



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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y

LA CONSTRUCCION

TRATAMIENTO DE MACISOS ROCOSOS

Mayo, 1981



CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS	1
5.1 INTRODUCCION	1
5.2 INYECCIONES	2
5.2.1 ESTUDIO DEL TERRENO POR INYECTAR	2
5.2.1.1 Reconocimiento para impermeabilización de cimentaciones	3
5.2.1.2 Reconocimiento para consolidación de cimentaciones	3
5.2.2 SELECCION Y PREPARACION DE LAS MEZCLAS DE INYECCION	3
5.2.2.1 Selección de lechadas según la granulometría y permeabilidad del terreno por inyectar	3
5.2.2.2 Propiedades de las mezclas	3
5.2.2.3 Tipos de mezclas	11
5.2.2.4 Preparación de las mezclas	19
5.2.2.5 Observaciones in situ	26
5.2.3 INYECCION DE ROCAS FISURADAS	26
5.2.3.1 Métodos de inyección	26
5.2.3.2 Arreglo y orientación de las perforaciones	28
5.2.3.3 Diámetro de las perforaciones	30
5.2.3.4 Equipo de perforación	31
5.2.3.5 Equipo de inyección	32
5.2.3.6 Procedimiento de inyección	34
5.2.4 INYECCION DE MEDIOS POROSOS Y GRANULARES	39
5.2.4.1 Método de inyección	39
5.2.4.2 Arreglo y orientación de las perforaciones	41
5.2.4.3 Diámetro de las perforaciones	43
5.2.4.4 Equipo de perforación	43
5.2.4.5 Equipo de inyección	43
5.2.4.6 Procedimiento de inyección	43
5.2.5 CONTROL DEL TRATAMIENTO	44

5.2.5.1 Control previo al tratamiento	44
5.2.5.2 Control durante el tratamiento	44
5.2.5.3 Control después del tratamiento	45
5.2.6 COSTOS	46

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

5.1 INTRODUCCION

Este capítulo comprende el tratamiento de los macizos rocosos y de los suelos aluviales. Se incluye el tratamiento de los suelos aluviales debido a su importancia en la ingeniería de cimentaciones y a que el tema no está tratado en ningún otro capítulo de este Manual.

El tratamiento en los macizos rocosos tiene la finalidad de reducir su permeabilidad y/o reducir su deformabilidad y/o aumentar su resistencia.

Los procedimientos de tratamiento de los macizos rocosos más comunes son:

- a) La inyección de lechadas
- b) El drenaje
- c) El anclaje

Otras técnicas menos comunes son la electrólisis y el congelamiento y el cido de las arcillas.

5.2 INYECCIONES

En los macizos rocosos y en los suelos aluviales las inyecciones de mezclas o lechadas se utilizan para reducir la permeabilidad (inyecciones de impermeabilización) y/o aumentar la resistencia y el módulo elástico (inyecciones de consolidación).

Para alcanzar los objetivos de la inyección deben rellenarse los huecos del medio en tratamiento con un líquido (lechada o mezcla) que se solidifica con el tiempo, el cual puede ser una suspensión (lechada de cemento) o una solución (productos químicos).

El campo de aplicación es el de las obras que requieren un emplazamiento en macizos rocosos o suelos aluviales que sea impermeable y/o poco deformable, como son las presas, túneles, canales, torres, pilas de puentes, etc.

5.2.1 ESTUDIO DEL TERRENO POR INYECTAR

Con el fin de seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la lechada por inyectar es necesario determinar la porosidad y/o el estado de fisuración del medio así como su permeabilidad.

Un macizo rocoso con una permeabilidad inferior a tres unidades Lugeon (absorción de tres litros por minuto y por metro lineal de perforación sometida a una presión de inyección de 10 kg/cm^2) no requiere tratamiento de inyección. Para presas de más de 30 m de altura se debe establecer como límite de permeabilidad para tratamiento una unidad Lugeon.

Los terrenos aluviales por su importante relación de vacíos y su heterogeneidad requieren de un reconocimiento especial y casi siempre deben ser inyectados para su impermeabilización.

El estudio de la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad de los macizos rocosos se lleva a cabo mediante pozos, galerías y zanjas.

Como este procedimiento es costoso y su ejecución lenta es frecuente recurrir a perforaciones con obtención de núcleos para sustituir o completar la información requerida.

Para determinar la permeabilidad del terreno que va a ser tratado se efectúa la prueba Lugeon en macizos rocosos fisurados y la prueba tipo Lefranc en suelos aluviales. En el cap B.3.4, tomo III, inciso 4.2.4 y en el cap B.2.2 inciso 2.2.1 se presenta la descripción de las pruebas mencionadas y otras menos comunes.

5.2.1.1 Reconocimiento para impermeabilización de cimentaciones

Consiste en el estudio previo de toda la zona que va a ser impermeabilizada, efectuando pruebas de permeabilidad hasta una profundidad en la cual la permeabilidad ya no sea importante. En cimentaciones de presas en terrenos aluviales es preciso hacer sondeos sistemáticos con ensayos de agua en todo el espesor del depósito. Sin embargo, no son recomendables los ensayos a más de 100 m de profundidad.

5.2.1.2 Reconocimiento para consolidación de cimentaciones

Las fórmulas de Boussinesq, que permiten estimar la distribución de esfuerzos en un medio seminfinito, elástico e isótropo, se aplican para determinar la profundidad hasta la cual los esfuerzos inducidos por la carga superficial son importantes. Esta profundidad es la que se adoptará para el reconocimiento, siempre que no sea menor que la mitad del ancho de la cimentación.

5.2.2 SELECCION Y PREPARACION DE LAS MEZCLAS DE INYECCION

5.2.2.1 Selección de lechadas según la granulometría y permeabilidad del terreno por inyectar

Se recomienda reproducir en el laboratorio la granulometría y relación de vacíos del terreno natural, especialmente en los suelos aluviales. A pesar de que las condiciones de campo no pueden ser reproducidas con fidelidad en

los ensayos de laboratorio, estos son adecuados como un procedimiento de bajo costo que permite determinar la lechada que es más conveniente inyectar en aluviones de acuerdo a la granulometría y a la permeabilidad de los mismos.

Las gráficas de las figs I.1 a I.3 permiten seleccionar la lechada de inyección de acuerdo con la granulometría del terreno inyectado.

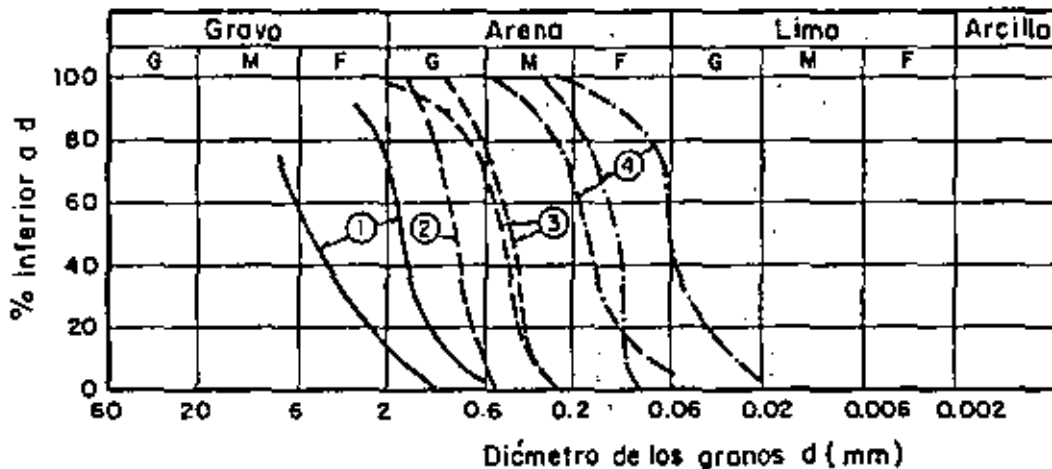
Es conveniente verificar si la mezcla determinada por medio de las tablas es adecuada. Para ello, se emplea la ecuación:

$$d \leq C \sqrt{k} \quad (1.1)$$

donde

- d diámetro medio de los granos de la lechada en micras
- k coeficiente de permeabilidad en m/seg
- C constante que varía entre 600 y 800

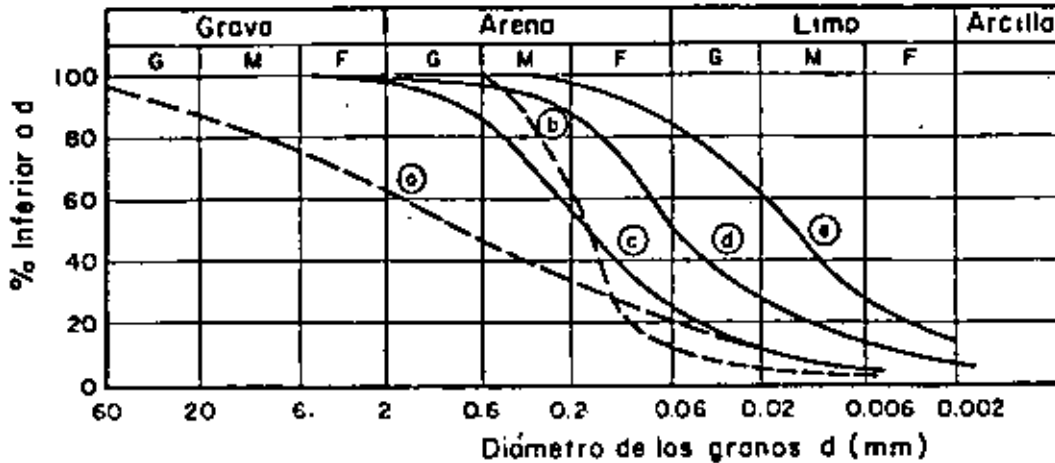
La ecuación anterior se presenta graficada en la fig I.4.



