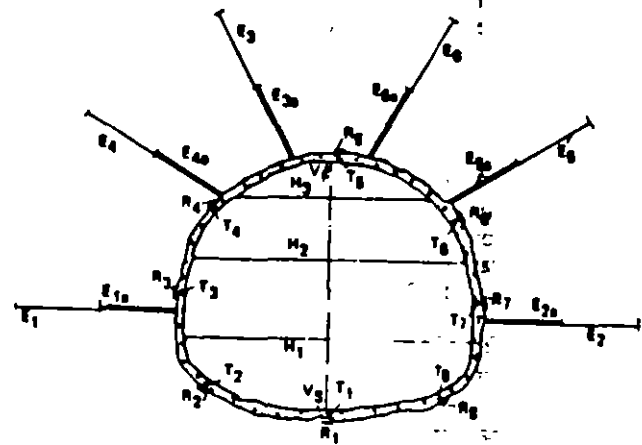


Fig. 5. Standard main measuring section. Key: R_1 — R_8 —radial pressure pads; T_1 — T_8 —tangential pressure pads; H_1 , H_2 , H_3 —convergency measuring lines; E_1 — E_6 —long extensometers; E_1^a — E_6^a —short extensometers; V_1 , V_2 —geodetic control points at roof and floor

a high degree of safety, allowing any situation to be recognized long before it becomes dangerous. They are exactly comparable with the function of temperature charts or electro-cardiograms in medicine.

Since the readjustment process takes a very long time, being possibly influenced locally by subsequent alterations of the geological conditions (eg. increase in the water content of the surrounding rock), it is essential from both the practical and theoretical point of view to measure also the stresses and deformations of the inner lining.

This is done by placing a series of tangential pressure pads or strain gauges, both in pairs outside and inside the lining, and also by using convergency measuring devices.

Conclusions

The NATM has evolved from practical experience. We have studied the behaviour of linings and their surrounding rock by measurements in a great many kilometres of tunnel and galleries in all kinds of rock and overburden. We have tried to find an accord between the phenomena observed and the laws of modern rock mechanics, and we have also endeavoured to establish possible new ones.

The greatly-simplified analytical formulae given in this article must be recognized as a modest attempt to describe very complicated processes observed in nature.

Greatest accuracy would certainly not suit the complexity of the problems, caused by a large scattering of parameter values and frequent changes of rock types and quality even on quite short stretches of tunnel.

Already, to design the standard sections adequately needs both great experience and great theoretical knowledge, and these qualities are even more important when applying these standard types correctly during construction.

It is inevitable that alterations will be needed, following the results of in situ measurements, and this will eventually lead to the most economical solution being achieved.

This scientific empirical method of dimensioning seems to the authors to be downright indispensable. It can certainly be assisted, but never be replaced, by analytic considerations.



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

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO III: OBRAS HIDRAULICAS

**TEMA: IMPORTANCIA DE LA GEOLOGIA EN EL ESTUDIO,
DISEÑO Y EXCAVACION DE LA ROCA PARA CIMENTACIONES DE
OBRAS CIVILES**

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
1996**

***Importancia de la Geología
en el Estudio, Diseño y Excavación de la roca,
para cimentación de obras civiles.***

Ing. Gustavo Díaz Velarde Seres

IMPORTANCIA DE LA GEOLOGÍA EN EL ESTUDIO, DISEÑO Y EXCAVACIÓN DE LA ROCA PARA CIMENTACIÓN DE OBRAS CIVILES

I. ASPECTOS GEOLÓGICOS GENERALES

I.1 TIPOS DE ROCA

- I.1.a Ígneas**
 - I.1.a.1 Intrusivas (Cristalinas)
 - I.1.a.2 Volcánicas
- I.1.b Sedimentarias**
- I.1.c Metamórficas**

I.2 ORIGEN, CARACTERÍSTICAS Y DEFORMACIÓN

- I.2.a Continentes**
- I.2.b Océanos**
- I.2.c Dinámica General del Globo**
- I.2.d Sismicidad**

II. OBSERVACIONES GEOLÓGICAS

II.1 TEXTURAS

II.2 ALTERACIONES POR CIRCULACIÓN DE SOLUCIONES HIDROTÉRMICAS

II.3 INTEMPERISMO

- II.3.a Grado de alteración y su profundidad**

II.4 ASPECTOS QUE AFECTAN AL SITIO

- II.4.a Secuencias Litológicas**
- II.4.b Estructuras Locales**
- II.4.c Hidrogeología**

III. ETAPAS DE ESTUDIO Y LOS GRADOS DE LA PARTICIPACIÓN DE LA GEOLOGÍA Y LA GEOFÍSICA

III.1 ETAPA DE ESTUDIO DEL PROYECTO

III.2

ETAPA DE DISEÑO

III.2.a *Excavación de Corte y Relleno*

III.2.b *Excavación en Materiales Granulares*

III.2.c *Excavación en Roca*

III.3

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

III.4

**PERFORACIONES, EXCAVACIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LA
ROCA**

IV. DETALLE GEOLÓGICO ESTRUCTURAL BÁSICO (*Discontinuidades
y Participación con Mecánica de Rocas*)

V. COMENTARIOS GENERALES

VI. BIBLIOGRAFÍA

FIGURAS

1. Composición interna de un volcán.
2. Estratificación en rocas sedimentarias o volcano-sedimentarias.
3. Pliegues de bandas de minerales y foliación, típicos de las rocas metamórficas.
4. Placas y sus movimientos.
5. Puntos de localización de epicentros de movimientos sísmicos de la corteza terrestre.
6. Puntos de localización de epicentros de movimientos sísmicos en la República Mexicana.
7. Texturas clásticas.
8. Sección geofísica en la parte central del piso de la caverna.
9. Tomografía sísmica para obtener celdas de velocidad compresional.
10. Práctica de levantamiento geológico estructural en planta, de una galería...
11. Estereograma tipo en una red de Schmidt, de igual área de proyección...
12. Fracturamiento superficial. Nótese la dispersión de los polos...
13. Fracturamiento subterráneo. Desaparece la dispersión de...
14. P.H. La Parota, foliación. Diagrama del sistema preferencial de...
15. Levantamiento geológico de un socavón de exploración en las...
16. Duración de la excavación sin soporte para diferentes tipos de...
17. Dimensiones de una caja para colocación y conservación de muestreo...
18. Tipos de bloques...
19. Cross-hole, Bnos. 7-8, relación de valores y datos de módulos...
20. El proyecto de obra de generación está en roca metamórfica...
21. Obra de generación. Perfil por el eje de la Unidad 1.
22. Círculos de los sistemas de fracturamiento y foliación en rocas...
23. Análisis de 3 sistemas principales de fracturamiento y además...
24. Análisis preliminar. Estudio de la representación de bloques...
25. Esquema de bloques crítico en el techo de una caverna...

TABLAS

1. Parámetros generalizados de la resistencia de la roca para familiarizarse con ella en el campo.
2. Aspectos de alteración y condiciones de la roca y suelos por intemperismo.
3. Características de calidad y permeabilidad del macizo rocoso.
- 4 y 4.1 Etapas de estudio para proyectos convencionales.

IMPORTANCIA DE LA GEOLOGÍA EN EL ESTUDIO, DISEÑO Y EXCAVACIÓN DE TÚNELES

I. ASPECTOS GEOLÓGICOS GENERALES

I.1 TIPOS DE ROCA

Generalmente cuando hablamos de rocas, la primera idea geológica que surge al respecto es su clasificación. Dicho conocimiento se ha extendido a muchas personas de cultura media y superior, que sin un desarrollo profesional en el medio de Ciencias de la Tierra, saben que se clasifican en: Rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas.

I.1.a *Igneas*

Son aquellas que a altas temperaturas han surgido del subsuelo en variadas formas y composición y aún las que no surgen a la superficie, pero que transforman o intrusionan en el subsuelo a las rocas más antiguas de la corteza terrestre.

En la historia geológica de la Tierra, estas rocas ígneas primarias han dado origen a todas las que componen los continentes y los fondos oceánicos, excepto los conglomerados, areniscas, lutitas y biógenas de los sedimentos calcáreos (calizas) sedimentos de las cuencas oceánicas y lacustres.

Las rocas ígneas constituyen tres grandes grupos:

- 1) Riolita - Granito (ácidas)
- 2) Andesita - Diorita (intermedias)
- 3) Basalto - Gabro (básicas)

Estos grupos están determinados por el porcentaje en el contenido de sílice libre y el tipo de sus cristales de feldespatos, lo que se denomina acidez. La clasificación está definida por los feldespatos con su variación a plagioclasas, son cristales de sustancias químicas de composición complicada (sílico-aluminatos).

La mayor complejidad de la terminología geológica que define a estas rocas, se debe a la mezcla y/o porcentajes de plagioclasas que forman familias intermedias con combinaciones en su composición relacionada a los tres grandes grupos ya mencionados.

1.1.a.1 Intrusivas (Cristalinas)

En el proceso de su formación son fluidos viscosos de alta temperatura y provienen de las cámaras magmáticas localizadas en la corteza terrestre, en la base de ésta. Por su emplazamiento son plutónicas (de profundidad) e hipabisales (cerca de la superficie) se distribuyen en forma de diques, mantos, apófisis, batolitos, etc. Proviene de materiales calientes viscosos que abren su camino a través de zonas de debilidad del macizo rocoso (encajonante) y en ocasiones, por su composición química, temperatura y presión, asimilan a rocas preexistentes.

Las plutónicas son rocas intrusivas de profundidad, de emplazamiento o de transformación de masas de grandes dimensiones (batolitos) que afloran por erosión de las rocas suprayacentes y se denominan según los grupos principales: Granito, granodiorita (Acapulco) y son exponentes intrusivos de riolita y andesita. Existen mezclas y grupos intermedios de clasificación complicada.

La pérdida lenta y gradual de temperatura de magma fluido, permite la formación de cristales grandes de cuarzo y plagioclasas y de otros minerales secundarios y accesorios que las acompañan. Los porcentajes de cristales visibles (fenocristales), su clasificación química y la relación de campo definen si las rocas son intrusivas o extrusivas (volcánicas).

1.1.a.2 Volcánicas

También denominadas ígneas extrusivas, son productos de eyección del magma en la superficie. Se presentan generalmente en forma de lavas y piroclásticos, depositándose en los alrededores del cráter (Figura N° 1) o de la fisura de donde se extruyen, formando domos y volcanes (de ahí su nombre).

Estas rocas generalmente son de enfriamiento rápido (afaníticas) con masas microcristalinas o criptocristalinas de feldespatos y plagioclasas, así como sus minerales secundarios y accesorios. La velocidad del enfriamiento, permite en algunos casos la formación ocasional de cristales grandes y aislados (fenocristales) denominando a las rocas porfíricas. En el caso de las andesitas y algunos basaltos, esta característica de cristalinidad y textura, se observa con cierta frecuencia en lavas (rocas volcánicas). Las riolíticas que tienden a ser porfíricas, ya se mencionan como intrusivas de poca profundidad.

Las lavas cuando están calientes, tienen fluidez y viscosidad, cuyo grado depende de los feldespatos o de las plagioclasas que las componen. Los basaltos son las lavas más fluidas.

Una vez que se enfrían, lo hacen rápidamente y constituyen masas criptocristalinas, cuya expresión rocosa es en paquetes de diversos espesores, de gran dureza y compacidad, alternados con piroclásticos y muy susceptibles de fracturarse

COMPOSICIÓN INTERNA DE UN VOLCÁN

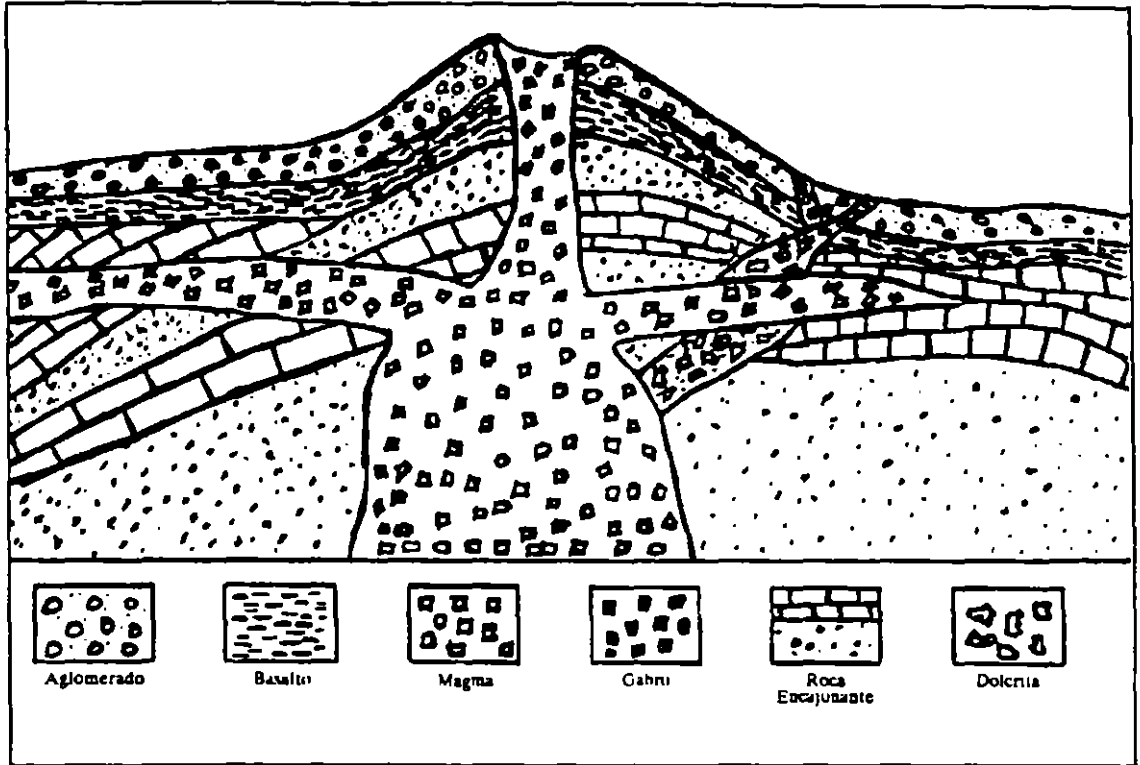


Figura No. 1

Sencilla figura de la composición interna de un evento volcánico con deformación de la roca original. Las dos capas superiores son rocas de aporte del vulcanismo, compuesto de lavas o depósitos de piroclásticos. ~~Las capas inferiores constituyen afloramientos de la roca original, antes del vulcanismo, ahora combados hacia arriba en parte asimilados y alterados por el magma y afectados por diques o mantos (tabulares) que la intrusieron y que a través de planos de debilidad se abrieron paso por su energía de emplazamiento expresada en presión y temperatura. Estas estructuras igneas además son enfriadas rápidamente y por lo mismo tienen cristales de poco desarrollo (microcristalinos). Estos diques y mantos se llaman también intrusivos hipabisales, por quedar cerca de la superficie durante dicho emplazamiento. Cuando se observan en afloramientos del macizo rocoso, es porque la roca superior ha sido erosionada.~~

por esfuerzos, cuya fase inicial es durante el enfriamiento por contracción y se forman diaclasas (fracturas).

Los piroclásticos son fragmentos lanzados al aire en estado incandescente y viajan hasta depositarse en el entorno de su fuente de origen, en diferentes medios: Agua, lodo u otras rocas volcánicas (lavas y piroclásticos) más frías, que fueron depositadas anteriormente. Se clasifican por su tamaño (textura) y composición. Su complejidad se debe a su tamaño, composición y medio ambiente de depósito. Pueden enfriarse antes de caer o depositarse calientes y en múltiples casos dan origen a arcillas, limos, arenas, gravas, bloques (bombas), compactas o no, y en ocasiones constituyen mezclas (aglomerados) y producen rocas heterogéneas poco coherentes o no, y alternan en paquetes con las lavas, constituyendo macizos rocosos con serias dificultades para las excavaciones subterráneas.

1.1.b Sedimentarias

Conociendo el origen de las rocas, estaremos mejor preparados para establecer la capacidad de excavación que podremos esperar en las rocas sedimentarias: Su compactación, densidad, cohesión, fracturamiento, fallamiento, estratificación, plegamiento, disolución, alteración y otros eventos geológicos que son discordantes con la homogeneidad del macizo rocoso, son factores a considerar en las observaciones para un proyecto de excavación (Figura N° 2).

Los materiales producto de la erosión y destrucción paulatina de cordones montañosos y geformas continentales constituidas de rocas más antiguas, son arrastradas, por agua, viento y gravedad, transportadas y depositadas en el mar o en planicies y cuencas endorreicas continentales. Procesos de cementación, presión y temperatura (diagénesis) dan lugar a cambios que determinan la constitución de nuevas rocas (litificación).

Los depósitos sedimentarios en cuencas oceánicas y lacustres se componen también de rocas de origen químico y biológico (calizas) y dan lugar a importantes bancos de fósiles marinos.

La mezcla y la alternancia de clásticos y calizas, dan origen a rocas sedimentarias de nombres complejos y composición heterogénea en sentido vertical.

Las rocas sedimentarias depositadas en los continentes, tienen mayores variaciones en el aporte de detritus de roca, ya que estos cambian con el ciclo anual o períodos de sequía y humedad del clima durante la erosión de las cuencas hidrológicas, con variación del depósito por el arrastre y velocidad de acarreo, así como alternancias con piroclásticos (tobas) y de una gran variedad de presentaciones que hace a la roca muy heterogénea y a veces sin continuidad correlacionable a rumbo de capa o en el sentido estratigráfico (vertical).

ESTRATIFICACION EN ROCAS SEDIMENTARIAS O VOLCANO-SEDIMENTARIAS

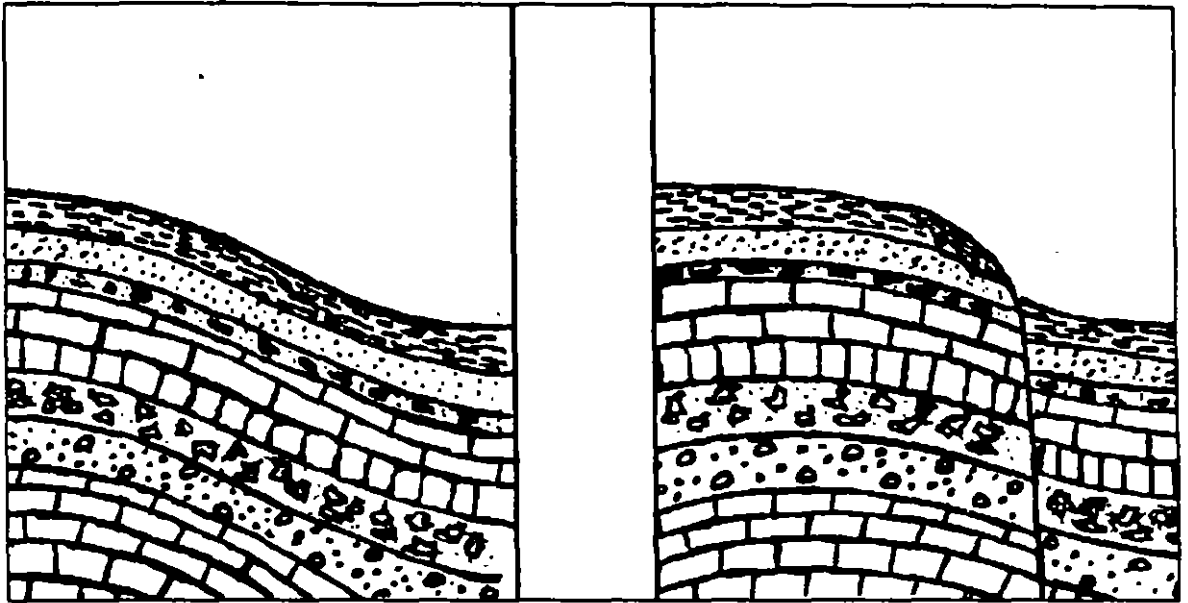


Figura No. 2

A la izquierda: Secuencia de depósito de clásticos y partículas. Cada cambio litológico representa la modificación en el aporte de clásticos y materiales de origen bioquímico por clima, ambiente y agua o por agentes de transporte, así como aporte desde diferentes zonas tipos litológicos y localidades de macizos rocosos de diversa composición. En suma representan la historia geológica del área sedimentada. Su ambiente de depósito puede ser marino, continental o mixto. La ley de superposición señala en forma simple que hacia arriba de la secuencia las capas serán más jóvenes que las de abajo.

A la derecha: Secuencia sedimentaria fallada: a) Esfuerzos de tensión provocan falla normal y el bloque en movimiento (caído) es el de la derecha de la figura; b) Esfuerzos de compresión provocan falla inversa y el bloque en movimiento (elevado) es el de la izquierda de la figura. Nótese que para mayor sencillez en la explicación de ambos tipos de esfuerzos, se dibujó una falla vertical, cuya expresión en planta en terreno plano o montañoso, es una traza con la superficie topográfica, que tendrá la definición de un lineamiento recto en el sentido del rumbo de la falla.

Generalmente los ciclos de depósito de los sedimentos se manifiestan en la estratificación de estas rocas, dando lugar a lutitas que se constituyen por arcillas y limolitas, a areniscas por las arenas y a conglomerados por las gravas y pedruscos.

1.1.c Metamórficas

Es de conocimiento general que las rocas metamórficas, son aquellas formadas por esfuerzos de la corteza en cinturones orogénicos que afectan a los macizos montañosos de rocas ígneas y sedimentarias más antiguas, en el tiempo geológico.

Las rocas metamórficas tienen su propia clasificación y generalmente son de determinación complicada. Son las rocas de mayor densidad en la corteza y generalmente pierden su estructura original por pliegues y fallas muy cerrados y de gran magnitud (Figura N° 3), ocasionado por los tremendos esfuerzos a que han sido sometidas, dando lugar a nuevas estructuras y formas regionales. Texturalmente su deformación está asociada a la recomposición de cristales para recuperar el equilibrio y estabilidad química, aglutinando bandas de minerales por segregaciones cristalinas (foliación). Los grados de metamorfismo se identifican por los nuevos minerales según la composición de las rocas originales y su nueva textura y estructura. Existen también metamórficas de contacto ocasionadas por ígneos intrusivos.

Para excavaciones en general es una excelente roca densa, muy dura y compacta, especialmente bajo la zona decomprimida que se encuentra en la superficie de afloramiento del macizo rocoso, con varios metros de espesor en función de la actividad de los agentes meteóricos.

1.2 ORIGEN, CARACTERÍSTICAS Y DEFORMACIÓN

1.2.a Continentes

Es de suma importancia en la Geotécnia, conocer la geología regional y del sitio a excavar, para establecer con claridad el origen de las rocas objeto de la obra proyectada. Este aspecto debe ser más completo con la definición de las características y deformación original del macizo rocoso. En la actualidad existen importantes avances científicos y tecnológicos en el área de Ciencias de la Tierra, que permiten cubrir satisfactoriamente el conocimiento de la deformación geológica de las rocas y otros aspectos que nos auxilian a deducir a qué problema podremos enfrentarnos con nuestra obra civil.

La morfología de la corteza terrestre nos muestra la tremenda erosión y deformación que con el paso del tiempo geológico, se van afectando los continentes, la degradación sobre sus cordones montañosos, los movimientos oscilatorios de éstos, los aportes y acumulación de detritus en depresiones topográficas del continente, las



Figura No. 3

Piegues de bandas de minerales y foliación, típicas de rocas metamórficas.

condiciones de isotasia (los continentes flotando en el material plástico del manto superior) y la deriva continental según la dinámica del globo y la tectónica de placas, que involucra esfuerzos de compresión y distensión de la corteza.

1.2.b Océanos

Durante la formación de las cuencas oceánicas, enormes y potentes espesores de detritus de rocas continentales forman los depósitos sedimentarios que se acumulan rellenoando las profundidades marinas. La deformación tectónica a que están sujetas éstas nuevas rocas, y el desarrollo de nueva corteza oceánica sucede a partir de las dorsales o centros de expansión oceánica que delimitan parte de las placas de la corteza y constituyen también el medio geológico marino cuyo conocimiento actual, es un aporte científico de los últimos 20 años de investigación (Figura N° 4).

1.2.c Dinámica General del Globo.

A consecuencia de los estudios geofísicos por sismicidad y la localización de epicentros en bandas bien definidas en la corteza terrestre, llevadas a cabo hacia el final de la década de los sesenta y su explicación posterior mediante las investigaciones geofísicas de los continentes y cuencas oceánicas, asociados a los resultados geofísicos, se estableció la Dinámica General del Globo.

Hubo que retomar las teorías de Weneger (1912) de la deriva continental de principios de Siglo XX y la teoría de la isotasia, de que los continentes y demás unidades litosféricas flotan en el manto superior en el interior del globo para establecer la dinámica de la corteza terrestre.

La acreción de la corteza (sima) o crecimiento de ésta, en las cuencas oceánicas es otra teoría propuesta por Dana en el Siglo XIX, modificada con el fenómeno de expansión de la corteza oceánica (sima) (prolongadas cordilleras marinas) a lo largo de dorsales de las cuencas oceánicas y el empuje de éstas contra los bordes continentales (SIAL), deslizando por debajo de ellos, con la formación de alargadas y profundas trincheras en los bordes de compresión. Ver figuras 4, 5 y 6.

Tratar este tema tiene su objetivo en que todas las geoformas actuales y antiguas de la corteza de la Tierra, están relacionadas a esta materia y definen el origen, la composición y estructura geológica de la Tierra.

En general los límites de las placas tectónicas están afectadas por su actual actividad sísmica y la parte de los bordes de los continentes que las componen, permiten clasificarlas en: Márgenes continentales estables e inestables (Boillot, 1984).

En México, continentalmente tenemos al oriente una margen estable en la costa del Golfo de México y márgenes inestables en las costas del Océano Pacífico

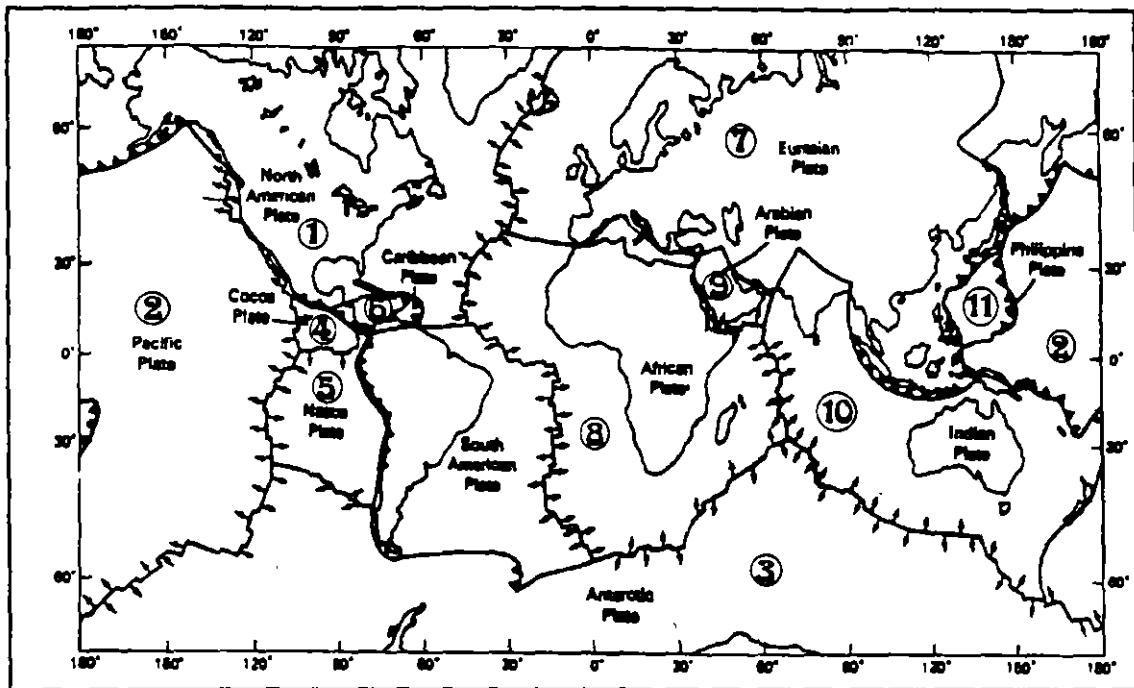


Figura No. 4

Placas y sus movimientos. Los triángulos negros a lo largo de ciertos límites continentales indican direcciones del empuje, donde una placa que se profundiza bajo el continente puede ser identificada por la ocurrencia de focos de movimientos sísmicos intermedios o profundos. Pequeñas flechas en los límites de las cordilleras marinas indican la dirección aproximada del movimiento relativo de distensión oceánica.

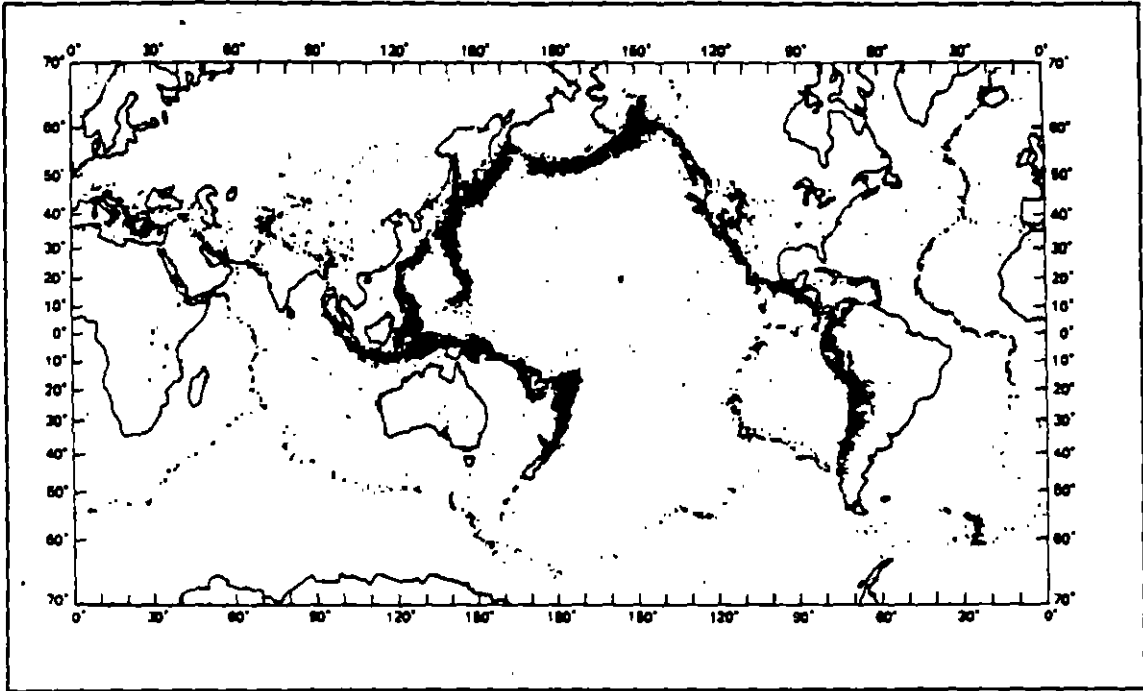


Figura No. 5

Puntos de localización de epicentros de movimientos sísmicos en la corteza terrestre, nótese aquellos concentrados y alineados en las cordilleras de los océanos y en las trincheras de los bordes continentales. Tales bandas de epicentros fueron los primeros análisis realizados con investigaciones geofísicas hacia fines de la década de los años sesenta.

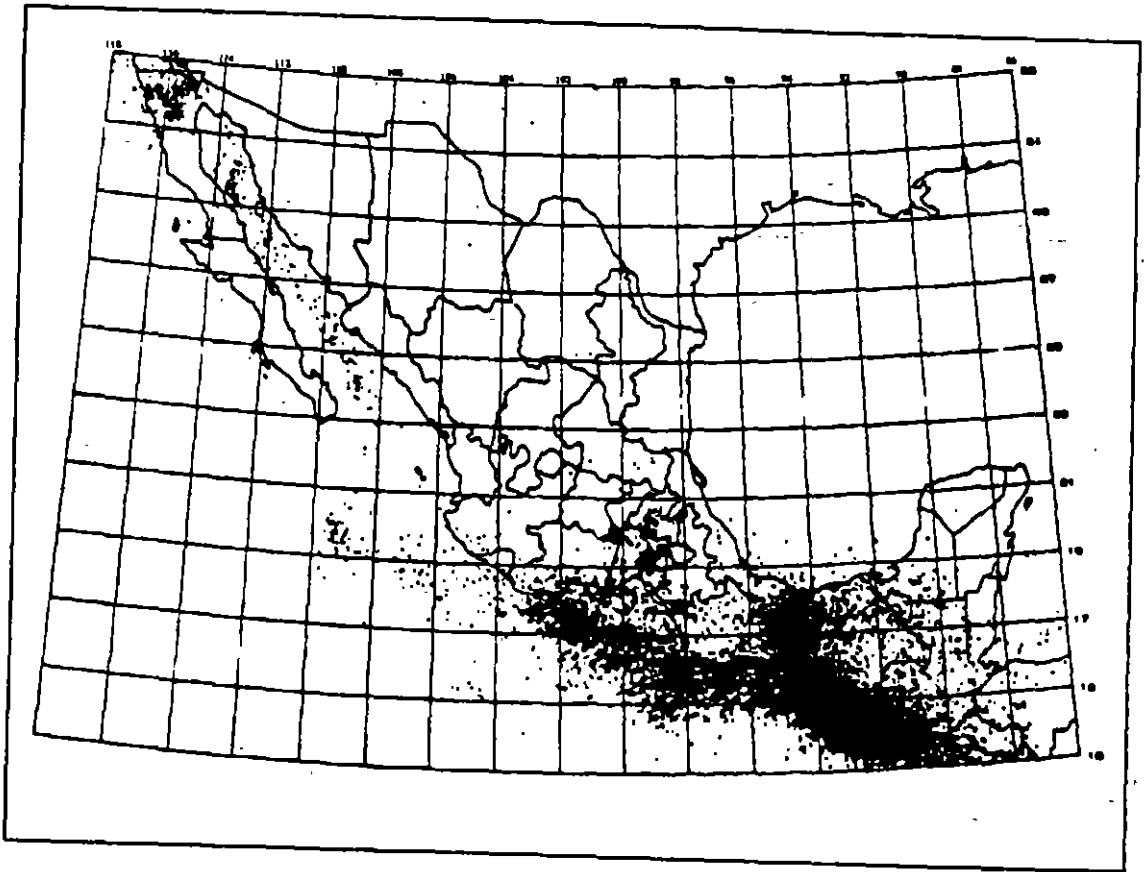


Figura No. 6

Puntos de localización de epicentros de movimientos sísmicos en la República Mexicana.

y del Mar Caribe. Sabemos que el cordón volcánico de la Sierra Madre Occidental, es producto de la presión que la corteza oceánica del Pacífico (Placa Farallón) ejerció en el pasado contra y debajo del continente (Placa de Norteamérica). Constituyendo en el continente un cinturón de acreción volcánica paralela a la subducción (Sierra Madre Occidental). La Placa de Cocos, con el mismo efecto de empuje de la Placa Farallón, se formó al hundirse totalmente esta última en el manto, por debajo de la Placa de Norteamérica. El gran plegamiento de las rocas sedimentarias Mesozoicas que forma el geosinclinal mexicano en la Sierra Madre Oriental, señala los esfuerzos tectónicos a que estuvo sujeta esa región el pasado geológico cuya orientación compresional fue de SW a NE.

1.1.d Sismicidad

Ocasionada por la margen continental activa de la costa del Océano Pacífico (subducción de la corteza oceánica bajo el continente) desde Colima hasta Oaxaca, ha provocado la sismicidad de la porción media Sur y Oriente de México, la cual se suma al cinturón tectónico del Mar Caribe. Continuos y cuidadosos estudios del riesgo en las obras de ingeniería civil, son problemas de los que no están exentas, las excavaciones de túneles que se localicen en estas regiones. El mejor paso que se ha dado en este tema, han sido las actividades técnicas relacionadas al registro de los eventos por pequeños que sean en su magnitud y que han sido detectados con redes de sismógrafos y acelerógrafos, asociando los epicentros a la actividad de las estructuras geológicas regionales, para determinar si los movimientos pudieran representar aceleraciones que pongan en riesgo las obras civiles. Otro caso interesante en nuestro país es la actividad sísmica del Golfo de California, cuyo origen se vincula a la separación de la península del continente y su corrimiento actual hacia el NW, rozando la placa de Norteamérica (Estado de California, E.U.A.) con líneas rectas que representan fallas de movimiento relativo dextral como es el caso de la falla de San Andrés.

II. OBSERVACIONES GEOLÓGICAS

II.1 TEXTURAS

Se refiere a texturas de rocas clásticas y no clásticas.