Tipos de mezclas

- 1 suspensiones de cemento
- 2 suspensiones de cemento-arcilla
- 3 suspensiones de arcilla
- 4 soluciones de silicato de sodio

FIG I.1. Curvas granulométricas correspondientes a los límites de penetrabilidad con suspensiones y soluciones coloidales, según varios autores



- a suspensiones cemento-bentonita y soluciones de silicato con aditivo orgánico
- b soluciones de silicato con aditivo orgánico
- c soluciones estables de cemento y resinas fenólicas
- d - e resinas fenólicas y acrílicas

FIG 1.2. Curvas granulométricas de terrenos tratados con inyecciones de soluciones coloidales y de resina pura

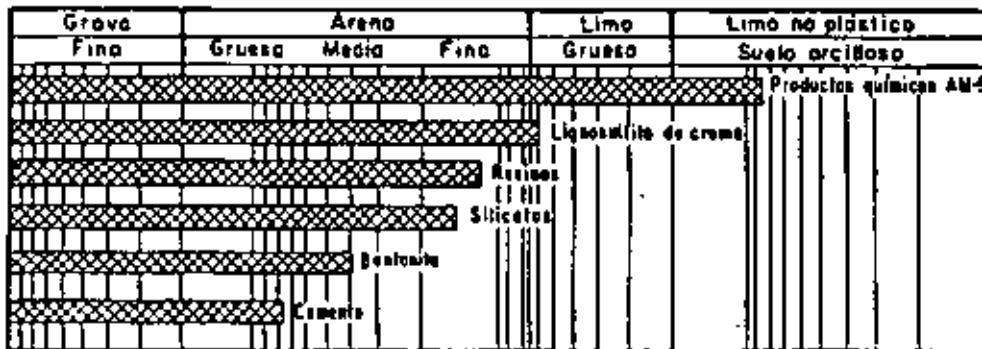


FIG 1.3. Intervalos de penetrabilidad con suspensiones y soluciones coloidales

5.2.2.2 Propiedades de las mezclas

a) Viscosidad

La viscosidad se mide principalmente en el viscosímetro de cilindros coaxiales y en los viscosímetros de circulación o conos calibrados.

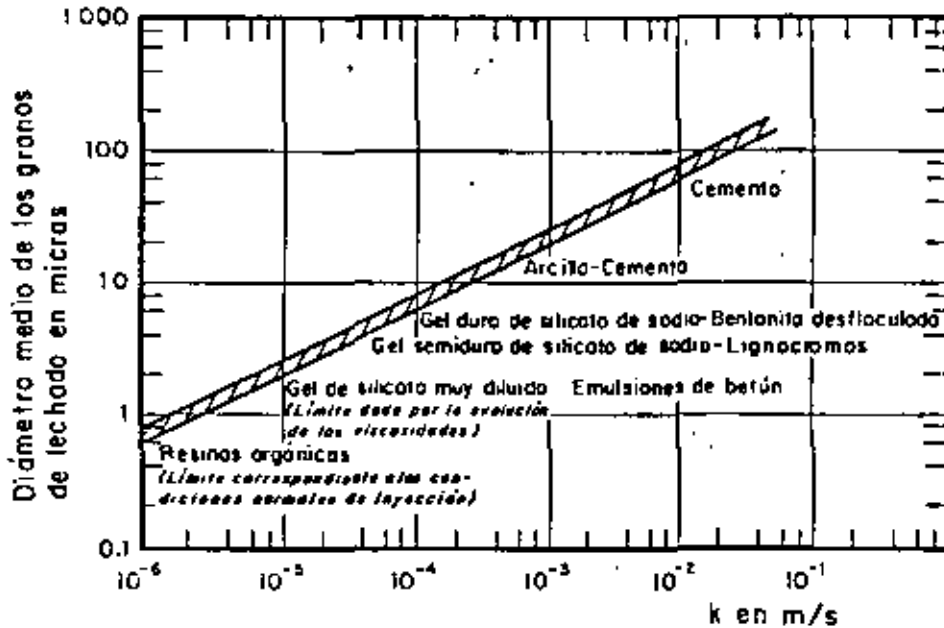


FIG I.4. Límites de penetrabilidad de los morteros basados en la permeabilidad de los terrenos

El viscosímetro de cilindros coaxiales consta de dos cilindros de altura h ; el interior, de radio r (fig I.5) cuelga de un cable de torsión; el exterior es móvil alrededor de su eje longitudinal y su radio es R . El momento M aplicado al cilindro interior se mide en el cable de torsión y la viscosidad μ puede estimarse aplicando las expresiones siguientes:

Para un líquido newtoniano

$$\omega = \frac{M}{4\pi h \mu} \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) \quad (I.2)$$

Para un fluido de Bingham

$$\omega = \frac{M}{4\pi h \mu} \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) - \frac{\tau_f}{\mu} \log \frac{R}{r} \quad (I.3)$$

donde

ω velocidad angular del cilindro exterior

τ_f límite de fluencia

La unidad de viscosidad en el sistema C.G.S. es el poise que es igual a una dina seg/cm².

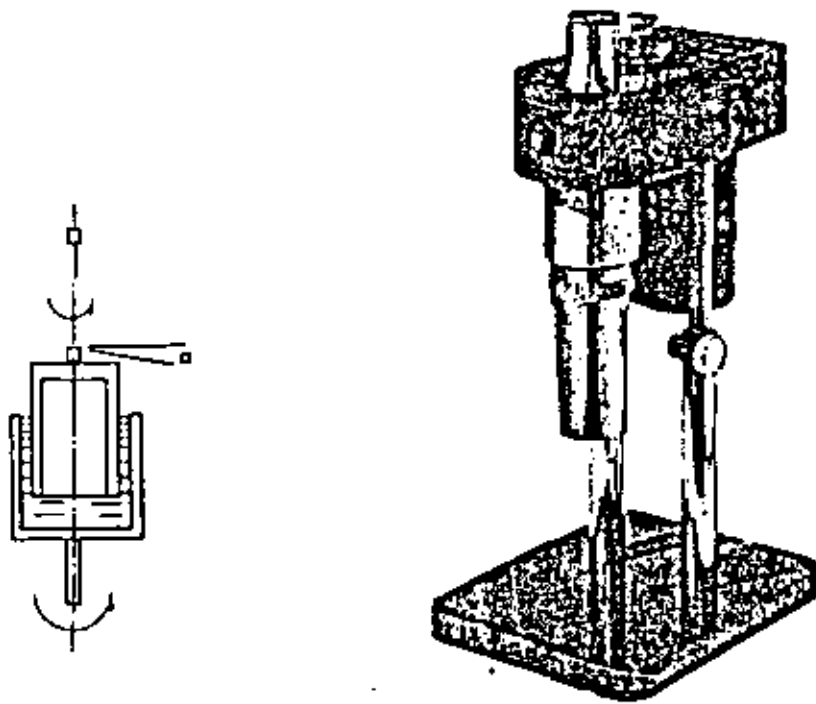


FIG I.5. Croquis y fotografía del viscosímetro de cilindros coaxiales

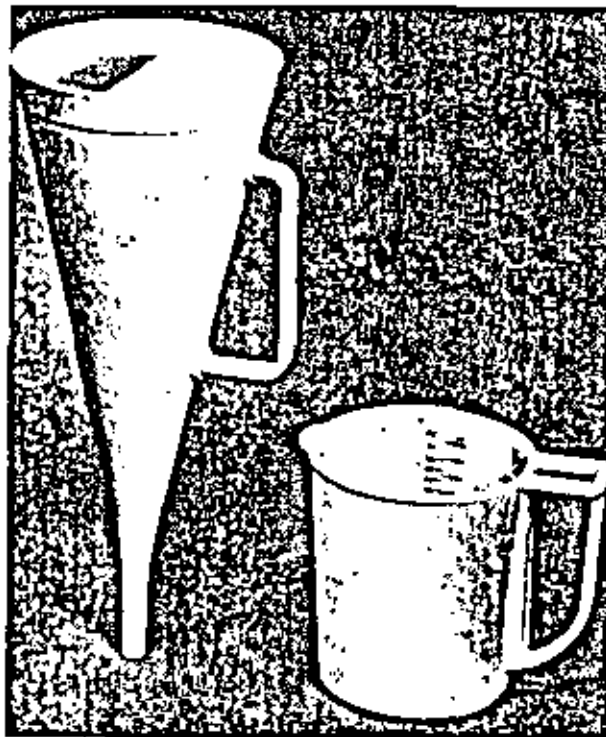


FIG I.6. Cono Marsh y taza graduada

Conociendo las dimensiones del aparato, la velocidad angular ω , y el momento M se obtiene μ y τ_f .

En el campo se acostumbra utilizar el cono calibrado tipo Marsh (fig I.6). En estos conos se mide el tiempo en segundos necesario para el vaciado de un volumen determinado. Esta medida depende de la viscosidad, del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla. El volumen de lechada comúnmente utilizado es de 1 o 1.5 litros.