Se consideró importante mencionar el aspecto físico general de la roca que incluye propiedades geométricas y la relación entre sus componentes (partículas o cristales), tamaño, forma, arreglo y fábrica. El tamaño de los clásticos es de considerable importancia y básicamente se subdivide en peñascos, guijarros, gravas, (conglomerados), areniscas, limos y lutitas. El tamaño y la uniformidad de éste, se rige por la competencia de los agentes de transporte. La forma se refiere al grado de redondez de las partículas; el cual es ocasionado por la distancia que alcanzó el transporte del material (Figura N° 7).

Un rasgo adicional a la textura de la roca son los agregados, unos son por geles de cementación de las partículas y otros de matriz arcillosa, que ocupan los intersticios entre los granos y esto tiene mucha importancia, puesto que tiene que ver con la cohesión de la roca y con la capacidad de autoportarse durante la excavación.

Las texturas no clásticas o sedimentos químicos son notablemente diferentes de los sedimentos clásticos y son texturas primarias, que generalmente están bien consolidadas, excepto que haya cierto tipo de alteración.

II.2 ALTERACIÓN POR CIRCULACIÓN DE SOLUCIONES HIDROTERMALES

Es un fenómeno que ocurre en el tiempo geológico por varias circunstancias: Una es por la eyección final de soluciones residuales del magma original y otra ocurre en el mar, en los centros de expansión oceánica (cordilleras de las dorsales) donde los fenómenos de alteración se producen por la presión del tirante marino y la circulación de aguas subterráneas, bajo el piso de la roca oceánica, a grandes presiones y temperatura. La condición de salinidad del mar proviene de esta última consideración.

La condición de alteración en el continente, es que la circulación se realiza por las presiones en el subsuelo, que generalmente liberan las soluciones y aguas subterráneas de abajo hacia arriba.

Con el intemperismo la alteración de la roca proviene en dirección general de circulación de soluciones de arriba hacia abajo, por infiltración del agua en la roca (Tablas 1 y 2).

TEXTURAS CLÁSTICAS

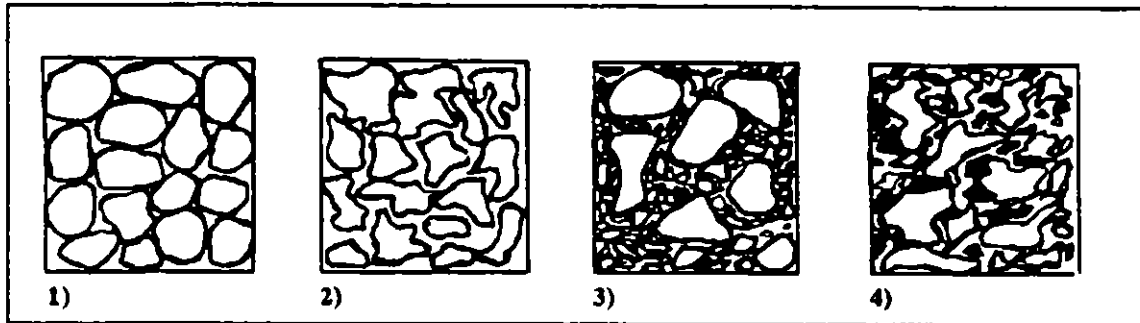


Figura No. 7

- 1) *Granos redondeados sin distribución de partículas pequeñas, con fábrica o arreglo homogéneo y alta porosidad.*
- 2) *Granos angulosos sin distribución de partículas pequeñas, con fábrica o arreglo homogéneo y porosidad media.*
- 3) *Granos redondeados, buena distribución de partículas pequeñas, con matriz y mezcla de granos con diferente tamaño, baja porosidad.*
- 4) *Granos angulosos, buena distribución de partículas pequeñas con matriz y mezcla de granos con mayor acomodo en los huecos por partículas más finas, baja porosidad.*

NOTA: *La ausencia de cementante determina condiciones de baja resistencia a la compresión, ángulo de fricción alto (del esfuerzo cortante) coherencia y compacidad baja. Esta composición textural comprende conglomerados, brechas, aluviones, arenas y suelos. La presencia de cementante con geles de sílice o carbonato de calcio, aumenta y mejora ampliamente las condiciones de coherencia y compacidad, mayor resistencia a la compresión y ángulo de fricción más bajo a esfuerzos de cortante. Comprende conglomerados, areniscas, brechas cementadas y en general rocas duras.*

**PARÁMETROS GENERALIZADOS DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA,
PARA FAMILIARIZARSE CON ELLA EN EL CAMPO.**

TERMINO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN NO CONFINADA MN m² (MPa)	CRITERIO DE LA DUREZA EN EL CAMPO
MUY RESISTENTE	> 100	Roca muy dura, difícil de romper con un golpe de martillo.
RESISTENTE	50 a 100	Roca dura, se rompe con un solo golpe de martillo.
MODERADAMENTE RESISTENTE	12.5 a 50	Roca suave, se puede agujerar con el extremo afilado del martillo.
MODERADAMENTE DÉBIL	5.0 a 12.5	Roca demasiado dura para cortarla con la mano.
DÉBIL	1.25 a 5.0	Roca muy suave, el material se desmenuza con el golpe del martillo.
MUY DÉBIL	0.60 a 1.25	Frágil o tenaz, se rompe con la mano con dificultad.
MUY COMPACTA	0.30 a 0.60	El suelo se puede marcar con facilidad.
COMPACTA	0.15 a 0.30	No se puede moldear el suelo con los dedos.
FIRME	0.08 a 0.15	El suelo se puede moldear bajo fuerte presión de los dedos.
SUAVE	0.04 a 0.08	El suelo se moldea fácilmente con los dedos.
MUY SUAVE	< 0.04	El suelo se escurre entre los dedos cuando se presiona.

T A B L A 1

**ASPECTOS DE ALTERACIÓN Y CONDICIONES DE LAS ROCAS
Y SUELOS POR INTEMPERISMO**

GRADOS DE INTEMPERISMO DEL MATERIAL ROCOSO		GRADOS DE INTEMPERISMO DE LA MASA ROCOSA	
<i>Término</i>	<i>Descripción</i>	<i>Término</i>	<i>Descripción</i>
Fresco	Sin signos visibles de intemperismo.	Fresca	No hay señales visibles de intemperismo en el material de roca.
Decolorado	El color original de la roca cambia y es evidencia de intemperismo.	Intemperismo ligero	La decoloración indica intemperismo del material rocoso y las superficies de discontinuidad.
Descompuesto	La roca se intemperiza hasta llegar a la condición de suelo, pero algunos granos minerales están descompuestos.	Intemperismo moderado	Menos del material rocoso está descompuesto formando el suelo. La roca nueva o decolorada está presente en forma de retícula continua o como núcleos de roca.
Desintegrado	La roca está intemperizada, formando suelo. La roca se desmorona.	Intemperismo alto	Más de la mitad del material está descompuesto o desintegrado formando suelo. La roca nueva está presente ya sea en forma de encape de alteración y oxidación discontinuo o núcleos de roca.
		Intemperismo completo	Todo el material rocoso está descompuesto, desintegrado formando suelo o se encuentra en ambas situaciones.
		Suelo residual	Todo el material rocoso se ha convertido en suelo. La estructura de la masa y la trama del material están destruidos.

T A B L A 2

II.3.a Grado de Alteración y su Profundidad

Se ha mencionado que la zona decomprimida de un macizo rocoso se define por medio de la velocidad direccional de las ondas (o velocidad compresional) y se obtiene con sísmica de refracción.

Este método, además de las perforaciones, define con bastante precisión esa zona superficial de poco espesor, donde el grado de alteración por intemperismo es el más elevado (Tabla N° 2). La excavación de túneles a la entrada (inicio) y a la salida, necesariamente pasa por esa zona de intemperismo. Cualquiera que sea el proyecto de túnel, su emportalamiento va a requerir remoción de la roca intemperizada y alterada o refuerzo y tratamiento para sostenerse. Es por esto que es tan importante determinar el espesor de la zona alterada y la presencia de agua, suelos y materiales granulares redepositados, en el lugar de excavación.

Se han detectado zonas de intemperismo desde dos metros de espesor hasta unos 30 metros como promedio. La zona decomprimida puede ser aún mayor, pero bajo ella las fracturas generalmente están muy cerradas.

La alteración química por circulación de soluciones de infiltración, rompe el equilibrio químico de la roca y el fenómeno es intenso en la zona de oxidación o en la zona donde estas soluciones se mezclan con las soluciones subterráneas hidrotermales que migran hacia arriba, ya que la alteración se vuelve más intensa y de difusión mayor. Casi siempre hay formación de arcillas de los grupos de Illita, montmorillonita y caolín.

La disolución de rocas calcáreas es muy frecuente y tiene relación con la historia geológica de los niveles freáticos. La infiltración de agua a través de planos de fracturas y estratificación de la roca cuya disolución es rápida, forma huecos y cavernas. Su presencia en la excavación de túneles en las calizas puede crear problemas importantes como el que se muestra en las figuras 8 y 9, cuyo tramo de túnel tuvo que ser investigado, lateralmente y en el piso, después de la limpieza para proyectar un túnel puente de concreto y continuar la conducción proyectada, para ello se hicieron perforaciones sistemáticas a lo largo de la caverna, trabajos geofísicos incluyendo tomografía sísmica, para conocer, mediante celdas, la velocidad compresional, sísmica de refracción y resistividad eléctrica, determinaron la calidad de los materiales hasta 20 m de profundidad por debajo del piso del túnel.

Las alteraciones de la roca, generalmente deterioran su resistencia y cohesión, generan arcillas que son transportadas hacia abajo de la superficie, pero hay casos como la silicificación y la carbonatación cuyos geles introducidos en los intersticios, alteran la roca mejorándola en su resistencia, compacidad y densidad.

MÉTODOS GEOFÍSICOS RESISTIVIDAD ELÉCTRICA Y SÍSMICA DE REFRACCIÓN

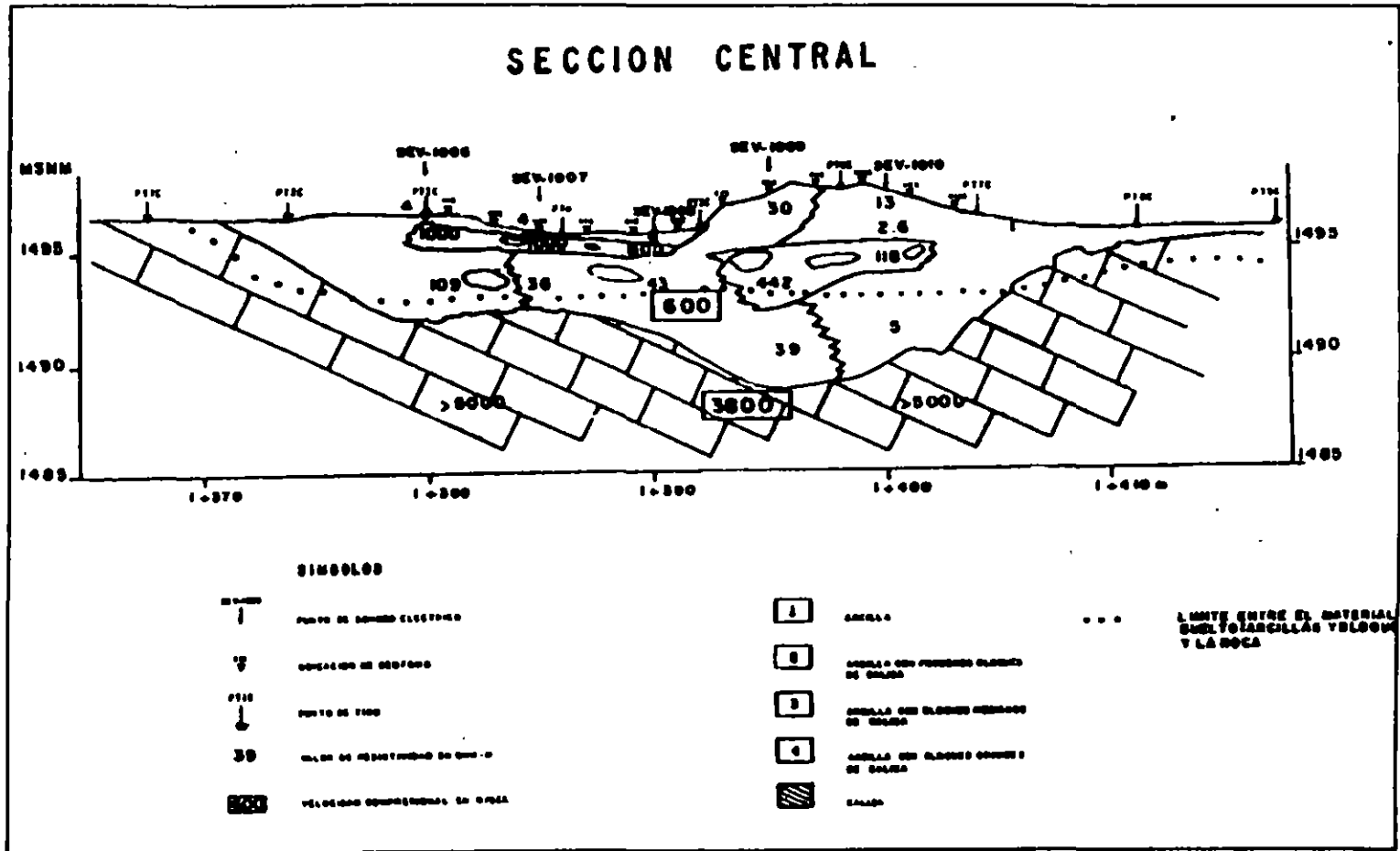


Figura No. 8

Sección geofísica en la parte central del piso de la caverna.

Los túneles de roca alterada por intemperismo tienen grandes problemas de estabilidad y generalmente afectan la construcción de estos en los portales de entrada y salida de las obras.

II.4 ASPECTOS QUE AFECTAN AL SITIO

II.4.a Secuencias Litológicas

Permiten inferir que roca encontraremos a profundidad, después del comienzo de un túnel o determinar el desnivel de un tipo litológico desde la superficie, por donde se traza el proyecto de un túnel.

Las secuencias litológicas alternadas en paquetes de 5, 10, 15 o más metros y compuestas de rocas duras y rocas granulares poco compactas, generan en las obras de excavación muchos problemas a profundidad, porque sus cambios de coherencia y compacidad requieren trabajos geológicos estructurales y estratigráficos muy detallados, perforaciones exploratorias y mucho tratamiento de la roca durante la excavación.

II.4.b Estructuras Locales

La experiencia ha demostrado que el tipo litológico de un corte en excavaciones superficiales o subterráneos, es importante para saber que sistemas de discontinuidades debemos esperar y cual es su arreglo. Un macizo montañoso de roca sedimentaria o de roca ígnea dura, nos va a proporcionar un intenso fracturamiento (figuras 10 y 11), el cual va a estar definido por los esfuerzos a los que geológicamente estuvo sometido el macizo rocoso. En la estadística, durante el proceso de análisis estructural de la roca, debe separarse la dispersión del fracturamiento (Figura No. 2), (lo cual generalmente sucede con los datos tomados en afloramientos en el terreno), en la zona decomprimida que está presente en una franja bajo la superficie con profundidades que pueden llegar hasta unos 20 m. Las fracturas que pertenecen al sistema de esfuerzos del macizo rocoso, tienen bien definidas sus orientaciones preferenciales por debajo de la zona decomprimida, por esto debemos analizarlos separadamente para una obra subterránea profunda (Figura N° 13). También debemos separar los rasgos estructurales de primera magnitud e intensidad y de carácter regional (Figura N° 14) de los rasgos estructurales más pequeños. De ser posible también separar sistemas de juntas o diaclasas, provocadas por el enfriamiento de roca ígnea, ya sea intrusiva o volcánica.

Los diques formados por rocas intrusivas de poca profundidad, generalmente se abren paso a la orientación de algunos sistemas preferenciales de fracturamiento del macizo rocoso.

En las rocas sedimentarias, los sistemas de fracturamiento están regulados por la tectónica de la región y asociados a pliegues y fallas, por ejemplo, el

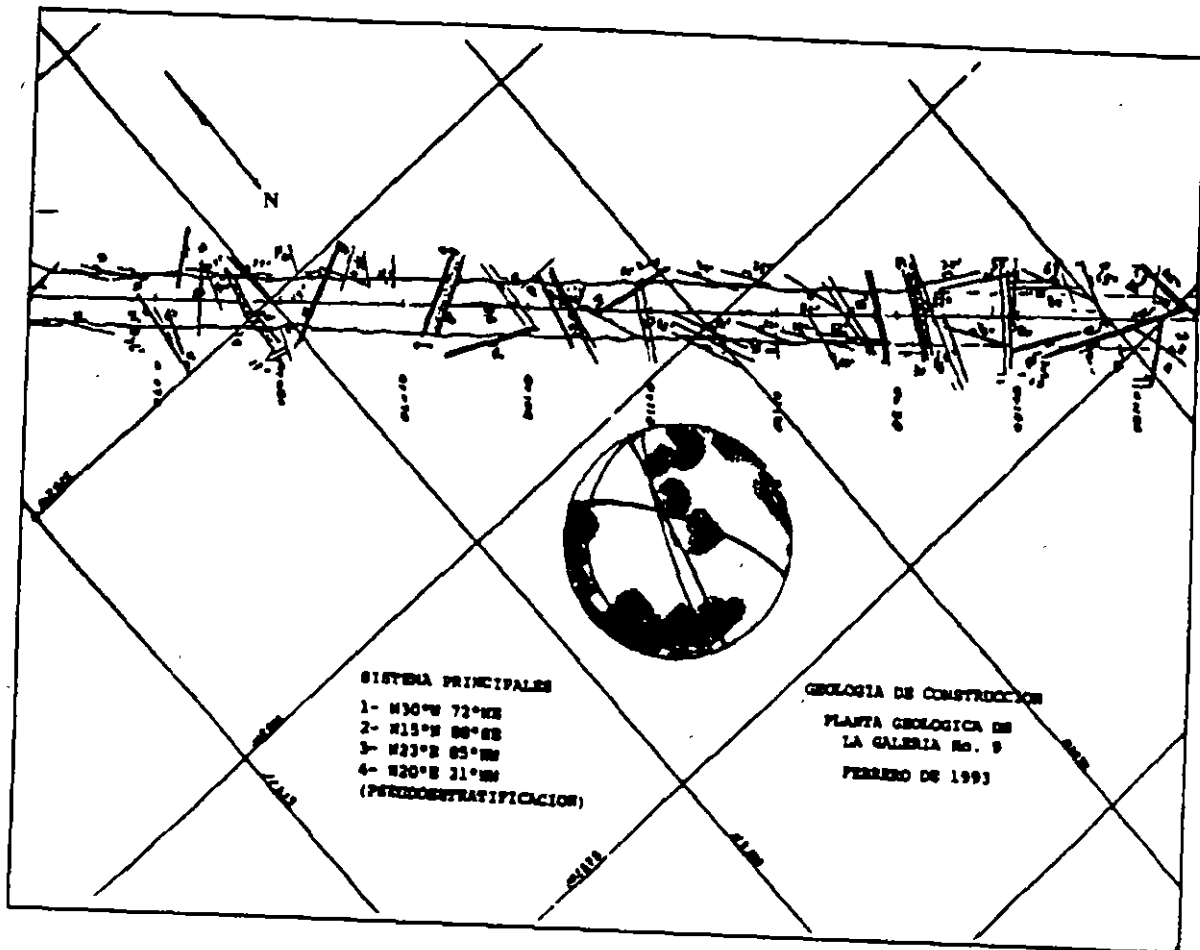


Figura No. 10

(Elaborado por S. Moreno, 1993)

Práctico levantamiento geológico estructural en planta de una galería en proceso de excavación durante la construcción de una central. El trabajo geológico se realiza en el campo, posteriormente se analizan las estructuras del macizo rocoso mediante el estereograma.