La viscosidad aparente o fluidez de las lechadas adecuada para inyecciones medida en el cono Marsh varía entre 32 y 40 seg.

b) Decantación

La decantación es el espesor de la lámina de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas sólidas. Esta separación de fases da lugar, sobre todo en fisuras y cavidades horizontales, a un paso por donde puede circular el agua.

La decantación de la lechada antes de fraguar produce una disminución del contenido del agua de la fase sólida y un aumento de su resistencia. Varía en un intervalo muy amplio, en función de la naturaleza de la lechada y de la granulometría del terreno.

c) Exprimido

Es la separación del agua de una lechada que se filtra a través del medio poroso cuando se somete a la presión de inyección.

Un aparato universalmente empleado para medir el volumen de agua de la mezcla inyectada que se filtra en la roca y el espesor de los sólidos de la mezcla prensada resultante es el filtro-prensa (fig I.7). Se coloca la muestra de lechada en un cilindro provisto de un filtro y se le aplica una presión hasta de 7 kg/cm^2 . El ensayo se realiza bajo presión constante y volumen prefijado. Su duración depende del proporcionamiento de la mezcla y de las características de los materiales constitutivos.

El fenómeno que se logra reproducir con el filtro-prensa es el de la inyección de lechadas de cemento, arcilla-cemento y bentonita-cemento en rocas porosas y fisuradas. Los resultados pueden indicar si la granulometría del cemento es adecuada o no.

Si, por ejemplo, el esqueleto del cemento es muy abierto la arcilla se filtra a través del cemento, es decir, aparece una separación de fases. Pero el objetivo principal del experimento es el de indagar la reducción de la relación agua-cemento antes del fraguado.

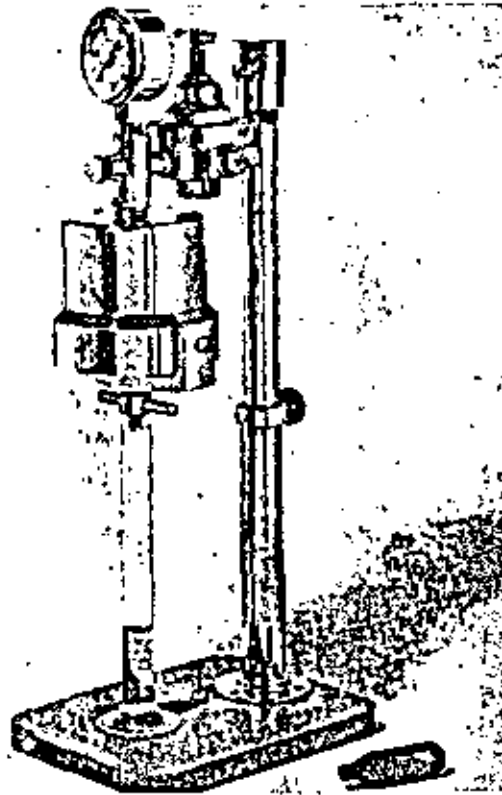


FIG 1.7. Filtro-prensa

d) Tixotropía y reopexia

La tixotropía es un fenómeno que aparece en ciertas suspensiones de arcilla en agua que consiste en el aumento de su viscosidad al disminuir la velocidad de circulación del fluido. El fenómeno inverso se denomina reopexia (fig 1.8).

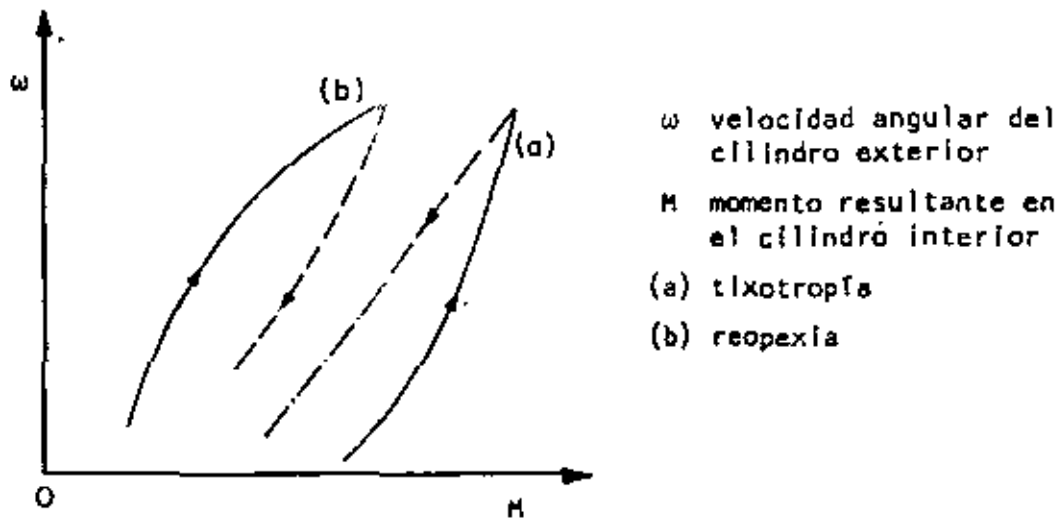


FIG 1.8. Tixotropía y reopexia.

La tixotropía y la reopexia de las lechadas son importantes en la inyección de las rocas. La tixotropía permite que a velocidades importantes la lechada penetre y finalmente al disminuir la velocidad adquiera una viscosidad suficiente para evitar la decantación de los granos de cemento. La reopexia, por otra parte, puede provocar obstrucciones importantes en las tuberías durante la inyección. Las dos características mencionadas pueden medirse por medio del viscosímetro de cilindros coaxiales.

e) Resistencia a la compresión simple

Las gráficas de resistencia a la compresión simple contra el cociente cemento-agua en peso, de mezclas con diferentes porcentajes de bentonita en peso del cemento (fig 1.9), da únicamente una idea de la resistencia de la lechada impregnada.

El efecto de interacción entre la mezcla y el terreno son predominantes en la resistencia del conjunto.

Esta prueba en mezclas químicas es inútil y poco significativa.

Cuando se prevé una reducción importante de la relación agua-cemento por

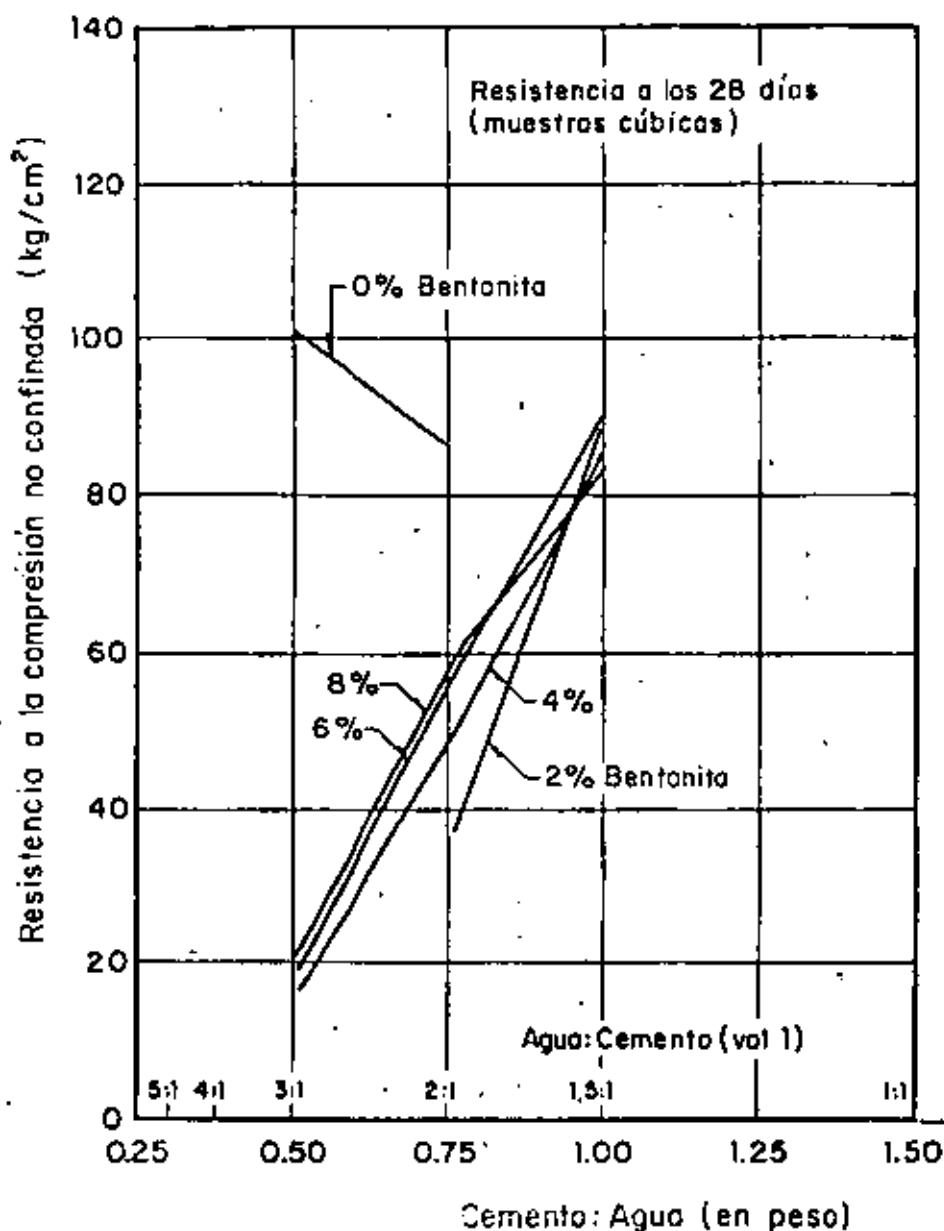


FIG. 9 Relación experimental entre la resistencia a la compresión no confinada (a los 28 días) y el cociente cemento-agua en peso

efecto de exprimido, la prueba de compresión simple deberá reproducir la condición final de la lechada inyectada, esto es, la condición posterior al exprimido.

5.2.2.3 Tipos de mezclas

a) Mezclas inestables

Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a

sedimentarse cuando deja de estar agitada o en movimiento. La mezcla inestable típica es la de agua-cemento, que puede ser utilizada en el tratamiento de macizos fisurados, pero no para la impregnación de materiales incoherentes. Es común también el uso de mortero agua-cemento-arena en el tratamiento de fracturas muy abiertas.

El agua libre separada del material sedimentado varía con el tipo de cemento, con el proporcionamiento de la mezcla y con la velocidad de revoltura del mezclador que puede alcanzar hasta 3 000 rpm.

Para dar una idea de la decantación que se obtiene al variar la relación agua-cemento en una suspensión inestable se presentan los resultados experimentales siguientes, en los que se emplearon 15 diferentes cementos.

CEMENTO/AGUA (en peso)	DECANTACION (%)
1/1	5 a 35
1/2	15 a 60
1/3	32 a 72

En un estudio realizado empleando 18 diferentes cementos franceses, con relación cemento-agua igual a 1/10, se obtuvieron decantaciones del 78 al 92 por ciento, siendo la densidad de los cementos de 1.34 a 2 t/m³ y la resistencia a la compresión de la mezcla, después de 15 días del fraguado, desde casi cero (ausencia de fraguado) hasta 75 kg/cm².

A fin de asegurar la penetración de las mezclas agua-cemento y de los morteros agua-cemento-arena es importante que la relación del tamaño de los sólidos de la mezcla cumplan con la regla siguiente:

Diámetro de la abertura > 15 veces el diámetro de los sólidos
de la mezcla

que expresada en otra forma es:

$$e_f > 15 D_{85}$$

donde

e_f espesor de la fisura

D_{85} diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro

Quando se inyectan suelos aluviales se establece una regla semejante a la empleada en la selección de filtros:

$$D_{15} \text{ aluvión} > 15 D_{85} \text{ mezcla}$$

donde

D_{15} diámetro tal que el 15% de los aluviones son menores que dicho diámetro

D_{85} (arriba descrito)

Otro criterio aplicado en la inyección de aluviones se basa en la fórmula de Kozeny que relaciona la permeabilidad del suelo con la abertura de sus poros:

$$\text{Diámetro máximo de los sólidos en la mezcla} < 2 A R = A \left(\frac{32 \mu k}{n \gamma g} \right)^{1/2}$$

donde

A coeficiente inferior a 1.0

2R diámetro promedio de los poros de los aluviones

μ viscosidad del fluido a la temperatura de la inyección

k permeabilidad al agua

n porosidad

γ peso específico de la mezcla

g aceleración de la gravedad

Las mezclas inestables se emplean también en el anclaje de las masas rocosas, rellenando el espacio de la perforación comprendido entre el ancla y la roca. Se selecciona la mezcla adecuada mediante pruebas de laboratorio en las que se obtiene la relación entre la resistencia a la compresión y el proporcionamiento de sus ingredientes.

b) Mezclas estables

Las mezclas estables son las que tienen menos del 5 por ciento de decantación. Existe un extenso número de combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante las inyecciones.

Cemento-bentonita

La adición de bentonita (cuando se trata realmente de una bentonita con LL del orden de 400 o 500 por ciento) puede ser pequeña (del 2 al 4 por ciento del cemento) y disminuir la decantación sin reducir de manera importante la resistencia de la mezcla.

La resistencia de la lechada depende principalmente del tipo de cemento y de la relación cemento-agua. La influencia de la bentonita puede ser notable y favorable cuando la dosificación de cemento es baja.

Para la relación cemento-agua de 1 a 1.5 resulta confiable la relación de Bolomey:

$$R = K (C/A - 0.5) \quad (I.4)$$

donde

R resistencia a la compresión simple

C/A relación cemento-agua en peso

K coeficiente que depende del tipo y edad del cemento

En una prueba realizada en el laboratorio de Solétanche resultó para un cemento de 28 días:

$$K = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad (I.5)$$

Para dosificaciones cemento-agua menores que las consideradas en la ley de Bolomey (1 a 1.5) se puede suponer la relación:

$$R = K (C/A)^n \quad (I.6)$$

donde K varía entre 5 y 130 kg/cm² (a los 28 días) y el coeficiente n aun-

que también variable puede considerarse de acuerdo con la tabla siguiente:

C/A (en peso)	n
0.2 a 0.4	3 a 2
0.4 a 1.0	2 a 1.5

Para impermeabilizar son usuales lechadas con una relación C/A de 0.6 a 1.2.

La dosificación de bentonita para tener una mezcla estable y reológicamente adecuada varía del 2 al 8%, dependiendo más de la calidad de la combinación que de la de los elementos por separado. Al disminuir la relación C/A aumenta la dosificación necesaria de bentonita.

En inyecciones de consolidación se emplea una relación C/A comprendida entre el 0.5 y 1.2 en peso, sin embargo, debido al fenómeno del exprimido (inciso 5.2.2.2c) se pueden obtener resultados análogos con menor cantidad de cemento.

Tanto las pruebas de laboratorio como las observaciones de campo han mostrado que el fenómeno del exprimido es importante. En el laboratorio se han medido reducciones del volumen inicial del 30 al 55%.

Cemento-arcilla

La suspensión arcilla-agua aunque estable puede requerir de cemento para aumentar su resistencia al destaponamiento.

Para una relación cemento-agua dada (con base en la resistencia prevista) la cantidad de arcilla requerida para obtener una lechada reológicamente satisfactoria depende de manera importante de la propia calidad de la arcilla.

La cantidad de la arcilla seca será menor a mayor límite líquido (50 a 150 por ciento) y será mayor la eficiencia de la dispersión e hidratación de la arcilla antes de añadir el cemento.

Para una relación cemento-agua dada, la cantidad de arcilla será generalmente mayor que la de bentonita para obtener una mezcla estable e inyectable,

y siendo más económica, se puede utilizar en el caso de consumos fuertes (rocas karstificadas, por ejemplo).

Para relaciones cemento-agua en peso superiores a 0.3 se obtiene la expresión:

$$R = 100.0 (C/A - 0.25) \quad (I.7)$$

que da una idea de la resistencia a la compresión simple, R, que puede obtenerse estabilizando la mezcla con arcilla o bentonita con límites líquidos del 50 al 600%.

La relación entre la proporción C/A y R expresada por la ec 1.7 y otras más son únicamente orientadoras. Siempre es necesario experimentar con los productos disponibles y tener presente el efecto del exprimido.

c) Productos químicos

Para inyectar rocas con fisuras muy pequeñas o suelos aluviales con espacios intergranulares muy reducidos, es preciso, utilizar líquidos que sufran el proceso de gelificación. Hoy día, los productos utilizados con esta fin son:

- los geles de silicato de sodio y reactivo
- las resinas orgánicas del tipo del A.M. 9.

Geles de silicato de sodio

Estos productos son de cohesión reducida y únicamente sirven para impermeabilizar, pero como son bastante fluidos, su penetrabilidad es buena y complementan muy ventajosamente a los morteros de arcilla-cemento en las inyecciones de masas rocosas con fisuras muy pequeñas y de aluviones constituidos por arenas finas.

El tiempo de gelificación de una solución de silicato de sodio y reactivo está dado por la relación experimental siguiente:

$$t = e^{-kC} \quad (I.8)$$

donde

- t tiempo de fraguado del gel
- e base de los logaritmos naturales
- k constante que depende de la concentración del silicato, dada por el cociente S_iO_2/Na_2O en peso, y de su temperatura
- C concentración del reactivo en solución normal de silicato

La fig I.10 muestra un ejemplo de la relación anterior cuando varía la concentración del reactivo contenido.

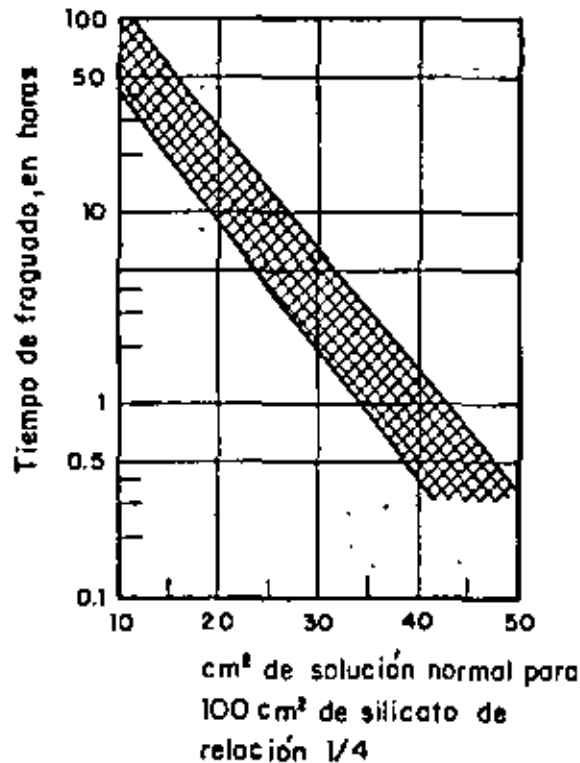


FIG I.10. Variación del tiempo de fraguado de los geles en función del porcentaje de reactivos contenido

En caso de que la temperatura aumente, el tiempo de gelificación disminuye en la mitad para cada 10°C de aumento (fig I.11).