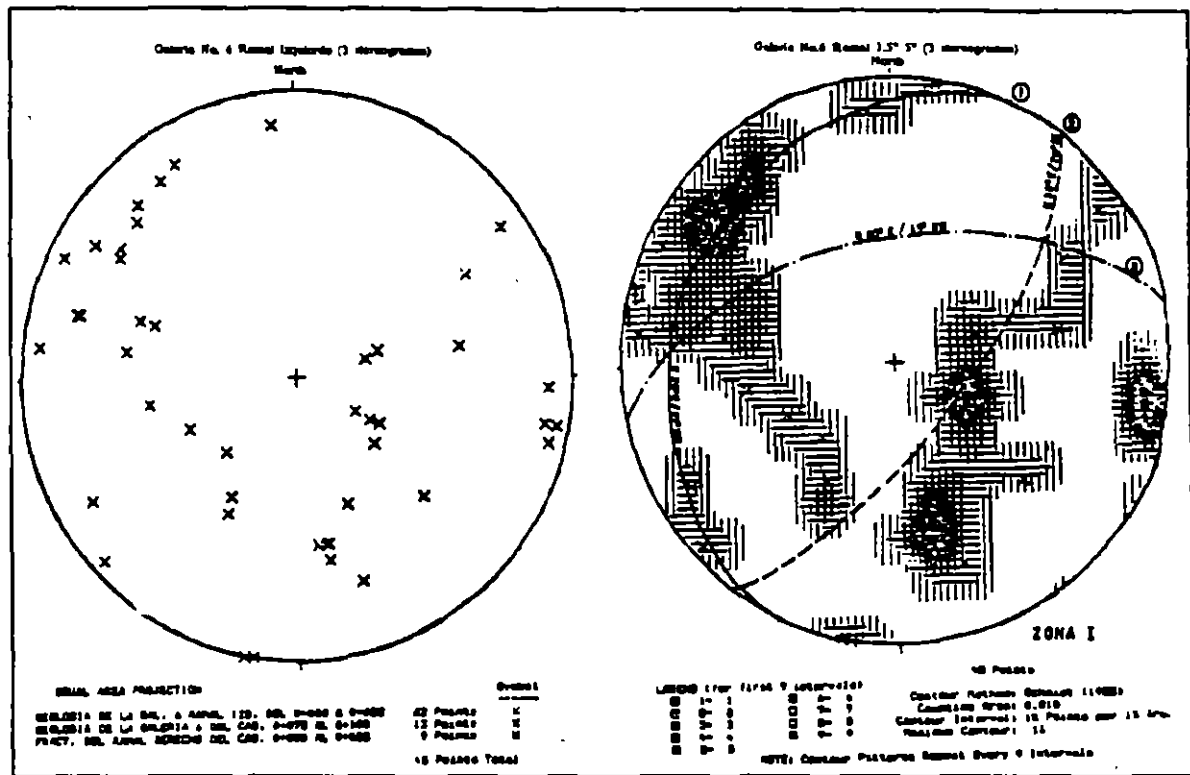


Figura No. 11

(Proporcionada por S. Moreno, 1993)

Estereograma tipo en una red de Schimdt, de igual área de proyección. A la izquierda el diagrama de polos, cada uno representa un rumbo e inclinación respecto al centro del círculo, de un plano de fractura, estrato o falla, según sea el caso. A la derecha, está graficada la mayor densidad o número de discontinuidades por área y los arcos muestran los sistemas preferenciales de discontinuidades del macizo rocoso. Ambos diagramas representan el hemisferio inferior de una esfera.

FRACTURAMIENTO SUPERFICIAL

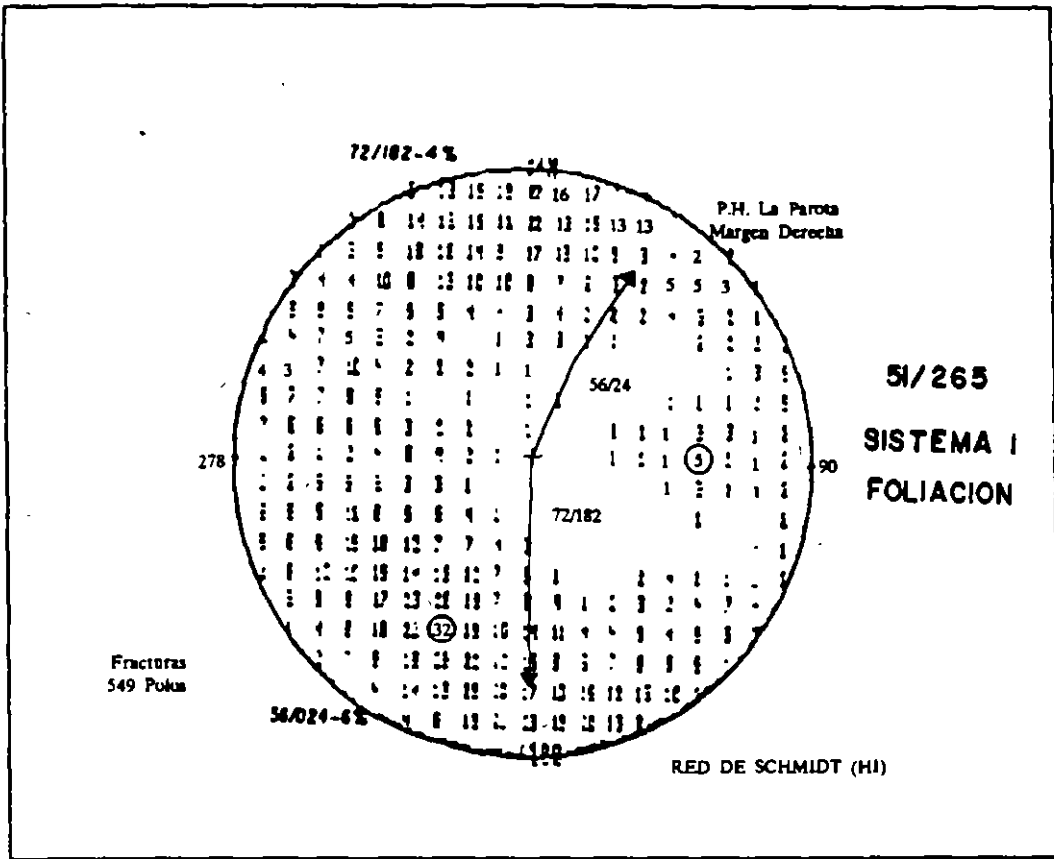


Figura No. 12

(Elaborada por J.L. Garrido y J.I. Navarro, 1993, con el equipo de geólogos de la Superintendencia Zona Pacifico Sur)

Nótese la dispersión de los polos con los datos estructurales de superficie, con identificación al menos de dos familias de fracturas y uno de foliación de la roca metamórfica estudiada.

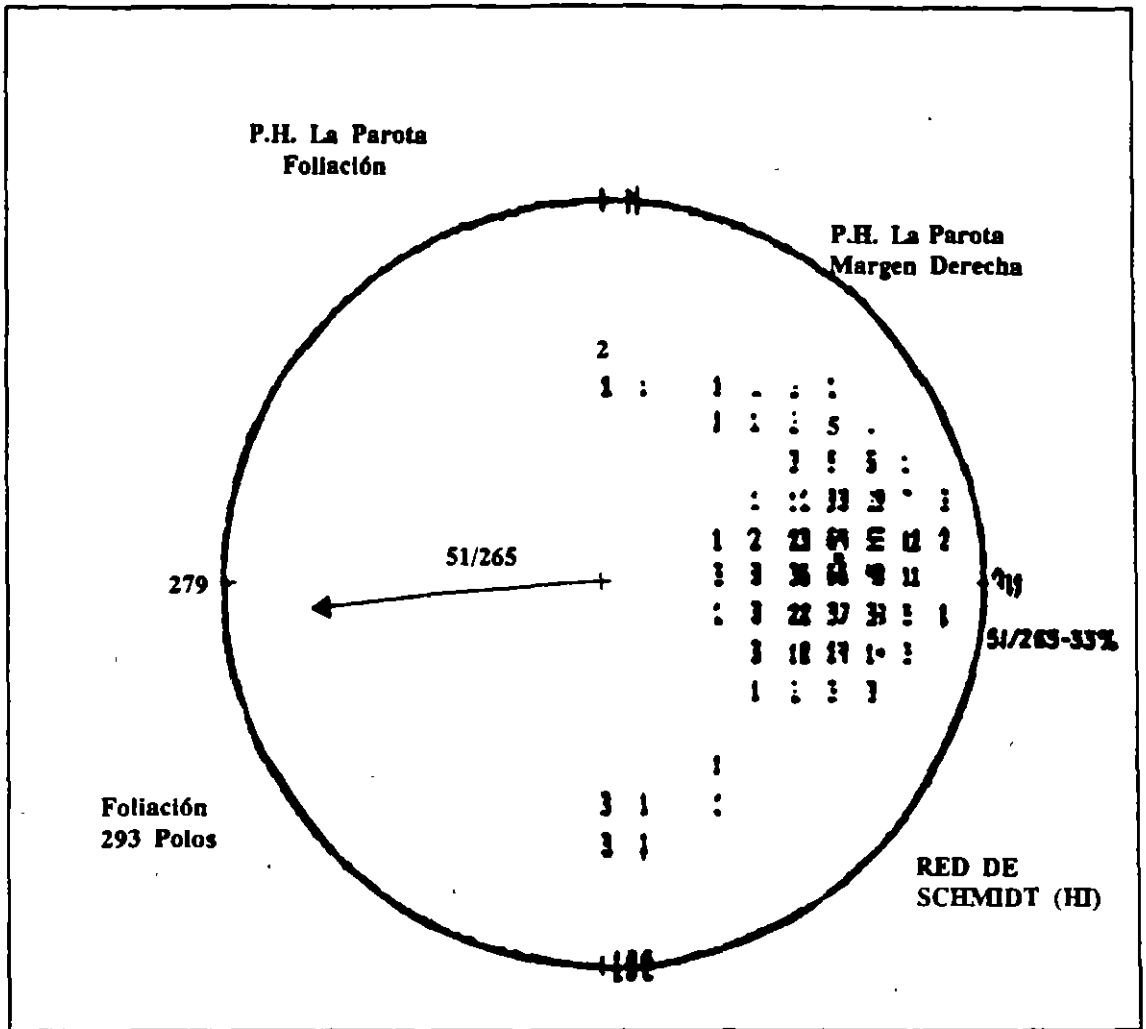


Figura No. 14

Diagrama del sistema preferencial de orientación e inclinación de discontinuidades de los planos de foliación, cuyos datos corresponden a 293 mediciones de campo durante los trabajos geológicos en las rocas del Proyecto La Parota, Gro. Actualmente en estudio en el Río Papagayo. El diagrama corresponde a la margen derecha del río.

plano axial de cada anticlinal tiende a estar asociado a uno o varios sistemas de fracturamiento.

La estratificación de la roca sedimentaria, también juega un papel importante en el análisis del fracturamiento de la roca, la foliación en las rocas metamórficas es otro detalle a considerar en el aspecto estructural (Figura N° 14), ya que son discontinuidades que ayudan a formar poliedros con planos de deslizamiento, sobre todo cuando tienen pequeños espesores de arcilla. Existen también cuerpos y bloques geométricos que caen por volteo, no necesariamente por deslizamiento.

Durante el trabajo de campo e interpretación hay una tendencia a prolongar rasgos de algunos fracturamientos, esta interpretación debe verificarse, separando los datos reales de posibles inferencias geológicas y suposiciones.

II.4.c Hidrogeología

La localización de un proyecto de túnel, debe contemplar el estudio hidrológico de la región en que está ubicado. Datos estacionales anuales del clima, precipitación, evaporación e infiltración y escurrimiento así como el censo de norias y pozos de agua localizados en planos topográficos-geomorfológicos, proporcionarán información importante de niveles de agua en el subsuelo.

El sitio de obra debe ser objeto de perforación y en los pozos se colocarán piezómetros para determinar el nivel estático y para obtener medidas potenciométricas, cuya configuración permitirá conocer el gradiente hidráulico y las direcciones principales del flujo subterráneo.

El conocimiento real del nivel estático del agua subterránea, permitirá prever las condiciones de excavación de un túnel, su drenaje al exterior o bombeo para resolver los problemas de acumulación de agua y la presión hidrostática durante la construcción. La preparación del proyecto debe incluir estos datos, para lograr la factibilidad técnica e incluir su costo en la obra.

Acuíferos colgados constituyen bolsas de agua que pueda enfrentar por sorpresa la excavación de un túnel por encima del nivel freático si es que no se hicieron los estudios correspondientes. El conocimiento de las rocas almacenadoras, su permeabilidad y sus estratos confinantes, permitirá deducir los volúmenes de agua esperados, para evitar accidentes y establecer el bombeo y su costo en el proyecto si esto fuera necesario.

**CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD Y PERMEABILIDAD
DEL MACIZO ROCOSO**

R.Q.D. %	CALIDAD DE ROCA
0-25	Muy Mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

U.L	PERMEABILIDAD
0-3	Impermeable
3-11	Poco Permeable
11-25	Permeable
25-40	Muy Permeable
> 40	Altamente Permeable

R.Q.D. = Rock Quality Determination

U.L. = Unidades Lugeón (litros/metro/minuto)

Tabla No. 3

III. ETAPAS DE ESTUDIO Y LOS GRADOS DE PARTICIPACIÓN DE LA GEOLOGÍA Y LA GEOFÍSICA

III.1 ETAPA DE ESTUDIO DEL PROYECTO

Para iniciar un proyecto de túneles, son necesarios los estudios geológicos, mismos que van profundizando en el conocimiento del lugar apropiado para la obra, mediante etapas de reconocimiento, prefactibilidad, factibilidad, diseño, y aún de construcción (Tablas 4 y 4.1).

La mejor localización de una obra de este tipo, debe iniciarse ciertamente sobre un plano geológico-topográfico general, que permita identificaciones apropiadas de rasgos sobre el terreno. Si después de revisar la bibliografía, esta documentación no existe para el lugar del proyecto, habrá que elaborarlo. En ocasiones el plano e información ya existente, requiere de ser modificado y corregido para la mejor solución del objetivo del estudio.

Una vez conocida la morfología del terreno, su composición litológica y el muy importante arreglo geológico estructural, se podrán recomendar algunas zonas de alternativas, seleccionadas como las que presentarían menores problemas en la ejecución del túnel, al menos con los datos que hasta ese momento se tengan, por lo que el análisis deberá ser preciso y realista. Por lo tanto el estudio geológico debe acompañarse de un programa de levantamientos geológicos topográficos de detalle, a fin de desarrollar los trabajos exploratorios que conduzcan a la factibilidad de la obra.

Una vez que se sabe si nuestro proyecto de túnel se desarrollará en suelos, terrenos poco coherentes y/o en roca, deberá continuarse el estudio para la obtención de datos del subsuelo y de parámetros geotécnicos mediante geofísica, perforación, la correlación con la geología de superficie y análisis y pruebas de laboratorio y de campo. La integración de los datos geológico-geofísicos conducirá a la interpretación del modelo geológico, lo más real posible, que ayudará a determinar para la obra, el método de excavación, su costo, tiempo de ejecución, tratamiento de suelos o roca, y acabados y concreto en líneas de diseño de la obra.

Con la perforación, los datos del subsuelo pueden llegar a ser más precisos para cada columna del pozo o barreno, pero la integración y correlación de toda la información, será más adecuada para alcanzar la factibilidad, junto con los detalles y objetivos de la ingeniería civil del proyecto.

Con geofísica, mediante los métodos de sísmica de refracción y reflexión, así como los sondeos eléctricos de resistividad, registros geofísicos de pozos, magnetometría y gravimetría, se lleva a cabo una prospección sistemática del subsuelo, que con geología y perforación obtiene mayor precisión en la información del subsuelo, así como permeabilidad, densidad y velocidad de onda compresional,

ETAPAS DE ESTUDIO PARA PROYECTOS CONVENCIONALES

	GRAN VISIÓN	PREFACTIBILIDAD
O B J E T I V O S	<ul style="list-style-type: none"> - Definir la disponibilidad del agua. - Determinar a grandes rasgos las características geomorfológicas, estructurales y litológicas de los sitios seleccionados, en un contexto regional. - Establecer si existen riesgos geológicos marcados, en cuyo caso recomendar sitios con mejores condiciones. 	<ul style="list-style-type: none"> - Establecer un modelo geológico preliminar de la zona y su potencial sísmico. - Definir la secuencia litológica (estratigrafía) y las principales estructuras geológicas (fallas, fracturas, pliegues, volcanes, etc.) - Conocimiento superficial de las zonas en donde se presentan condiciones geológicas favorables. - Ubicar bancos de materiales. - Adecuación de accesos.
A C T I V I D A D E S	<ul style="list-style-type: none"> - Recopilación de información topográfica, geológica geofísica, geohidrológica, etc. - Investigar disponibilidad de agua. - Reconocimiento geológico regional de tipo superficial, incluyendo interpretación de fotografías aéreas y/o imágenes de satélite, con verificación de campo. Con la información obtenida se elabora un plano geológico en una base topográfica, de escala adecuada al sitio. 	<ul style="list-style-type: none"> - Geología superficial de semidetalle en zonas de interés para establecer el modelo geológico del sitio. - Primer conocimiento del subsuelo mediante geofísica (sísmica y eléctrica). - En los sitios de importantes dudas geológicas, se realizará un mínimo de perforación. - Control topográfico de primer orden, levantamientos terrestres y fotogramétricos de apoyo. - Localización de bancos de materiales. - Estudio tectónico preliminar para conocer el potencial sísmico del área.
R E S U L T A D O S	<ul style="list-style-type: none"> - Conocimiento geológico preliminar, estructural, litológico y geohidrológico regional, de la zona que contiene a los sitios seleccionados, para establecer los mejores a fin de continuar con los estudios de prefactibilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> - Conocimiento geológico de semidetalle de la zona, estableciendo un modelo preliminar. - Localización y volumen potencial de materiales. - Interpretación geológica-geofísica del subsuelo y generalización de problemas geotécnicos. - Recomendaciones para continuar o no con la factibilidad.
I N F O R M A C I O N	<ul style="list-style-type: none"> - Informe de gran visión geológica conteniendo: <ul style="list-style-type: none"> • Antecedentes. • Generalidades y ubicación • Geología regional • Geología superficial del sitio o sitios. • Disponibilidad de agua. • Conclusiones y recomendaciones. • Planos y secciones escala 1:10,000 a 1:50,000 	<ul style="list-style-type: none"> - Informe de prefactibilidad geológica conteniendo: <ul style="list-style-type: none"> • Resumen, generalidades y estudios previos. • Geología regional del sitio o sitios. • Geofísica del sitio o sitios. • Integración geológica-geofísica. • Obra directa. • Apoyos topográfico y geohidrológico. • Planos y secciones geológicas y geofísicas en escalas de 1:10,000 y 1:5,000. • Anexo de estudios petrográficos y dataciones. • Plano de localización de bancos de materiales. • Anexo de consideraciones sismotectónicas.

TABLA 4

	FACTIBILIDAD	APOYO A DISEÑO	APOYO A CONSTRUCCIÓN
O B J E T I V O S	<ul style="list-style-type: none"> - Obtener un modelo geológico confiable del sitio, que permita al proyectista hacer una alternativa del arreglo de las obras. - Cuantificar volúmenes y distribución de bancos de materiales. - Determinación de propiedades geotécnicas del macizo rocoso. - De ser posible obtener el riesgo sísmico del sitio mediante instrumentación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Apoyo a instrumentación y mecánica de rocas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Colaborar directamente en los trabajos con especialistas de la construcción de la obra civil y en apoyo a mecánica de rocas. - Documentar debidamente los problemas geológico-ingenieriles que existan.
A C T I V I D A D E S	<ul style="list-style-type: none"> - Levantamiento de la geología superficial de detalle con control topográfico. - Exploración geofísica de detalle (sísmica y eléctrica), con control topográfico. - Exploración directa en el subsuelo con sondeos de diamante (con pruebas de permeabilidad) y excavaciones subterráneas. - Integración e interpretación geológico-geofísica por elemento de obra (anteproyecto). - Estudio de ingeniería geológica en los sitios de obras, caracterizando el macizo rocoso. - Apoyo a mecánica de rocas en la evaluación de bancos de materiales. - Evaluación sismotectónica del sitio. 	<ul style="list-style-type: none"> - Geología de detalle en sitios específicos mediante obra directa. - Caracterización de la roca por unidad de obra. - Pruebas de voladuras de roca en bancos. - Apoyo a mecánica de rocas para pruebas de inyección en sitios donde se requiere impermeabilizar. 	<ul style="list-style-type: none"> - Durante el avance en la excavación confirmar la geología prevista o en su defecto hacer el levantamiento de las estructuras no cartografiadas y establecer las modificaciones pertinentes. - Intervenir con observaciones y recomendaciones geológicas en apoyo al tratamiento de roca, anclajes, inyecciones, explotación de canteras, etc.
R E S U L T A D O S	<ul style="list-style-type: none"> - Conocimiento geológico de detalle en el sitio, estableciendo un modelo confiable. - Caracterización probabilística de ingeniería geológica de los sitios de obra. - Determinación de la piezometría en el área. - Cubicación, distribución y características de los bancos de materiales. - Determinación de los factores geológicos que pudieran ocasionar un riesgo durante el proceso constructivo. - Concluir geológicamente si el proyecto es factible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Conocimiento de las propiedades físicas de la roca en los sitios mencionados. 	
I N F O R M A C I O N	<ul style="list-style-type: none"> - Informe de factibilidad geológica conteniendo: <ul style="list-style-type: none"> • Resumen. • Generalidades y ubicación geográfica. • Antecedentes y estudios previos. • Geología regional. • Geología del sitio o sitios. • Análisis estructurales y de estabilidad presentando diagramas. • Geofísica del sitio o sitios. • Integración geológico-geofísica. • Bancos de materiales. • Perforaciones y excavaciones • Apoyo topográfico y geohidrológico. • Conclusiones sismotectónicas y de riesgo sísmico. • Planos y secciones geológico-geofísicas (Esc. 1:5,000 a 1:2,000), figuras, tablas y fotografías ilustrando lo mencionado en el texto. 	<ul style="list-style-type: none"> - Informes geológicos por unidad de obra y por estudio realizado. 	<ul style="list-style-type: none"> - Monografía de los trabajos realizados por geología en el proyecto.

TABLA 4.1

para determinar con esta última la profundidad y espesor de la zona decomprimida, debajo de la superficie del terreno, y en general la caracterización de la roca. También se obtendrán los módulos dinámicos para conocer las características mecánicas de deformación de la roca, una vez que ésta sea sometida a nuevos esfuerzos, ocasionados por la obra y por la modificación del estado de esfuerzos de la zona.

III.2 ETAPA DE DISEÑO

Se ha visto con frecuencia la necesidad de separar la etapa de diseño y realizar más estudios antes de la construcción, por lo que también se ha llamado preconstrucción.

Generalmente en la etapa de factibilidad se han tratado de resolver algunas cuestiones con el mínimo posible de exploraciones directas. Sin embargo, conforme se analiza y revisa la información previa, siguen surgiendo dudas que no pueden dejarse al azar. Es por ello que la etapa de diseño resulta muy importante con el trabajo interdisciplinario, integrado en el área de ingeniería civil. Esta fase resulta a veces apremiante por el corto tiempo de que se dispone para los trabajos exploratorios, con el mayor costo por realizarse generalmente el estudio con obra directa y la presión para iniciar la construcción de la obra. Resulta muy necesaria esta etapa de estudios, pues seguramente persiste la continua necesidad de precisar la geología estructural y el sistema de discontinuidades en la predicción de las características mecánicas del terreno, lo que determina los tratamientos que impondrá la geología del medio a excavar, para poder realizar sin sorpresas, con seguridad y bajo costo las obras del proyecto.

III.2.a Túneles de Corte y Relleno

El trabajo de excavación se realiza cerca de la superficie, generalmente no hay techo suficiente, ya sea por tratarse de materiales granulares poco coherentes o de roca alterada de muy malas condiciones, incluyendo presencia de agua.

La excavación hasta el piso del túnel, va a requerir tratamiento de las paredes en donde el ingeniero geólogo debe tomar datos, ~~muestras de roca y hacer gráficas de los rasgos estructurales y de composición del material.~~ Generalmente en este tipo de obras participa ampliamente la mecánica de suelos, con correlación de parámetros de ensayos de laboratorio y de campo.

Es importante que el geólogo localice bancos de materiales para disponer de relleno tipo, seleccionando durante el estudio de diseño del proyecto.

III.2.b Túneles en Materiales Granulares

Compuestos de lutitas, limos, arcillas, arenas, gravas y pedruscos, son muy comunes los terrenos de túneles a excavar para obras de comunicación a las

poblaciones, cercanas a ríos y litorales. Existe una gran experiencia en el área civil interdisciplinaria, para esta clase de obra, el avance tecnológico ha sido impuesto por las necesidades de comunicación rápida, segura y duradera, afectando altos costos de construcción y la experiencia y especialidad se refleja en la tecnología de la maquinaria de excavación para carreteras, ferrocarriles, peajes de peatones, que han requerido tramos de túneles en materiales granulares acuosos y han sido resueltas por la ingeniería con escudo, cámaras de aire comprimido, bajando anillos de acero de concreto, tabla estacas, muros milán y hasta con métodos de congelamiento del tramo a excavar. Aquí la ingeniería geológica participa en apoyo a la mecánica de suelos, con la caracterización de los materiales granulares, su graduación, fábrica, forma, distribución, espesor, composición y origen, y con geohidrología se determina el aporte y almacenamiento de agua en el sitio de obra. Se define tirante y profundidad del agua, dirección de flujo, zonas de recarga, variaciones, características químicas del agua, permeabilidad y evaluación de acuíferos, todo esto apoyado por un modelo geológico tridimensional.

III.2.c Túneles en Roca

Fue necesario separar este aspecto en la explicación de las obras de excavación subterránea, debido a que en este tipo de túneles, la geología tiene una gran relevancia y participación, desde el desarrollo de los estudios hasta la construcción. Los resultados en esta última fase, están dirigidos a la geotécnica (Figura N° 15), con cuyos especialistas se determinan los diversos tipos de tratamiento por realizar: anclajes de fricción o de tensión, su longitud y distribución, malla de acero y concreto lanzado, marcos de concreto y acero, etc. También cabe señalar que la intensa participación de la geología, significa que desde los estudios regionales, tengan la responsabilidad de los trabajos de campo, los mismos grupos de ingenieros geólogos, que estarán en la construcción, de preferencia que tengan experiencia y sean los profesionistas que conozcan el desarrollo conceptual de la geología de la obra hasta la factibilidad del proyecto, para poder dar conclusiones rápidas y adecuadas durante la construcción y a fin de proporcionar el mejor apoyo posible a mecánica de rocas. Los resultados afectarán enormemente los tratamientos de roca y su costo.

Parámetros del macizo rocoso como son: Sistemas preferenciales de fracturamiento, fallas importantes, secuencias litológicas y sus cambios e interrupciones, origen de la roca y sus alteraciones, así como condiciones tectónicas por esfuerzos de compresión y distensión, a los que han estado sometidas en el curso del tiempo geológico, son solamente algunos de los aspectos en los que se requiere la tenaz presencia de los geólogos en túneles en roca.

III.3 ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Una vez definida la geología del proyecto de la obra subterránea y su diseño. Habrá que establecer la participación geológica durante la excavación.

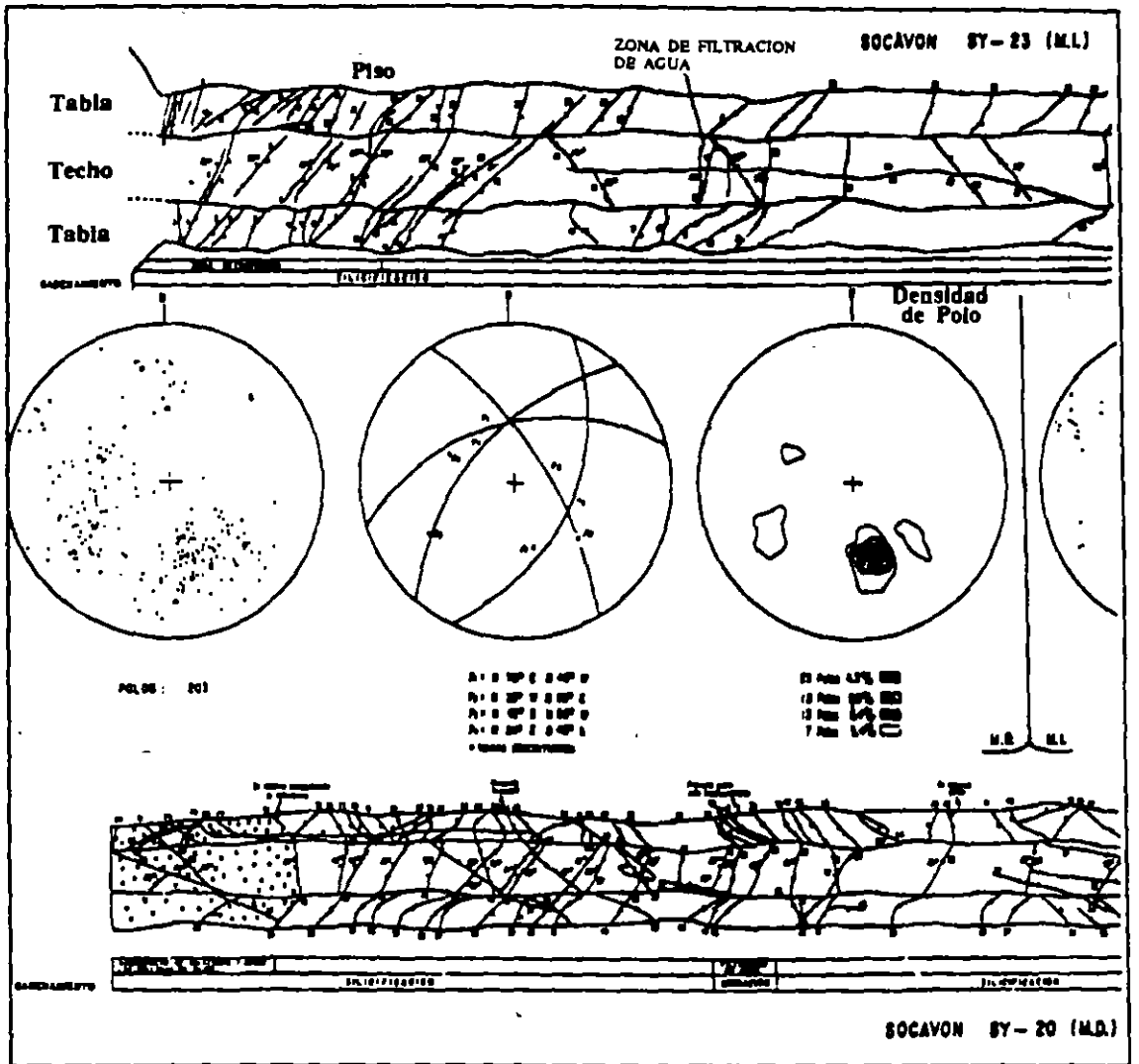


Figura No. 15

Levantamiento geológico de un socavón de exploración en las etapas de factibilidad y diseño de un proyecto en estudio, contiene además la red estereográfica para la interpretación de sistemas estructurales preferenciales del macizo rocoso, que representa gráficamente tres dimensiones.

Para túneles en roca ya se mencionó la continua presencia del geólogo en los frentes de excavación, ya que debe tomar datos en cada tramo de avance, realizar gráficas explicativas y establecer visitas en compañía del ingeniero de tratamiento de roca.

Para las conclusiones geológicas de los sistemas estructurales de la roca deben realizarse esquemas, mediciones y estereogramas de cada tramo. Antes de los tratamientos, vaciar los datos al plano geológico de detalle, originalmente elaborado con el proyecto del túnel y corroborar sus interpretaciones del subsuelo, si fuera necesario modificarlas y ajustarlas con precisión a las geometrías más reales que están apareciendo en cada tramo. En cada junta de ingenieros de la residencia, el geólogo debe exponer claramente sus observaciones para que éstas sean tomadas en cuenta por el grupo de técnicos responsables de la obra.

III.4 PERFORACIONES, EXCAVACIONES Y CARACTERIZACIONES DE LA ROCA.

En general, después del levantamiento geológico de superficie a detalle, el siguiente paso es conocer el subsuelo. Las perforaciones después de la integración geológica-geofísica, son el siguiente procedimiento a desarrollar: Las hay para clasificaciones de suelos y roca alterada y para recuperación de muestras de núcleo.

Los resultados en la mecánica de macizos rocosos, son más claros cuando se tienen los corazones o núcleos del subsuelo, ya que se utilizan los datos para establecer condiciones de roca en el túnel del proyecto.

La información de las perforaciones con la obtenida en socavones de exploración geológica (para ver la roca) y tener mayor seguridad en la determinación de problemas de estabilidad, son prácticas comunes en el estudio y predicción en el comportamiento del macizo rocoso (Figura N° 16), por ejemplo: Análisis de calidad de rocas RQD, propuesto por Deere; predicciones del comportamiento y estabilidad al excavar el túnel por Barton, Lien y Lunde del Instituto Geotécnico de Noruega (NGI); análisis de fracturas, fallas y grietas rellenas con arcilla, problemas de estabilidad por Brekke, T.L. y Howard, T., clasificación del Consejo para los Recursos de las Ciencias e Industria (CSIR) de Africa del Sur; clasificación geomecánica de macizos rocosos fisurados y su aplicación a túneles, propuesto por Bieniawski, Z.T. (RMR. rock mass rating). Los últimos dos métodos evalúan la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso.

Cuando hay problemas de agua y roca alterada (comprimida o expansiva) la aplicación del CSIR es difícil por tratarse de terreno malo, debe utilizarse la clasificación NGI.

En algunos casos las clasificaciones pueden servir solamente durante los estudios, después las observaciones geológicas son directas (Figura N° 16) y deben

ser discutidas antes de ponerse en práctica en la recomendación del reforzamiento del macizo rocoso, el cual ya debe haber sido evaluado para el tratamiento y su costo durante los estudios.

Para todas las recomendaciones y análisis posteriores, las muestras de núcleos de perforación deben archivarse y usarse en cualquier aclaración (Figura N° 17). Similar situación debe tenerse con las observaciones geológico-estructurales en gráficas, fotografías e informes de socavones de exploración y/o en tramos excavados durante la construcción.

En todos los casos es conveniente obtener fotografías de las muestras de núcleo en sus cajas de archivo y de las paredes de los socavones exploratorios. Debe recordarse que estos métodos directos de observación, son muy costosos y representan un tiempo de actividad, que en general es difícil de recuperar cuando ya se está construyendo el túnel, por lo tanto, cualquier consulta puede resolver problemas no previstos en poco tiempo y con la sola revisión de los archivos de los estudios previos.