Es importante verificar en el laboratorio, que los geles utilizados para las inyecciones de impermeabilización no van a ser deslavados por las aguas de

filtración. Este dato se obtiene mediante pruebas de permeabilidad. Se ha comprobado que los geles menos sensibles al deslave son los que constan de aluminato de sodio ($Al_2O_3Na_2$) o el ácido fosfórico (PO_4H_3) como reactivos.

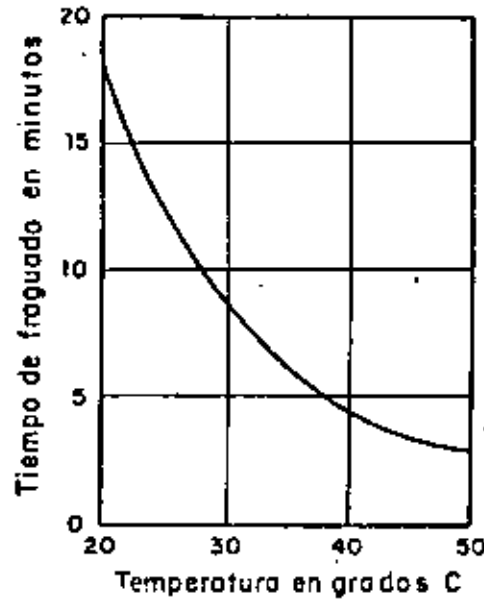


FIG I.11. Influencia de la temperatura en el tiempo de fraguado

Resinas orgánicas del tipo AM9

Las resinas orgánicas se gelifican al cabo de un cierto tiempo convirtiéndose en un sólido más o menos resistente. Existe una gran variedad de estas resinas que pueden ser convenientes. Una de las consagradas en las aplicaciones prácticas es la acrilamida o AM9 que se obtiene de la hidratación del grupo nitrilo del ácido cianhídrico.

El AM9 se emplea diluyéndolo en agua. La concentración que se emplea varía del 3 al 10%, con la cual se alcanza una viscosidad de 3 a 4 centipoises, es decir, una viscosidad apenas mayor que la del agua. Esta es una gran ventaja porque, en tanto que no se produzca la gelificación, el AM9 puede penetrar por todos los lugares donde el agua puede circular. Otra ventaja es que esta viscosidad permanece constante hasta el momento de la gelificación.

El tiempo de fraguado es perfectamente regulable, desde unos minutos hasta varias horas, dependiendo de las concentraciones de AM9, de las de los reactivos y de la temperatura.

El producto AM9 es muy conocido y proporciona lechadas de menor resistencia que los geles de sílice pero impermeabilizantes para medios poco permeables, aunque estos casos son excepcionales, ya que tales medios, por lo general, no tienen necesidad de tratamiento.

Otros productos

En las tablas I.1 y I.2 se resumen las propiedades de mezclas con base en silicato, resinas orgánicas, urea y otros productos. La resistencia fue determinada en arenas inyectadas con los productos químicos.

TABLA I.1. Pruebas en arena tratada con productos químicos

Prueba	ARENA GRUESA						ARENA MEDIA			
	Silicato		Urea-formaldehído		Poliéster		Silicato		Resina poliéster	
	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa %	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa %	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa %	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa %	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa %
Compresión no confinada	9-50	58-97	1.5-7	61.3-67	230-250	40-67	17-20	50-92	280-330	78-99
Tensión	1-3	52-95	1-7	61.7-74	---	---	1.7-4.4	50-93	---	---

La gráfica de la fig I.12 muestra la comparación de la resistencia a la compresión de lechadas con base en cemento y varios productos químicos. Las lechadas fueron inyectadas en arena fina a media, húmeda y compactada.

5.2.2.4 Preparación de las mezclas

a) Orden de suministro de los ingredientes

Cuando una mezcla está constituida por varios productos, puede tener gran importancia el orden en que estos se mezclan, sobre todo si alguno de ellos tiene un alto contenido de coloides.

TABLA L.2 Propiedades de lechadas comúnmente usadas

Lechada	Catalizador	Resistencia no confinada del suelo inyectado kg/cm ²	Viscosidad centipoises	Tiempo de fraguado minutos	Toxicidad*	Polución
Silicatos						
Concentración baja	Bicarbonato	.7 - 3.5	1.5	0.1-300	No	No
Concentración Baja	Producto de la Halliburton Co.	.7 - 3.5	1.5	5-300	No	No
Concentración baja a alta	Siroc-Diamond Shamrock Chemical Co.	.7 - 35	4-40	5-300	No	No
Concentración baja a alta	Cloruro-Proceso Joosten	.7 - 70	30-50	0	No	No
Concentración baja a alta	Acetato etílico Solimánche y Halliburton	.7 - 35	4-40	5-300	No	No
Concentración baja a alta	Rhone-Progil 600	---	---	---	---	---
Concentración baja a alta	Geloc-J M. Baker Co.	.7 - 350	4-25	2-200	No	No
Concentración baja a alta	Geloc-Jr	.7 - 125	4-25	0.5-120	No	No
Ligazón						
Biox-all	Producto de la Halliburton Co.	.3 - 6.3	8-15	3-90	SI	SI
TDH	Producto de la Cementation Co.	3.5 - 35	2-4	5-120	SI	SI
Terra-Firma	Producto de la Cementation Co.	.7 - 3.5	2-5	10-300	SI	SI
Lignosol	Producto de la Lignosol Co.	.7 - 3.5	50	10-1000	SI	SI
Activada						
An-5***	Persulfato de sodio o amonio y DMAPH	3.5 - 35	1.2-1.6	0.1-1000	SI	SI
Formaldehído						
Urea-Formaldehído	Producto de la Halliburton Co.	>70	10	4-60	SI	SI
Urea-Formaldehído	Producto de la Cyanamid Co.	>35	13	1-60	SI	SI
Resorcina-Formaldehído	Producto de la Cementation Co.	>35	3.5	---	SI	SI
Tannin-Para-formaldehído	Borden Co. MQ-8	---	---	---	SI	SI
Geoseal MQ-4 y MQ-5	Producto de la Borden Co.	---	---	---	---	---
Acido gálico no sabilado						
Polythixon FRD	Producto de la Cementation Co.	>35	10-80	25-360	No	No

* Materiales que deben manejarse con precaución y/o ropa de protección
 ** Contamina el agua con la que entra en contacto
 *** Disponible bajo las denominaciones de PWG o Inyectite-Q.

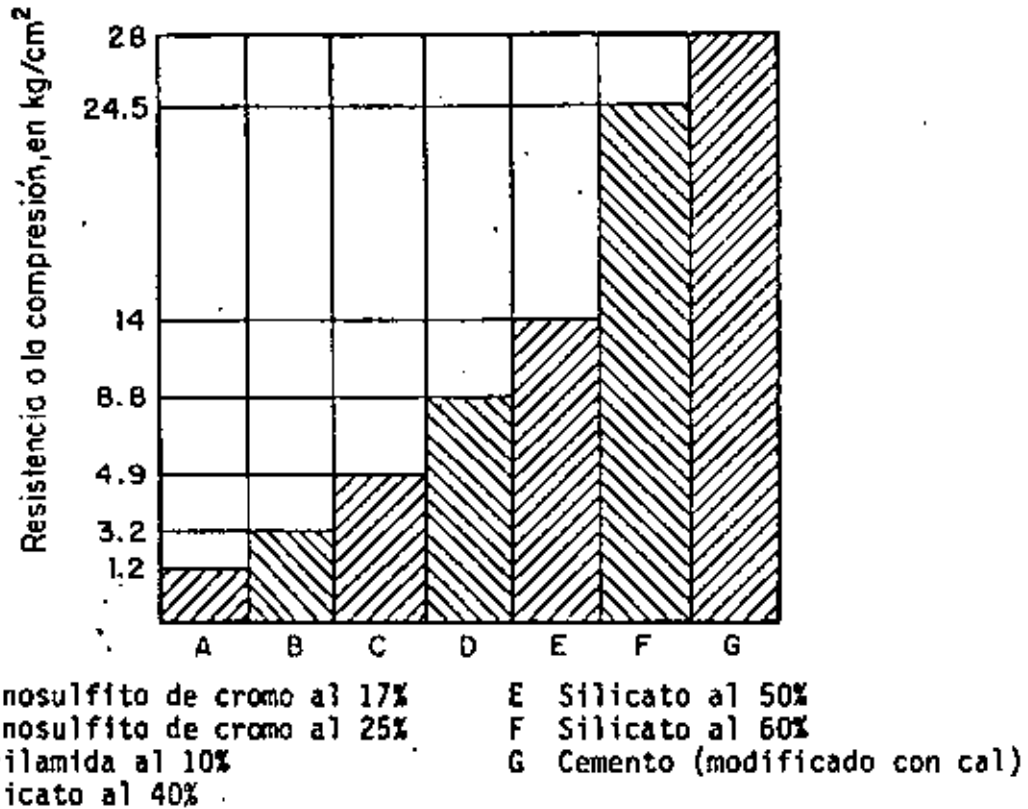


FIG I.12. Resistencia a la compresión de varias mezclas

El comportamiento de la bentonita, por ejemplo, es totalmente diferente según se utilice inmediatamente después de diluida o se espere varios días. En este último caso todas las partículas tienen tiempo de saturarse por completo. El producto final es más coloidal que con una rápida impregnación de agua.