DURACIÓN DE LA EXCAVACIÓN SIN SOPORTE PARA DIFERENTES TIPOS DE ROCA Y SUS CONDICIONES DE ALTERACIÓN

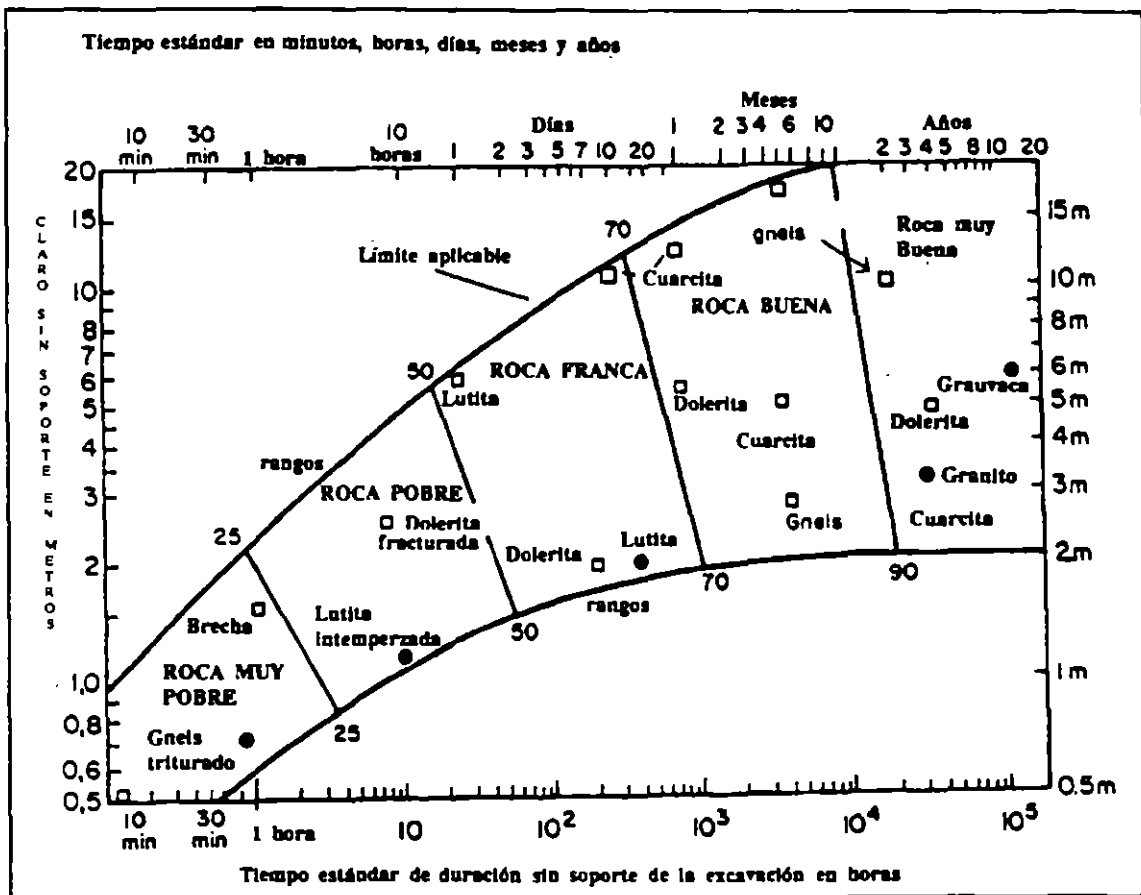


Figura No. 16

- Ejemplos de casos en Sudáfrica
- ⊗ Ejemplos de casos en Europa (Montes Alpinos)

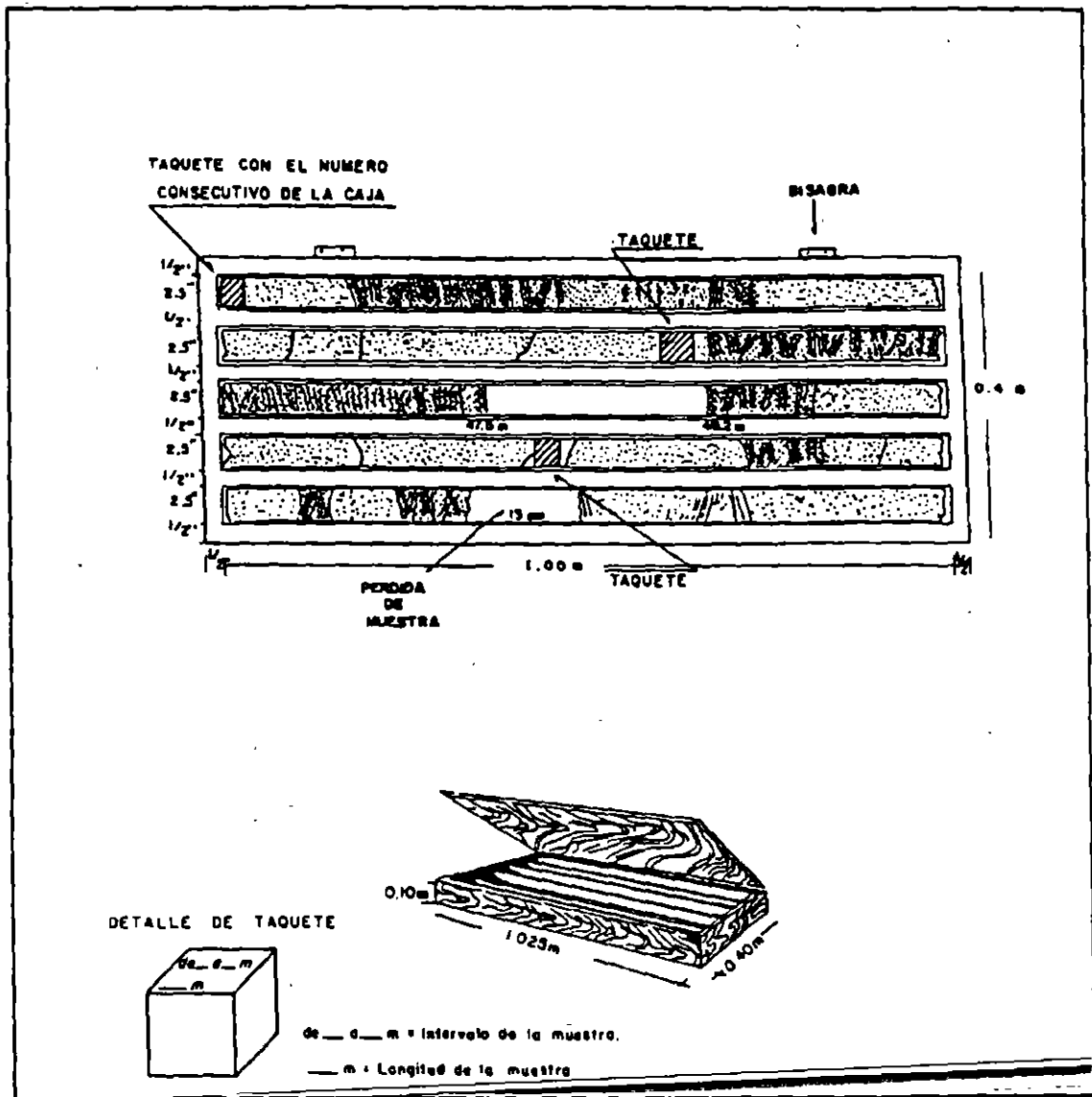


Figura No. 17

(Proporcionada por J.I. Navarro, 1993)

Dimensiones de una caja para colocación y conservación del muestreo continuo (de recuperación) de núcleo de roca, durante la perforación con broca de diamante y diámetro NQ.

IV. DETALLE GEOLÓGICO ESTRUCTURAL BÁSICO (Discontinuidades y Participación con Mecánica de Rocas)

Los túneles en rocas duras, coherentes y compactas, pueden ser objeto de mediciones detalladas de sus sistemas de fracturamiento, fallamiento y estratificación para hacer determinaciones estadísticas con las redes estereográficas, que permiten en tres dimensiones definir sus intersecciones y la formación de bloques y poliedros inestables, susceptibles de provocar derrumbes durante la excavación, aún antes de lograr su tratamiento.

Es importante que por cada metro de avance logrado en la excavación, el geólogo proceda a tomar datos estructurales de fracturas, fallas, contactos litológicos, diques intrusivos, estratos (toda clase de discontinuidades) y de inmediato proceda a su procesamiento, análisis e interpretación, debido a que la frecuencia y orientación de sistemas de discontinuidades, permitirán definir los bloques inestables (Figura N° 18) y los tramos susceptibles de tratamiento, así como del tipo de refuerzos a que deba ser sujeta la roca. Además de lo anterior, el geólogo tiene que correlacionar sus nuevos datos con los obtenidos previamente durante el estudio del proyecto, con su trabajo de detalle durante la construcción y con su geología de superficie y la geofísica (figuras 19, 20 y 21). Para que sus predicciones sean lo más certeras posibles, se requieren las correlaciones geológicas mencionadas, cuya información en uso por otros técnicos de la obra, puedan prever el tratamiento que se debe aplicar en el siguiente avance del túnel.

Es necesario mencionar que en túneles en rocas, se viene realizando el más intenso trabajo geológico durante la construcción. En túneles en materiales blandos o débiles, una vez que se ha establecido el contexto geológico y el método de excavación, los problemas son específicamente del tratamiento, el cual fue previamente establecido durante los estudios del diseño. Por parte de geología se requieren inspecciones de correlación de la información previa, y de cambios de textura, compacidad y coherencia de las formaciones geológicas.

Como un ejemplo de la aplicación básica estructural para el análisis de predicción, en el comportamiento de un macizo rocoso por excavar, se han agregado esquemas del sistema estructural llevados a cabo para estudiar la posible formación de bloques en una serie de excavaciones de la obra de generación subterránea de un proyecto (Figuras 22 y 23).

Los métodos de predicción de formación de bloques inestables y cuñas clave han sido desarrollados por el Dr. Goodman y el Dr. Gen-hua Shi, y ampliamente difundidos en libros de texto y publicaciones especializadas.

Después del levantamiento geológico estructural (discontinuidades) y de haber vaciado los datos en los estereogramas correspondientes, se obtienen los sistemas o familias preferenciales, cuyas orientaciones e inclinaciones de los planos,

están definidas en tres dimensiones, así como sus intersecciones entre ellas y la excavación. Para el análisis de formación de cuñas y bloques poliédricos se complementan los círculos de los planos mencionados (Figura N° 22) y se analizan en el hemisferio superficial del estereograma con los límites de las intersecciones de los planos que definen las cuñas.

La identificación de los planos del poliedro (o cuña), se hace con el código de dígitos según el número de planos preferenciales que se analizan. Para este caso, en el punto focal inferior de la proyección estereográfica *Ui*, es el área dentro del círculo *i* (inicial) y su código es 0000. *Li* es el área fuera del círculo; su código es 1111. Ambos, *Ui* y *Li* son mitades del espacio. La cuña es una intersección de la junta de mitades del espacio, de ahí que ocupa una región entre los arcos de los círculos grandes de proyección.

Una serie de ejemplos se aplican a criterios de bloques infinitos, convexos y removibles, etc.

Por otra parte, una vez definida la orientación preferencial de las familias de discontinuidades del macizo rocoso, se hace un esquema planar o un patrón de los sistemas preferenciales cruzados (malla o retícula) y se determina los poliedros con la inclinación de cada cara de estos (Figura N° 23).

Posteriormente con el plano del proyecto de la excavación se establecen las predicciones de zonas de riesgo, por formación de cuñas-clave, tanto en la bóveda como en las paredes de la excavación proyectada (Figuras 24 y 25) y con la inclinación de los planos de poliedros se determina por inspección, cual sería la orientación del movimiento de salida del bloque-clave hacia el espacio excavado. En la Figura N° 24 se observa que los bloques de la pared de aguas abajo tienen salida más franca hacia la excavación. En igual situación se predicen riesgos en bloques de la bóveda.

Esta información es útil durante el diseño del proyecto para definir su orientación, además sirve para proveer un mínimo de refuerzo y tratamiento, que puede ser presupuestado para ser incluido en el costo general del proyecto.

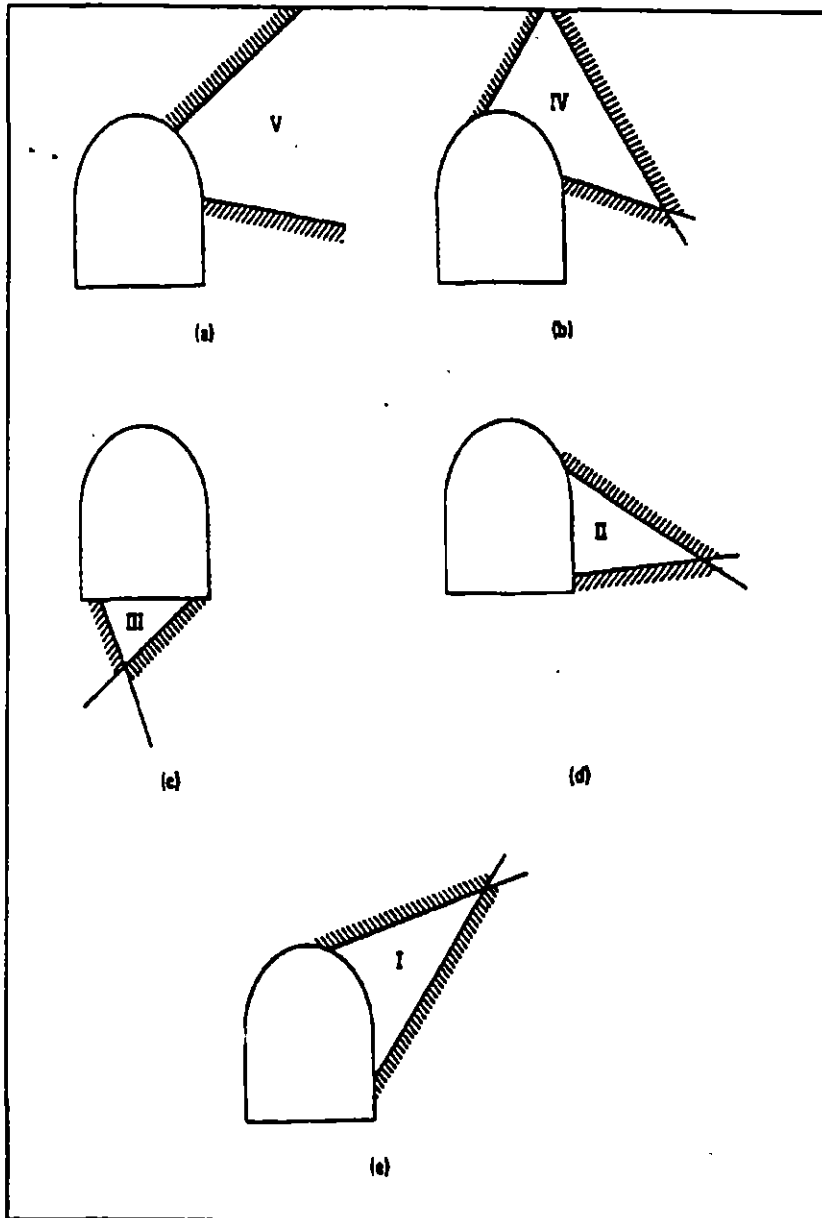


Figura No. 18

Tipos de Bloques: a) Infinito, b) Convexo tipo hacha (disminución de tamaño o hacia abajo), c) Estable, d) Cuña potencial, e) Cuña inestable.

CROSS-HOLE bnos. 7-8

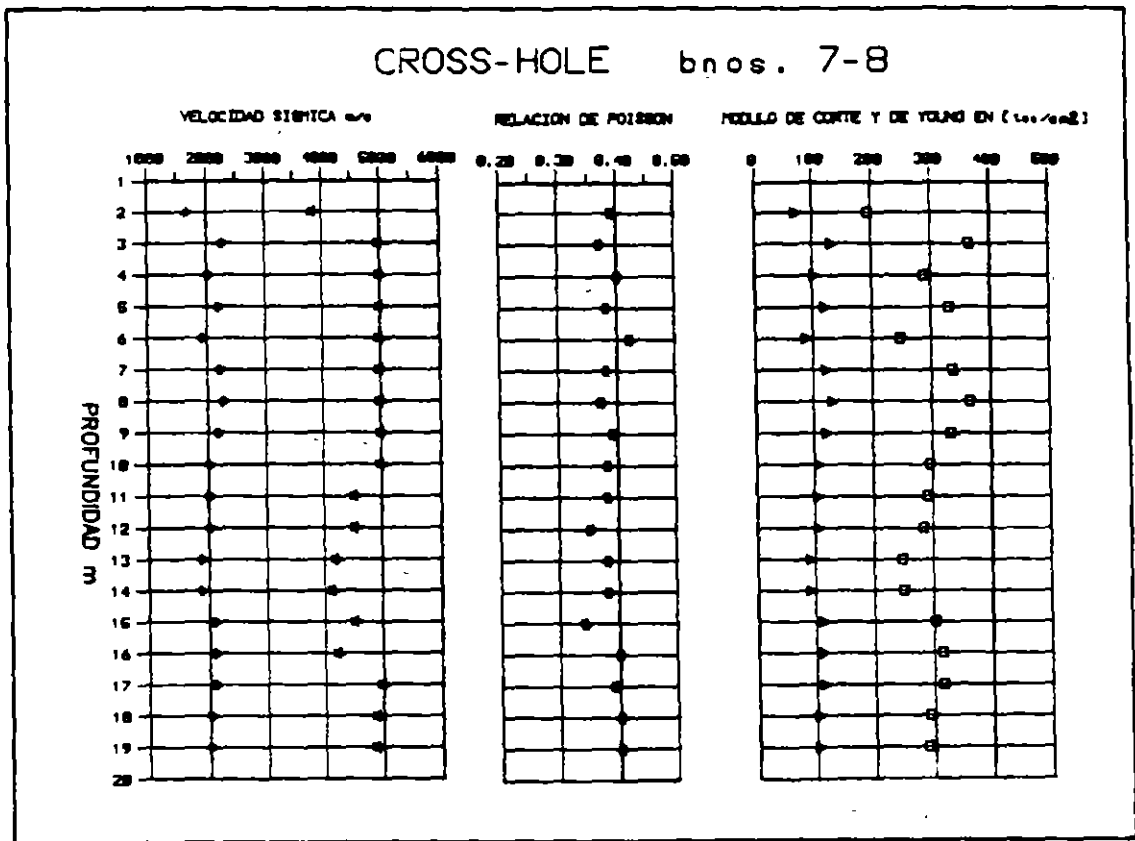


Figura No. 19

(Elaborada por J.J. Briones)

Relación de valores y datos de módulos elástico-dinámicos de las rocas en el piso de un túnel, donde se hicieron perforaciones para levantamientos con refracción de ondas a profundidad de 20 m.