Las mezclas estables cemento-bentonita deben ser preparadas en mezcladoras de alta velocidad (turbomezcladores) poniendo en ellos una mezcla primaria de bentonita, después el agua adicional, si es necesaria, después el cemento y, si tiene que agregarse silicato a la mezcla, puede ser al final cuando la mezcla bentonita-cemento termine de ser mezclada. La adición de silicato puede también hacerse al principio con el agua para provocar una mayor dilución de este reactivo y hacer que el tiempo de fraguado sea un poco más lento. El tiempo normal de mezclado en los turbomezcladores es de aproximadamente dos minutos después de que el cemento ha sido completamente vaciado en la mezcla de bentonita. Si se requiere agregar silicato al final

debe mezclarse durante un minuto adicional. La mezcla primaria de bentonita debe almacenarse cuando menos doce horas para su hidratación.

Cuando la mezcla contiene a la vez arcilla y arena, es conveniente añadir las simultáneamente, ya que la arcilla sola tiene la tendencia a formar grupos resistentes y difíciles de dispersar, que cuando se añaden juntas no se producen.

b) Equipo

Dosificadoras

Las dosificadoras se emplean para pesar el cemento antes de vaciarlo a las mezcladoras, en la misma forma en que se hace en las plantas automáticas de cemento para presas.

Están constituidas por una balanza automática que es alimentada con cemento por medio de un tornillo "sin fin" que se detiene automáticamente cuando se alcanza el peso requerido.

Una dosificación puede alimentar varias mezcladoras ya que el tiempo utilizado para pesar el cemento es más corto que el tiempo necesario para llenar una mezcladora y mezclar la lechada. Esto permite ajustar la cantidad de cemento de la mezcla de acuerdo con la capacidad de cada mezcladora, si se tienen mezcladoras de tipos diferentes.

Cuando se requiere preparar varios miles de metros cúbicos para inyección, conviene instalar una planta dosificadora automática o semiautomática para la preparación de las mezclas, con el objeto de ahorrar tiempo y dinero y de tener mejor precisión en la dosificación.

La dosificación del agua y de la mezcla primaria de agua y bentonita puede automatizarse fácilmente usando válvulas eléctricas.

Mezcladoras

Una de las mezcladoras más simples consiste en un tanque cilíndrico de aproximadamente 200 lt de capacidad provisto de un agitador con aspas que giran lentamente (fig I.13).

Otra mezcladora más moderna está provista de una bomba centrífuga de alta velocidad que produce el mezclado, recirculando la mezcla en el tanque cuya capacidad es de aproximadamente 150 lt (fig I.14).

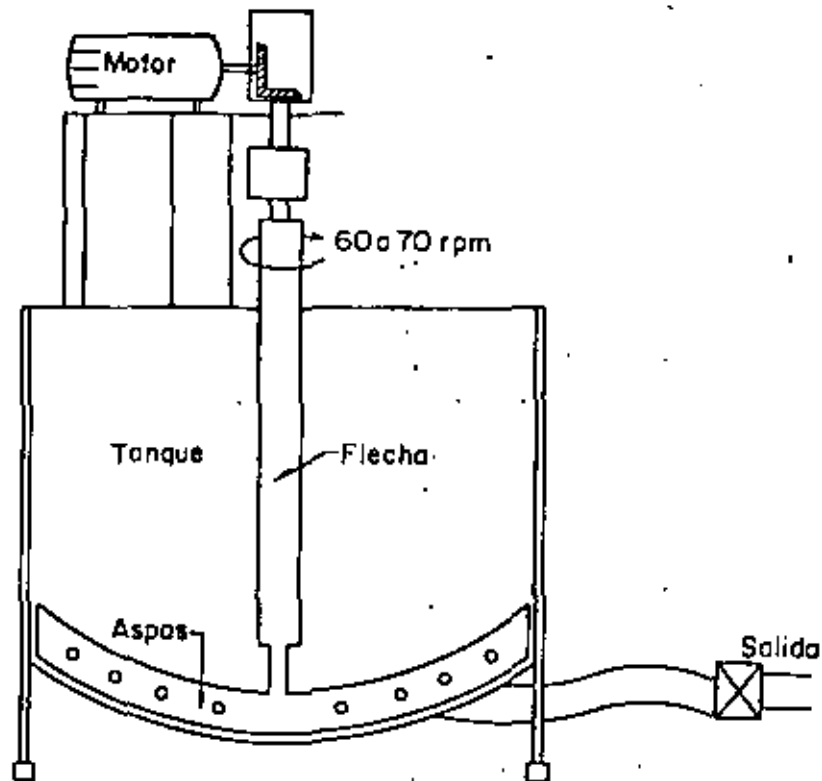


FIG I.13. Agitador normal

Aparato Johnny

El Johnny es un dispositivo intermedio entre los mezcladores y las bombas.

de tal manera que puede desempeñar las funciones de ambos (fig I.15).. La penetración de aire comprimido por la parte inferior del recipiente asegura la agitación del mortero que una vez cerrada la tapa puede inyectarse a presión. Debe evitarse inyectar aire al terreno porque queda atrapado entre lechadas sucesivas e impide una imprregnación correcta.

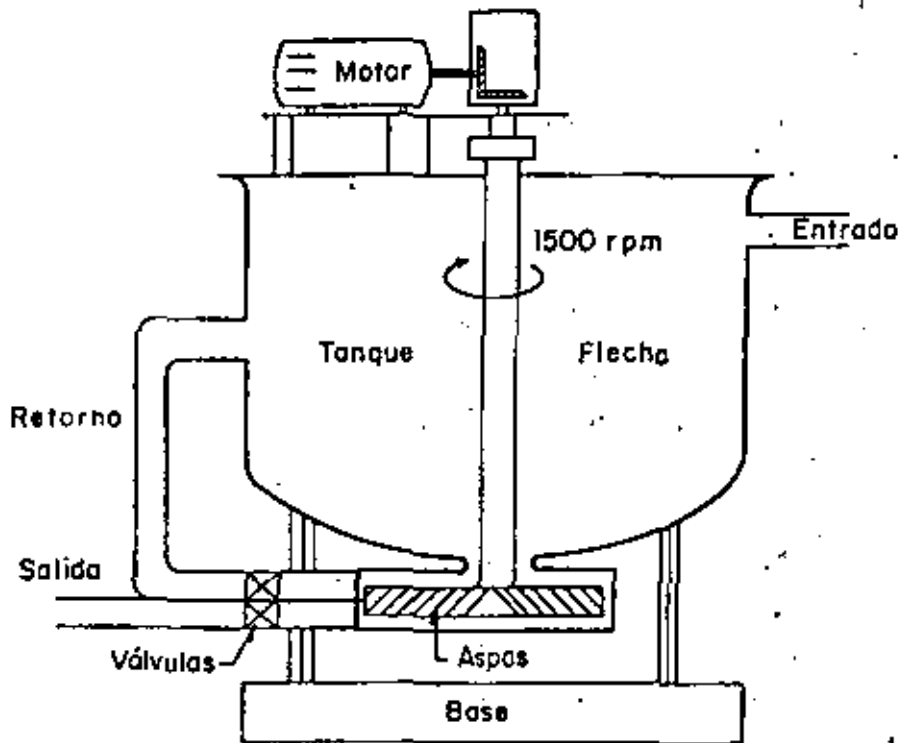


FIG I.14. Turbomezcladora

El Johnny debe ser utilizado para inyectar lechadas muy espesas y de granos tan grandes que no puedan ser admitidas en las bombas comunes. Este tipo de mezcla resulta adecuado para rellenar huecos y fisuras muy abiertas a baja presión.

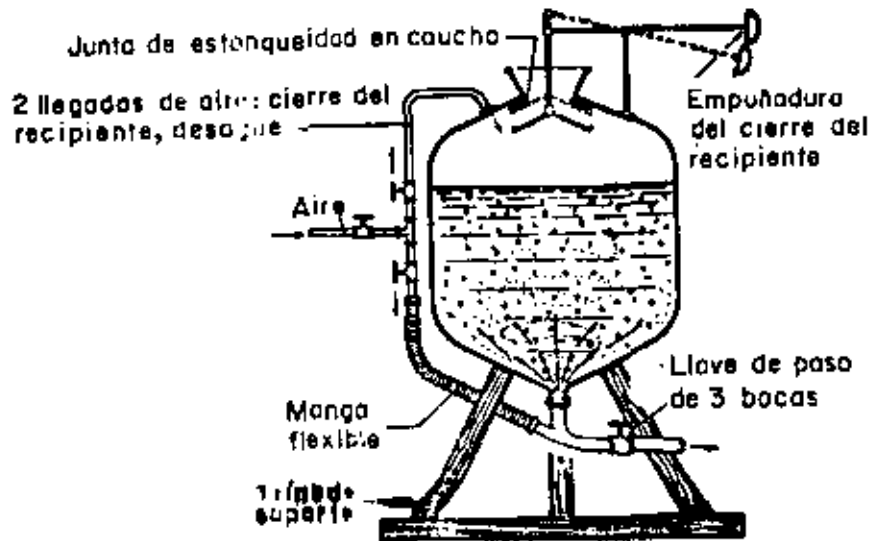


FIG 1.15. Aparato tipo Johnny

c) Central de inyección

Una central de inyección es una instalación para el control y registro de las operaciones de preparación e inyección de las lechadas. Comprende el manejo de los productos desde los silos de almacenamiento hasta su inyección en el terreno.