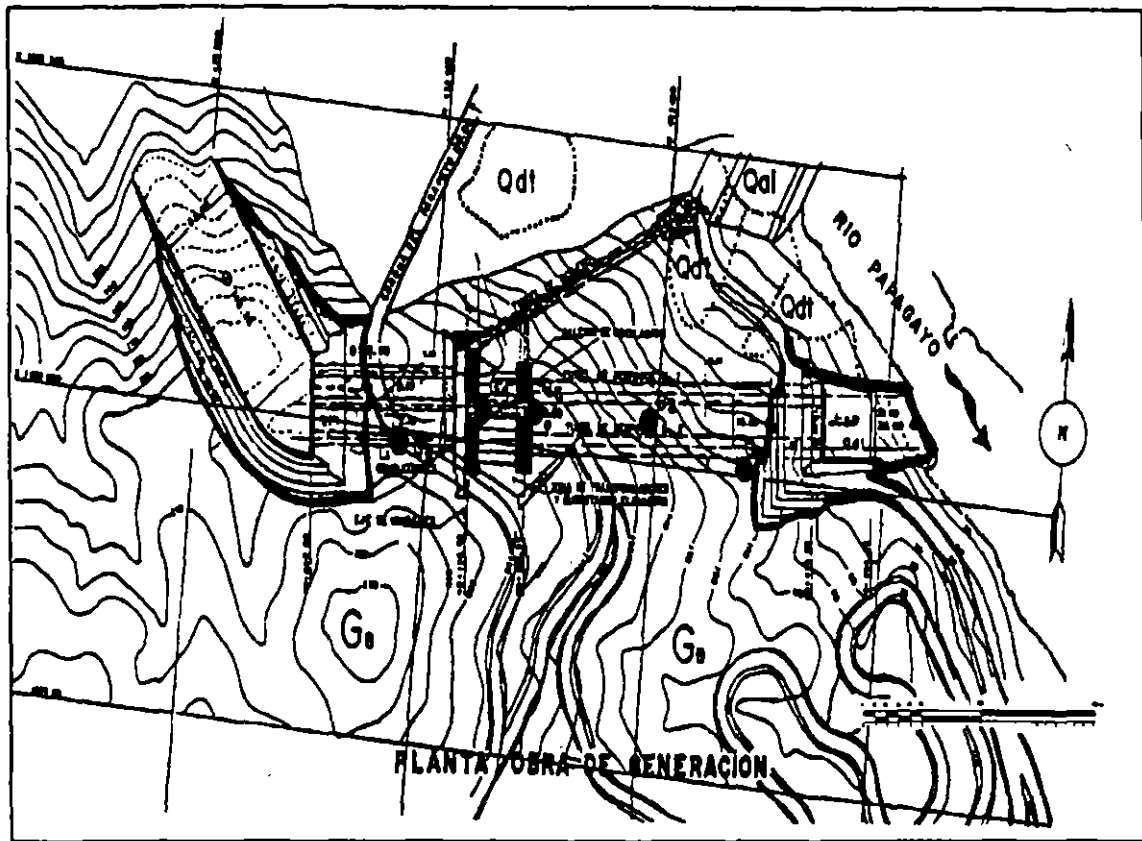


Figura No. 20

El proyecto de obra de generación está en roca metamórfica, cuya foliación de orientación N-S es paralela al eje longitudinal de las obras subterráneas: casa de máquinas y galerías de oscilación. El análisis de los sistemas preferenciales de fracturamiento, fallas y foliación, determinó el cambio de orientación de las obras con un giro de 75° al oriente.

OBRA DE GENERACION

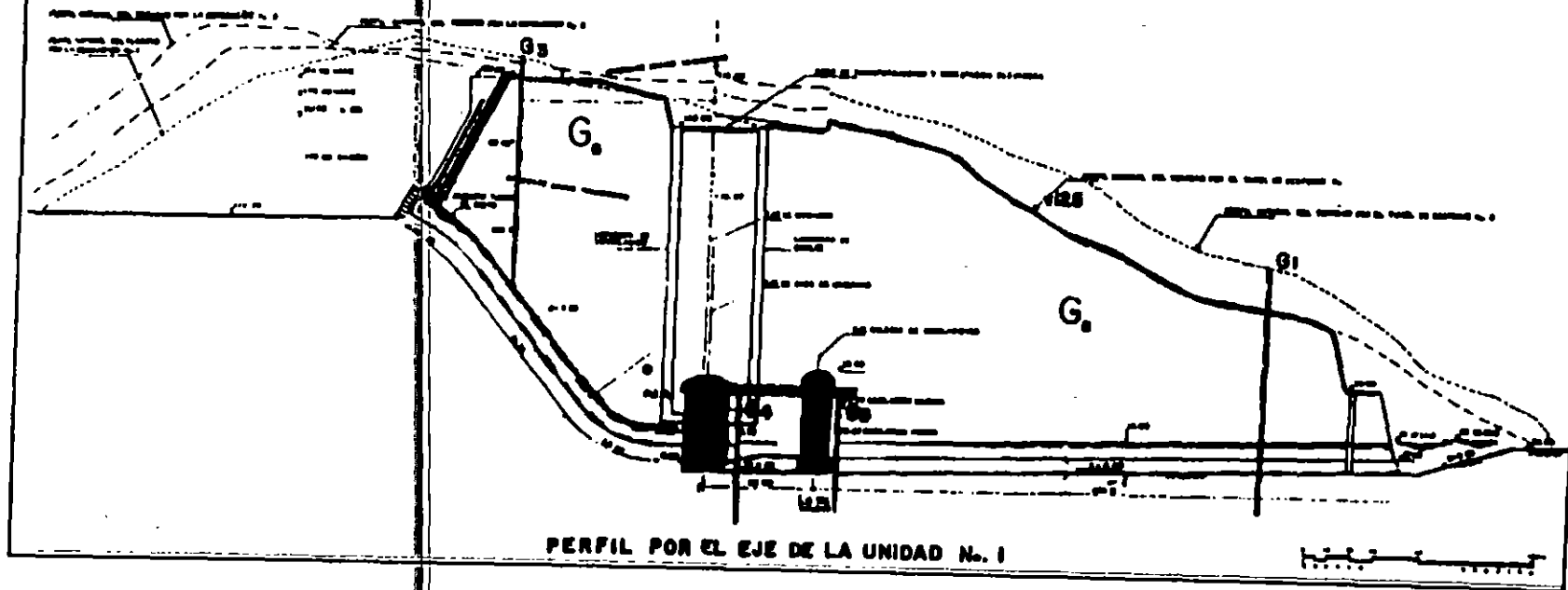


Figura No. 21

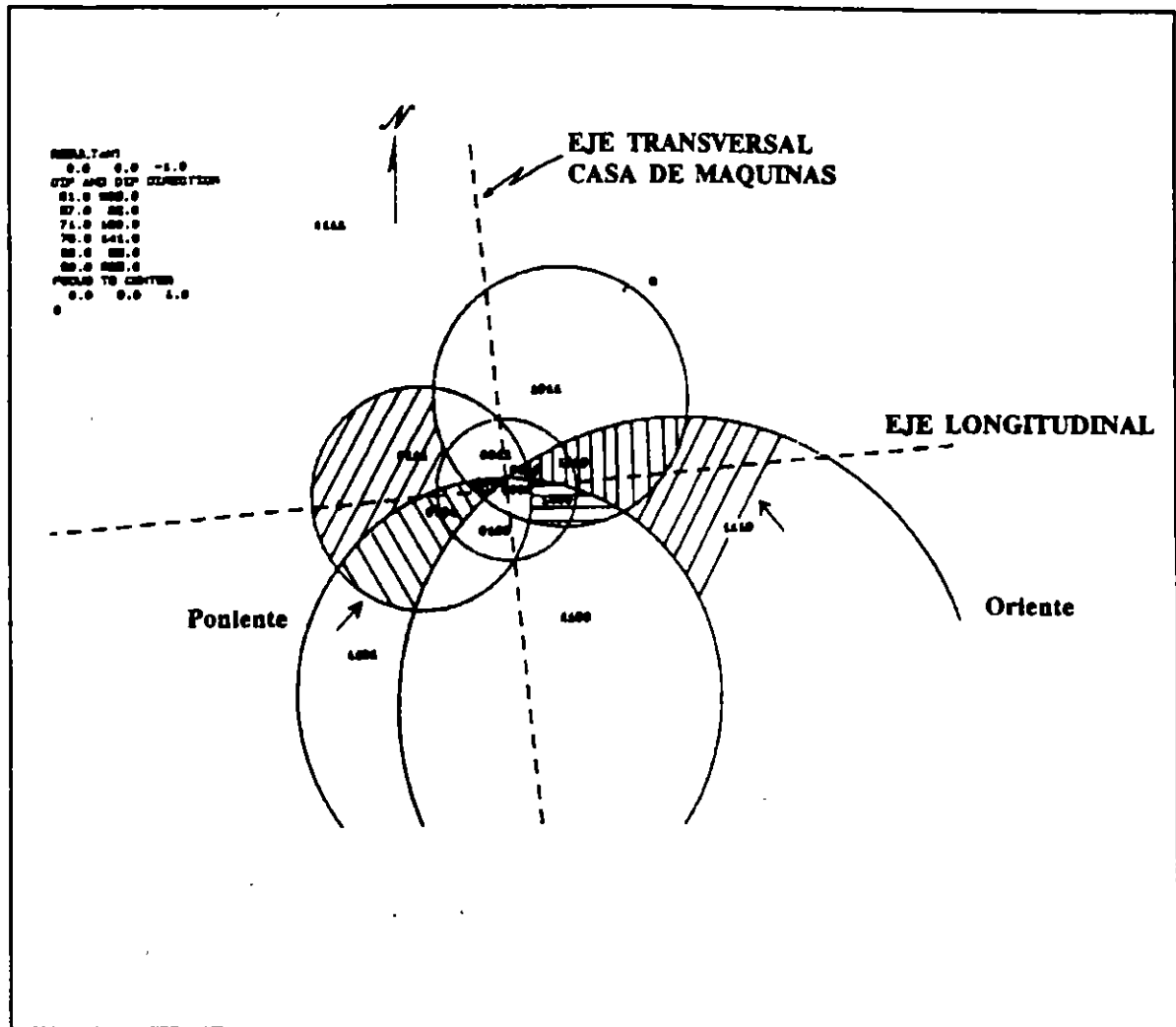


Figura No. 22

(Elaborada por J.L. Garrido y J.I. Navarro, 1993)

Circulos de los sistemas preferenciales de fracturamiento y foliación en rocas metamórficas del proyecto de obra de generación que muestra una predicción con salida de bloques de oriente a poniente. El pequeño círculo central graficado con puntos, es de código 0000 (dentro del círculo) y corresponde al mismo del estereograma elaborado inicialmente. Los círculos completos y más grandes pertenecen al análisis del pronóstico de bloques.

P.H. LA PAROTA
Casa de Máquinas (M.D.)
Orientación: N09W
Orientación Recomendada: N75E

PARED AGUAS ARRIBA BOVEDA PARED AGUAS ABAJO

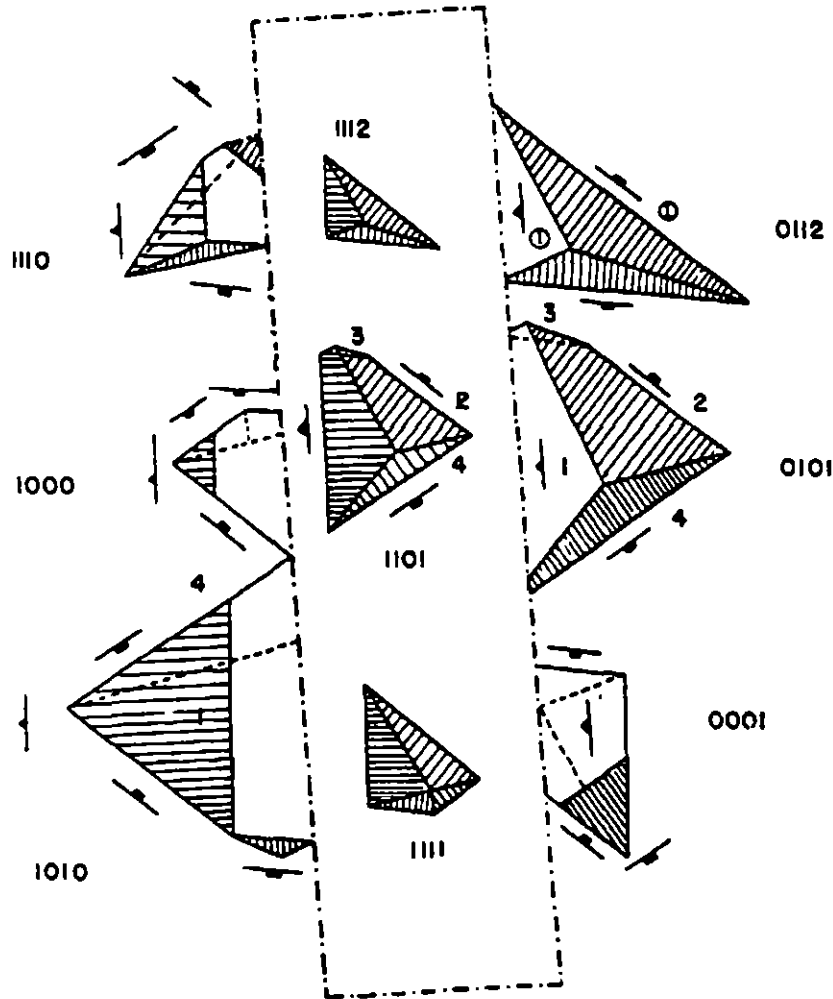


Figura No. 24

(Elaborada por J.I. Garrido y J.I. Navarro, 1993)

Estudio de la representación de bloques potenciales en las paredes de la caverna, los de la bóveda tendrían salida por gravedad, los de mayor riesgo serían también de la pared Este (aguas abajo) que tendrán salida hacia la excavación. Si la orientación del eje longitudinal de la caverna se conserva N-S, (modelo de predicción propuesto por Goodman).

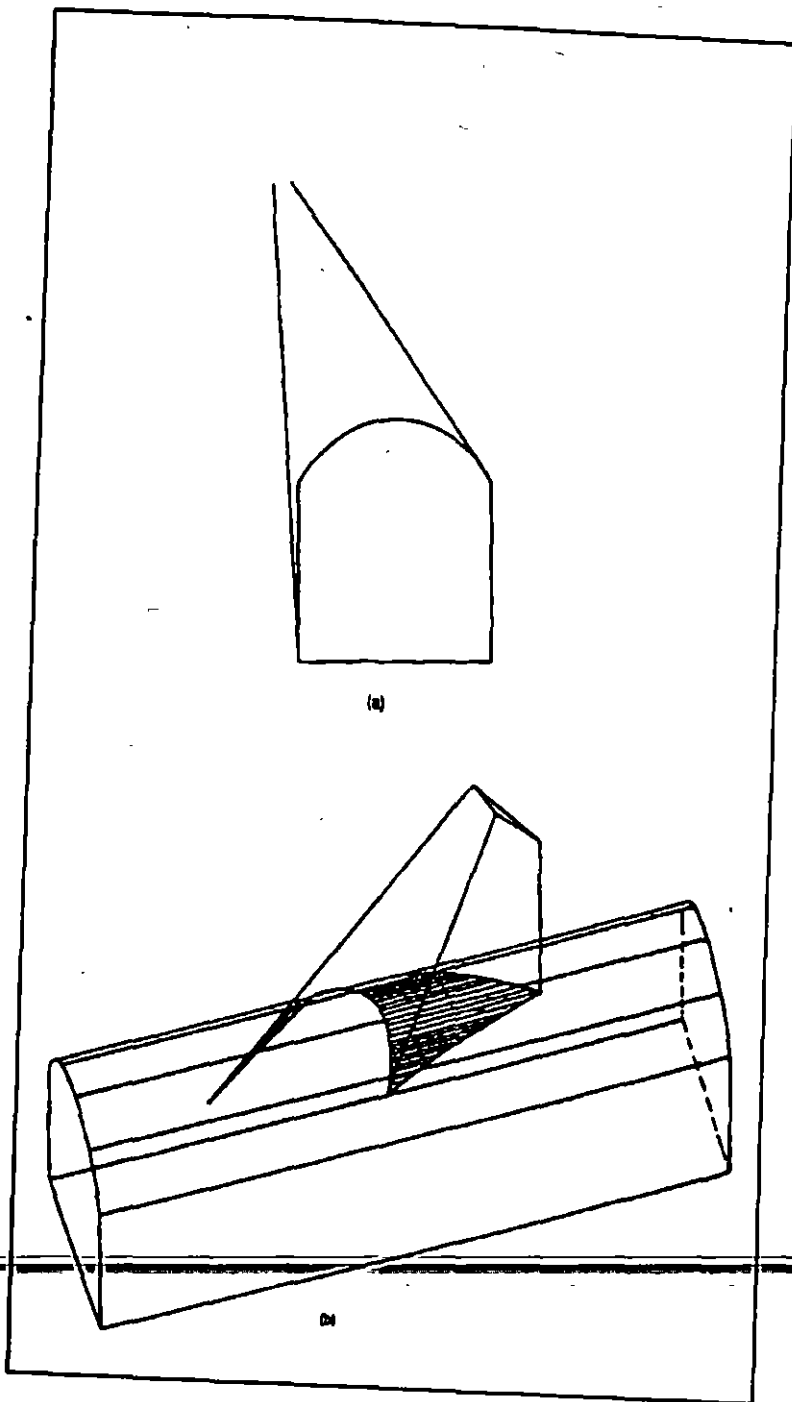


Figura No. 25

Esquema de bloque crítico típico en el techo de una caverna. Obsérvese que el poliedro converge en sus caras y aristas a un punto imaginario más arriba del nivel de la bóveda de la excavación.

V. COMENTARIOS GENERALES

Es obvio que cada uno de los temas tratados con este trabajo, tienen una mayor profundidad en libros y publicaciones especializadas, con una amplia cobertura técnica, que no sería posible tratar con detalle en este trabajo. Los párrafos anotados tienen por objeto ser accesibles al entendimiento conceptual de los estudios y apoyos de la ingeniería y a hacer notar las participaciones técnicas indispensables para obtener los mejores resultados posibles, por lo que el conocimiento profundo de los temas debe ampliarse mediante la consulta y estudio de trabajos técnicos y la bibliografía correspondiente.