En la instalación de una central de inyección debe cuidarse que se cumplan los requisitos siguientes:

- confiabilidad en el ciclo de preparación de la lechada de tal manera que sus características de viscosidad y peso específico no se alejen de las prefijadas.
- procedimiento de inyección programable en función de la cantidad de lechada a inyectar y de la presión máxima que debe alcanzarse.
- protección contra la eventual toxicidad de los elementos constitutivos de la mezcla o de la mezcla misma.
- protección ecológica en relación con la inyección de productos químicos

que son o pueden convertirse en tóxicos. La protección del ambiente debe ser garantizada mediante el control riguroso de la difusión del producto inyectado de tal modo que no se inyecte fuera de la zona de tratamiento y que todos los lodos provenientes del trabajo sean neutralizados antes de su descarga.

Estos objetivos pueden lograrse mediante la automatización de cada una de las partes de la instalación, asignando a la central de inyección sólo funciones de control y de intervención inmediata.

5.2.2.5 Observaciones *in situ*

Con el objeto de conocer la penetrabilidad, trayectoria e impregnación de las lechadas inyectadas deben realizarse observaciones desde excavaciones (pozos a cielo abierto, trincheras y socavones) en terrenos previamente inyectados. Las inyecciones con esta finalidad se hacen en ocasiones con materiales colorantes.

5.2.3 INYECCION DE ROCAS FISURADAS

5.2.3.1 Método de inyección

De acuerdo con el grado de fisuración del macizo rocoso, con el programa de trabajo de la obra en particular y el nivel de estanqueidad que se desea alcanzar existen cuatro métodos de inyección:

a) Sondeo completo

Adecuado cuando la abertura de las fisuras de la roca es prácticamente uniforme. La inyección se efectúa después de terminar la perforación de un barrenado. El tramo inyectado queda comprendido entre el fondo de la perforación y un obturador* emplazado cerca de la superficie. Este método tiene la desventaja de que las partículas sólidas de la lechada se van sedimentando hasta obturar la perforación en vez de introducirse a las fisuras. Este fenómeno se manifiesta ya desde que los tramos tienen 10 m de longitud. Ade

* Los obturadores empleados se describen en el inciso 5.2.3.5c.

más cuando las fisuras tienen aberturas desiguales toda la lechada penetra en las de mayor abertura. Si se hace la lechada más espesa para que este fenómeno no se produzca, se taponan las entradas de las fisuras finas, impidiendo la penetración de la lechada.

Otras desventajas de este método son que únicamente es posible aplicar una sola presión que, por lo general, tiene que ser baja para evitar resurgencias y que no es posible ajustar la dosificación de la lechada a la calidad del macizo.

Por otra parte, el método del sondeo completo tiene la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación en otro punto, mientras se inyecta en la perforación ya terminada. Pero las desventajas, desde un punto de vista técnico, son suficientes para eliminar casi siempre este método.

b) Tramos de regreso

Es similar al anterior ya que se inyecta después de completar la perforación de todo el sondeo. La diferencia es que la inyección se hace por tramos (de 5 m usualmente), comenzando en el fondo de la perforación. La parte superior del tramo queda aislada por un obturador que se desplaza hacia la boca.

Además de la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación independientemente que el de inyección, este método tiene la ventaja de ajustar la lechada y las presiones aplicadas de acuerdo a las características del tramo por inyectar.

Este método no debe emplearse cuando el macizo está muy fisurado porque la lechada "puentea" el obturador y circula de regreso hacia el exterior atrapando la sonda en el interior de la perforación. El riesgo de que la sonda quede atrapada es menor y la efectividad del tratamiento mayor, cuando las lechadas son estables.

c) Tramos de avance

Esta es la técnica de inyectar a medida que avanza la perforación, es decir,

se inyecta un tramo y se reperfora, se perfora un nuevo tramo y se inyecta colocando el empaque al fondo del tramo previo. Es el método más costoso pero es el que puede emplearse en macizos rocosos de mala calidad en los que no es posible lograr que el obturador no sea "puenteado".

Este método presenta además las ventajas de que no es necesario prefijar la profundidad de inyección y que se pueden adaptar las lechadas y las presiones de inyección a las condiciones geológicas del tramo perforado. Otra ventaja de este método es que debido al tratamiento previo de la parte superior del terreno pueden aplicarse presiones más altas en los tramos inferiores sin dañar la estructura superficial. Además, con este método queda eliminado el "puenteo" del obturador.

d) Solución mixta

Consiste en inyectar por tramos de avance los primeros tramos donde el material puede estar más fisurado y después efectuar por tramos de regreso la parte inferior de la perforación. Esta solución mixta combina la ventaja técnica de la inyección en tramos de avance en medios muy fisurados cercanos a la superficie del terreno con la ventaja económica del procedimiento de tramos de regreso en la parte profunda de la perforación.

5.2.3.2 Arreglo y orientación de las perforaciones

A mayor fisuración mayor puede ser la separación de los taladros e inversamente. Esto se debe a la mejor penetración a través de fisuras grandes y numerosas. Por otra parte, para lograr una pantalla impermeable continua a mayor separación de los barrenos mayor cantidad de mortero será necesario inyectar. Es por esto que es preciso determinar el volumen de mortero y la longitud de barrenación que representen el costo mínimo.

También la magnitud de la presión de rechazo puede hacerse intervenir en la determinación de la separación de las perforaciones pero el problema se complica porque a mayor separación es necesaria mayor presión de rechazo. La solución teórica es prácticamente imposible. La determinación de la separa

ción óptima mediante ensayos de campo es factible pero tardada y costosa. Sin embargo, el procedimiento del cierre por etapas permite fijar la separación de los taladros de una manera empírica. El método del cierre por etapas para constituir una pantalla impermeable consiste en inyectar una primera etapa de perforaciones en línea recta con una separación determinada, 24 m por ejemplo, después una segunda etapa de inyección en posiciones intermedias quedando, a 12 m de distancia de las de la primera etapa, luego una tercera etapa en los puntos medios del espaciamiento entre las perforaciones de las primeras dos etapas, y así sucesivamente hasta que los consumos sean insignificantes.

Cuando el macizo está muy fracturado para lograr una barrera impermeable pueden ser necesarias tres líneas de perforaciones. Las dos extremas se inyectan inicialmente y finalmente se realiza la línea central en la que pueden aplicarse mayores presiones debido a que está confinada por las dos primeras. Con frecuencia, las pantallas impermeables en roca se realizan desde galerías que se excavan con ese propósito. La separación entre las filas de perforaciones desde las galerías sólo pueden realizarse a diferentes inclinaciones y hacia aguas abajo (caso de presas). La separación que corresponde a taladros paralelos se debe dar en los extremos de estos barrenos, de tal modo que su densidad en la proximidad de la galería es considerable. Esto no es muy importante en cuanto al volumen de lechada absorbida porque alrededor de la galería después de inyectar los primeros barrenos los subsecuentes casi no tienen absorción. Generalmente se efectúa una sola fila de perforaciones, solamente en casos particulares, por ejemplo en la cimentación de presas de altura excepcional se realizan varias filas, en este caso la separación entre filas será radial.

El método del cierre progresivo o por etapas en el tratamiento en forma de tapete se realiza mediante cuadrículas de barrenos como la de la fig I.16 por ejemplo, en la que los barrenos de la segunda etapa quedan confinados en los de la primera y finalmente si es necesario se realiza una tercera etapa cuyos barrenos quedan entre los de la primera y segunda.

Después de tres etapas se procede a la perforación e inyección de barrenos adicionales en las zonas de alto consumo. Se pueden realizar perforaciones con cualquier inclinación e incluso de abajo hacia arriba pero de una longitud limitada excepcionalmente a más de 50 m. Se sabe que en barrenaciones a rotación la desviación puede ser del 2 al 3 por ciento y bastante mayor con otros sistemas de perforación. En consecuencia, las galerías para inyección generalmente tienen por objeto reducir la longitud de las perforaciones de manera que no sobrepasen una longitud entre 80 y 100 m. Pero bajo el nivel del río es perfectamente posible tratar la roca a una profundidad mayor, en algunos casos a más de 200 m y la eficacia se garantiza por las presiones mayores empleadas a mayor profundidad.