Revisión y edición del texto, figuras y tablas a cargo de Lourdes Ferrar Schmaeck.

VI. BIBLIOGRAFÍA

- **American Geological Institute; Glossar of Geology**, Printed 1980, and bound in the U.S.A. Library of Congress. Ed. Robert L. Bates and Julia A. Jackson.
- **Bel F.G.; Engineering Geology and Geotechnics**, Ed. Butter Worth and Co. (publishers) Ltd. 1980.
- **Cía. Mex Explox, S.A.; Manual para el Uso de Explosivos**, 1958.
- **Davis, George H.; Structural Geology of Rocks an Regions**; Ed. John Wiley and Sons, edition 1984.
- **G. Boillot; Geología de los Márgenes Continentales**; Ed. Massan, S.A. Paris, 1984, Versión castellana de V. García Dueñas y F. González Cordero. España.
- **Griffiths, D.H.; Ring, R.F.; Geofísica Aplicada para Ingenieros Geólogos**, Ed. Paraninfo, Madrid, 1972, Versión en español de la edición en inglés, Pergamon Press Ltd, Oxford.
- **Goodman Richard E.; Gen-hua Shi; Block Theory and its Application to Rock Engineering**; University of California, Berkeley. Ed. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- **Harvey, J.C.; Geología para Ingenieros Geotécnicos**; Ed. Limusa, México, 1987, versión en español de la versión en inglés, Cambridge University Press.
- **Hoek, D.E.; Excavaciones Subterráneas en Roca**; Ed. Mc. Graw-Hill, México, 1985, edición en inglés, Mc. Graw-Hill Book Co., U.S.A.
- **Megan, T.M.; Bartlett, J.V.; Túneles, Planeación, Diseño y Construcción**; Dos volúmenes, Ed. Limusa, 1990, versión en español de la edición de Ellis Horwood Limited, Inglaterra.
- **Pettijohn, F.J.; Sedimentar y Rocks**; Ed. Harper and Brother, New York, U.S.A.; second edition.
- **Phillips, F.C.; La Aplicación Estereográfica en Geología Estructural**; Ed. H. Blume, Ediciones; Madrid, 1977; edición en inglés Edward Arnold Publishers Ltd.

IMPORTANCIA DE LA GEOLOGIA EN LAS OBRAS CIVILES

La seguridad para el buen funcionamiento de las obras civiles y el mejor aprovechamiento de los recursos geológicos para su construcción, han sido los factores principales que han influido para la creación de la especialidad conocida con el nombre de Geotecnia o Ingeniería Geológica, cuya definición simple se entiende como "La Geología aplicada a la Ingeniería Civil", la cual se encarga de proporcionar desde el punto de vista geológico, los datos requeridos para la elaboración del proyecto de construcción y durante ésta a coadyuvar a la resolución de los problemas que se presentan.

El principio fundamental en una exploración geotécnica, independientemente de la obra civil de que se trate, es la estrecha colaboración y entendimiento entre el Ingeniero Civil y el Geólogo, pues si bien, el Ingeniero Civil es quien establece los requerimientos de la información, el geólogo es quien planea y organiza la investigación para identificar los problemas y riesgos geológicos del sitio por estudiar.

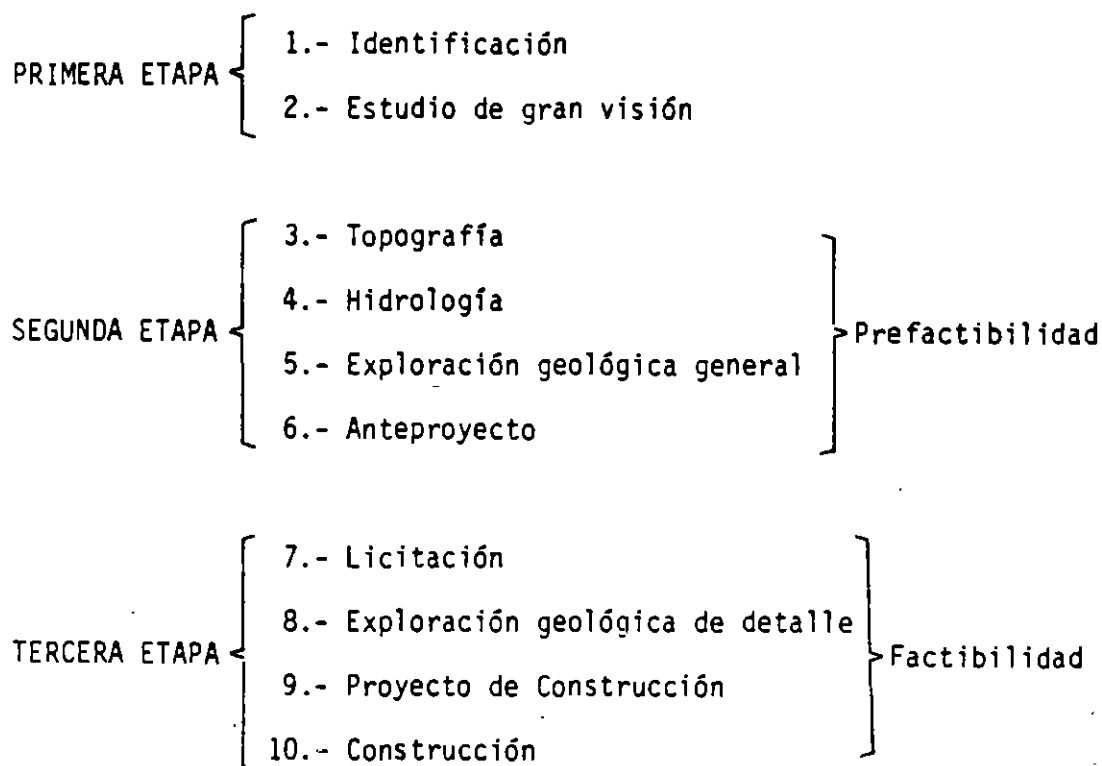
Desde su origen, el hombre ha buscado sitios con seguridad para poder habitar, que los protegieran tanto de fenómenos naturales como de otros peligros y si en un principio estos lugares los constituían cavidades en la roca, con el tiempo fue construyendo sus propias habitaciones y sus mismas necesidades los han ido empujando a la construcción de obras civiles de gran envergadura para satisfacer su creciente demanda de requerimientos para su subsistencia. Los fracasos en las construcciones no se han hecho esperar los cuales han sido debidos principalmente al desconocimiento de la geología que diera seguridad a la cimentación de las obras y a la sismicidad que actúa sobre ellas y así podemos enumerar infinidad de casos en los cuales las construccio

nes han fracasado, ya sea porque los sitios no fueron los apropiados para la cimentación, o bien al tratar de embalsar el agua en una presa, ésto no se logró por no haber detectado la existencia de fallas o la permeabilidad natural de la roca que no lo permitía, o bien que los sitios elegidos para las construcciones se ubicaran en zonas de alto riesgo sísmico. Algunos casos de estos fracasos a los que se ha enfrentado el hombre, entre otros, son por ejemplo la destrucción de la presa de Bayon en Italia debido a un deslizamiento de tierra, la pérdida de grandes construcciones en San Francisco, Cal., debido a la activación de la falla de San Andres y mas recientemente lo acontecido en la Cd. de México el 19 de septiembre del año ~~1985~~¹⁹⁸⁵ como consecuencia de un gran sismo que tuvo su origen con el rompimiento de la corteza terrestre frente a la costa de Guerrero-Michoacán en el Océano Pacífico, lo cual ha conducido a que actualmente se esté llevando a cabo un estudio exhaustivo de las condiciones geológicas del subsuelo del Valle de México para elaborar un catálogo de construcción adecuado por zonas, cada una de ellas con sus características propias.

En la actualidad no se concibe la construcción de una obra, sin el conocimiento adecuado de la geología. La profundidad y grado de detalle al que deben llevarse los estudios geotécnicos, dependerán de la magnitud y características de las obras. La mayor aplicación de estos estudios la constituye la construcción de presas, centrales nucleares, plantas termoeléctricas, puentes, edificios, desarrollos urbanos, carreteras, etc., en donde la geología se ramifica en varias especialidades para llevar a cabo entre otros, los estudios para la cimentación de la obra, estabilidad de taludes, excavaciones de obras subterráneas y a cielo abierto, tratamientos y protecciones de la roca, determinación de propiedades geomecánicas de la roca "in situ", determinación del riesgo sísmico, localización de materiales de construcción,-

hasta la localización de acuíferos y perforación de pozos para el abastecimiento de agua para las diversas necesidades de las obras.

La secuencia de actividades que debe seguirse para llegar a la construcción de una obra de ingeniería, es la siguiente:



La realización de un estudio geotécnico requiere de una organización adecuada para lograr los objetivos deseados y para ello deben seguirse la siguiente orden de actividades:

1.- **Planeación.** - Consiste en la programación de las obras exploratorias por ejecutarse, tanto por métodos directos como indirectos, debiéndose indicar objetivo, tiempo y costos de los mismos, así como las necesidades de personal, materiales y equipos requeridos.

En la mayoría de los casos, la primera planeación se ve modificada por el resultado de los datos obtenidos, teniéndose -

que recurrir a nuevas exploraciones para definir con precisión los aspectos geológicos de mayor importancia.

- 2.- Exploración.- Consiste en la ejecución de los trabajos programados en la etapa anterior.
- 3.- Pruebas y Mediciones.- El Ingeniero Civil para la elaboración de su proyecto de construcción, requiere de los valores de las propiedades índices de las rocas y suelos, para lo cual debe recurrirse a la ejecución de pruebas tanto "in situ" como en laboratorio y a la colocación de instrumentos para determinar la importancia de los accidentes geológicos, como son: inestabilidad de taludes, actividad de fallas, etc., los que en varias ocasiones requieren de mediciones especiales para determinar su grado de magnitud.
- 4.- Análisis.- Es la síntesis de los datos obtenidos con las exploraciones y las propiedades índices de las rocas y suelos para la realización de un modelo geológico representativo del sitio de construcción.
- 5.- Informe Final.- Es la interpretación de todos los trabajos exploratorios ejecutados, en el que deben enumerarse los riesgos geológicos específicos del sitio y los métodos correctivos posibles.

Resumiendo lo anterior, los requerimientos de información que establece la Ingeniería Civil para la elaboración del proyecto de construcción son los siguientes:

- a) Conocimiento de la resistencia, deformabilidad, permeabilidad y estabilidad de los materiales, que constituyen la base de la cimentación y empotr

mientos para la obra.

- b) Configuración del o los niveles freáticos, movimientos del flujo y distribución de las presiones del agua subterránea.
- c) Localización de materiales de construcción.
- d) Identificación de los riesgos geológicos y los métodos correctivos.

Para la obtención de los requerimientos anteriores, un estudio geotécnico para la construcción de una obra civil comprende desde su inicio hasta su construcción, la ejecución de tres etapas que van desde exploraciones muy generales hasta las de gran detalle:

1a. ETAPA.- IDENTIFICACIÓN Y GRAN VISION

Esta comprende las exploraciones preliminares que deben ser ejecutadas - considerando para ello un tiempo y costo reducidos, pero que introduzcan en el conocimiento básico del sitio, permitiéndolo visualizar si no está afectado por accidentes geológicos de importancia que pongan en duda la construcción de la obra.

Los aspectos principales que deben ser definidos con las exploraciones realizadas en esta etapa son los siguientes:

- a) Estructura general y tipo de formación.
- b) Grandes fallas, sobre todo si son activas.
- c) Vulcanismo, definiendo si es activo, latente o extinto.
- d) Zonas inestables.
- e) Sismicidad regional.
- f) Condiciones geohidrológicas generales.

Tomando como principio el hecho de que estos estudios deben considerar-

se dentro de un tiempo y costos reducidos, la información obtenida debe basarse principalmente en los siguientes aspectos:

- a) Información existente.
- b) Fotogeología, basada en fotografías aéreas con escala de 1:20 000 y -- 1: 50 000.
- c) Geología superficial de comprobación general.

Con la información obtenida en el desarrollo de esta etapa debe formularse un informe en el que se concluya si el sitio reúne condiciones generales aceptables para la construcción de una obra o bien si la magnitud de -- los problemas geológicos son tales que debe ser desechado.

Para el caso en el que un sitio es desechado, el alcance de la información de esta etapa, debe permitir las posibilidades de seleccionar otras alternativas que reúnan condiciones más favorables para el emplazamiento de la obra y en su caso presentar la información necesaria para proseguir con la siguiente etapa exploratoria.

Una vez realizado lo anterior y considerando que la alternativa estudiada pasó el tamiz de requerimientos estipulados en la 1a. etapa, se prosigue a dar inicio a la segunda etapa exploratoria, denominada de prefactibilidad.

2a. ETAPA.- PREFACTIBILIDAD

Los estudios en esta etapa son de semidetalle, debiéndose determinar con cierta precisión las condiciones y características geológicas locales y regionales, las propiedades geomecánicas principales de la roca y suelos, -- la localización de materiales de construcción (arcilla, grava-arena, enroca

generales como son la estructura, contactos, fallas, fracturas, tipo de formaciones, hidrología, etc., que al ser chequeados por geología superficial -- conducen a un entendimiento rápido de la geología regional y local de la -- zona estudiada.

La aplicación de la geofísica conduce a un conocimiento semidetallado de información que por métodos directos sería muy costoso y dilatado. Entre la principal información que se puede obtener por medio de la geofísica -- están los siguientes aspectos:

- Accidentes geológicos que son visualizados superficialmente.
- Propiedades geomecánicas in situ de las rocas y suelos.
- Espesores de intemperismo y roca decomprimida.
- Contactos geológicos.
- Espesores de rellenos aluviales.
- etc.,

II.- Métodos Directos:

Son los que permiten entrar en contacto directo con los aspectos geológicos del sitio estudiado, proporcionando así una información confiable.

Los métodos directos más comunmente utilizados en las exploraciones -- geotécnicas son:

a) Geología superficial de detalle

Esta se realiza por medio de caminamientos, utilizando brújula tipo -- Brunton y cinta para la obtención de los datos estructurales de los rasgos y accidentes geológicos y de las formaciones, recopilando muestras representativas de éstas para su determinación petrográfica y paleontológica. Los

datos obtenidos son vaciados a planos fotogramétricos o topográficos para su interpretación correspondiente, formando así los planos geológicos que son tomados como base para proseguir con otras exploraciones de mayor detalle, como son la perforación de sondeos y excavaciones tanto subterráneas como a cielo abierto.

Entre la principal información que por geología superficial se obtiene, está la estructura geológica general, la tectónica, la estratigrafía, accidentes geológicos, zonas inestables y localización de materiales de construcción.

b) Perforación de Sondeos

Este método exploratorio es programado tomando como base los resultados de los métodos indirectos y la geología superficial. Para su ejecución, el equipo más comunmente utilizado es la máquina rotaria para la obtención de núcleos, equipada con coronas de diamante y barriles muestreadores. La obtención de núcleos representativos, es una de las armas más importantes con que cuenta el geólogo para la interpretación correcta de la geología del sitio, obteniéndose de ellos entre otros los siguientes datos:

- Litología.

- Espesor de intemperismo y roca decomprimida.

- Calidad de la roca (R.Q.D.).- Recuperación total.

- Fracturamiento.

- Permeabilidad (Lugeon y Lefranc).

- Propiedades geomecánicas de la roca.- Laboratorio.

- Movimiento y distribución del agua subterránea.- Configuraciones del o los niveles freáticos por medio de instalación de piezómetros. Pre-

BIBLIOGRAFIA

CURSO GEOLOGIA APLICADA JULIO 1991

- BELL F.G.: 1980 *Engineering Geology and Geotechnics*, 497 pags. Ed. NEWNES-BUTTERWORTHS, London-Boston
- BUREAN OF RECLAMATION, 1981 Departamento del Interior E.U.A. Diseño de Presas Pequeñas, una publicación Técnica de Recursos Hidráulicos, 639 pags. Cía. Editorial Continental, S.A., México.
- CAMBEFORT HENRY 1875, Perforaciones y Sondeos, 434 pags. Editorial Omega, Barcelona.
- CENTRO DE ESTS. EN EL USO DE EXPLOSIVOS INDUSTRIALES A.C. 1986 Demolición técnica de edificios mediante el uso de explosivos. Seminario de orientación No. 886-2 México.
- DAVIS GEORGE H., 1984 *Structural Geology Rocks and Regions*, 492 pags. Universidad de Arizona, Ed. John Wiley and Sons. E.U.A.
- DE SITTER, 1956 *Structural Geology*, 552 pags. Ed. Mc Graw-Hill Book Company, London-N. York-Toronto
- GOODMAN RICHARD E. Y GEN-HUA SHI, 1985 *Block theory and its Application to Rock Engineering*, Ed. Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
-
- GRIFFITHS D.H., KING R.F. 1972, *Geofísica Aplicada para Ingenieros*, 231 pags. Ed. Paraninfo Madrid.
- HOEK E., BROWN E.T., 1980 *Excavaciones Subterráneas en Roca*, 634 pags. Ed. Mc Graw-Hill.
- JUAREZ BADILLO E. Y RICO RODRIGUEZ ALFONSO 1980. Mecánica de Suelos, tres tomos, Editorial Omega Barcelona.

LAHEE FREDERIC H. 1975 *Geología Práctica*, 895 pags. Editorial Omega, Barcelona

MANUAL DE INGENIERIA DE SUELOS,
SECCIÓN 8, 1972

Ingeniería Geológica, 86 pags. Editorial Diana. Departamento de Agricultura, E.U.A.

MARSAL RAUL J. Y
RESENDIZ N. DANIEL, 1975.

Presas de Tierra y Enrocamiento, 546 pags. Editorial Limusa México.

MATTAUER MAURICE, 1976

Las Deformaciones de los Materiales de la Corteza Terrestre, 524 pags. Editorial Omega, Barcelona.

PHLLIPS F.C., 1975

La publicación de la Proyección Estereográfica en la Geología Estructural, 132 pags. H. Blume Ediciones, Madrid.

PRIEST. S.D. 1980 *Método de Proyección Hemisférica en mecánica de Rocas*, Ed. Colegio Imperial de Ciencias y Tecnología, Londres.

QUIDO ZARUBA Y VOJTECH MENCL, 1969

Landslides and Their Control, 214 pags. Elsevier Amsterdam y Academia de Ciencias Checoslovaquia.

SHERBON HILLS E. 1979

Elements of Structural Geology, 502 pags. Ed. Chapman and Hall Ltd. and Science Paperbacks.