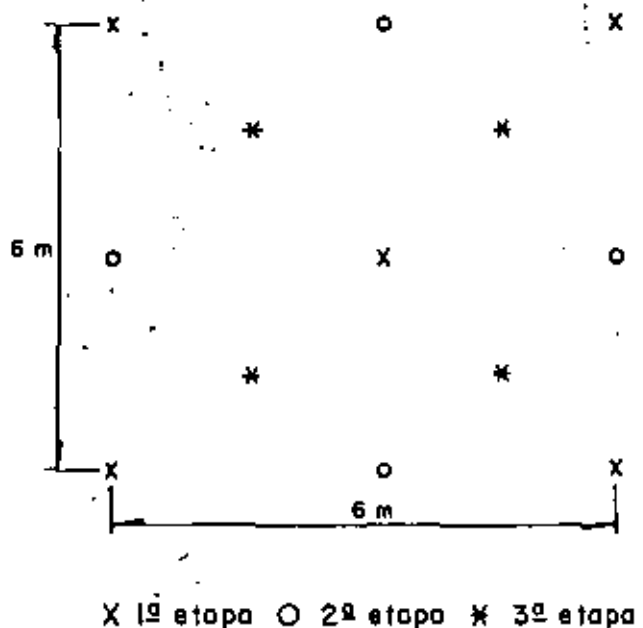


FIG I.16. Ejemplo de tapete de inyección en superficies horizontales

5.2.3.3 Diámetro de las perforaciones

Para evitar la decantación de los sólidos dentro de la perforación que taponan las fisuras de la parte inferior del barreno, deben emplearse diámetros pequeños que obligan a inyectar a altas presiones. Estas presiones altas no son más que aparentes ya que a unos cuantos centímetros de las paredes de la perforación la presión en las fisuras es mucho menor.

Por otra parte, si se utilizan lechadas estables de decantación disminuirá notablemente y un diámetro mayor en la perforación, económicamente permisible, será más eficiente debido a que será mayor la superficie de penetración de la lechada y mayor el número de fisuras atravesadas.

5.2.3.4 Equipo de perforación

Son dos los tipos de máquinas de perforación más utilizados: el de percusión y el de rotación. Dentro de las máquinas de percusión se incluyen las de rotopercusión que combinan percusión y rotación. Estas últimas son las más utilizadas actualmente.

Las máquinas de percusión perforan con martillo neumático. Existen máquinas en las que la acción del martillo se comunica a la broca por medio de la tubería de perforación, otras, cuentan con martillo de fondo y la acción se aplica directamente a la broca. En algunas máquinas (tipo BBR4) los recortes son eliminados mediante el aire y el agua de perforación, en otras (tipo Stenwick), únicamente con aire.

Las máquinas de rotación perforan con flujo continuo de agua para sacar los recortes fuera del barreno.

El rendimiento de las máquinas de percusión es mayor que el de los de rotación.

Existen desventajas al perforar con cualquiera de estos tipos de máquinas: en las de rotación los recortes son muy finos y pueden taponar las fisuras finas al penetrar con el agua de lavado de los barrenos; y en las de percusión, aunque los recortes son más gruesos, pueden introducirse en las fisuras debido a la presión del aire de perforación o con el agua del lavado de los barrenos.

Los estudios comparativos de la eficiencia de la inyección efectuados con ambas máquinas no llegan a ser concluyentes, sin embargo, por su bajo costo

de operación y su mayor rendimiento las máquinas de percusión se recomiendan para la perforación de barrenos de inyección.

5.2.3.5 Equipo de inyección

a) Bombas

Las bombas más empleadas actualmente son las de pistones, las centrífugas no se utilizan nunca, debido a que son máquinas delicadas para inyectar lechadas y no permiten aplicar presiones altas.

Entre las bombas de pistones la de dos émbolos en oposición es la que más se utiliza en inyecciones debido a que permiten aplicar presiones de 100 kg/cm^2 o más con gastos máximos del orden de un litro por segundo. Algunos inyectoros son de mayor gasto pero sólo pueden emplearse con cuidado ya que pueden producir roturas y dislocamientos en el terreno.

Los pistones son movidos por un gato hidráulico. La presión y el flujo de aceite que accionan al gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar la presión y la descarga del pistón de la bomba. Por tanto, es posible regular con precisión la presión de inyección y el flujo de la mezcla.

Una válvula ajustable de alivio permite que la presión del circuito hidráulico sea limitada a cualquier presión deseada de modo que la presión de inyección está limitada también. La bomba se detendrá automáticamente cuando la presión de inyección alcance el valor límite. Debe acoplarse una cámara de aire en la línea de inyección, después de la bomba, para amortiguar la gran fluctuación de presión en cada movimiento del pistón.

La mayor parte de estos inyectores pueden ser operados con mezclas que contienen arena en suspensión, con la condición que los granos más gruesos no excedan 0.5 a 1.0 mm, aunque algunos pueden admitir granos más gruesos. El desgaste por abrasión se acentúa en lechadas que contienen arena.

Otro tipo de bombas que alimentan volúmenes grandes de lechada a presiones bajas es la bomba de rotor (tipo Moyno).

b) Manómetros registradores

Son aparatos que permiten obtener una gráfica de las presiones aplicadas durante la inyección. De esa manera puede verificarse el comportamiento tanto del terreno como de las operaciones de inyección.

c) Obturadores

En los métodos de sondeo completo y tramos de avance el tubo de inyección se fija mediante un obturador en el extremo cercano al brocal del tramo por inyectar. En el método de tramos de regreso es necesario aislar el tramo por inyectar por medio de dos obturadores.

Estos obturadores son los mismos que se utilizan en las pruebas de permeabilidad (cap B.3.4, inciso 4.2.4.1, tomo III). Pueden ser de copas de cuero o de varias rondanas de hule que al ser comprimidas se dilatan sellando la perforación o pueden ser neumáticas que consisten en una camisa de hule que al inflarse se comprime contra la pared de la perforación (fig I.17). Los de copas de cuero se emplean en perforaciones de paredes lisas y perfectamente cilíndricas y se deterioran pronto durante la recuperación, debido al giro que se les impone. Los de rondanas de hule funcionan satisfactoriamente aunque su colocación es lenta. Los neumáticos se ajustan a cualquier tipo de perforación, pero su colocación a profundidad es delicada y pueden atraparse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión.

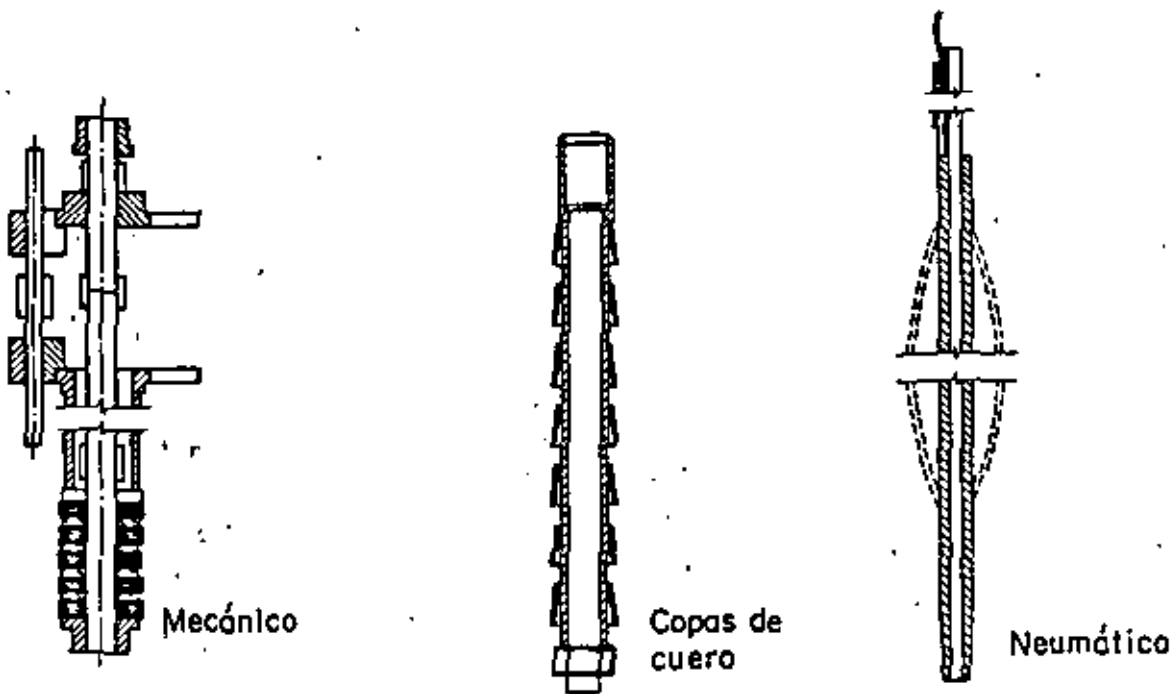


FIG I.17 Principales tipos de obturadores

5.2.3.6 Procedimiento de inyección

a) Presiones admisibles y consumos

La presión de inyección debe determinarse cuidadosamente debido a que, si es excesiva, puede fisurar la roca o ampliar las fisuras existentes, de tal forma que en el mejor de los casos el daño implica la utilización de una cantidad antieconómica de lechada o puede resultar un daño peor como el debilitamiento permanente de la roca o el incremento de la permeabilidad. Por otro lado, si la presión es baja la lechada no penetra adecuadamente.

Algunos autores proponen presiones por lo menos iguales al peso del material suprayacente al fondo de la perforación, pero pueden ser mayores si la roca es masiva, la lechada muy viscosa y cuando la perforación ya fue

inyectada previamente. En algunas presas italianas se han aplicado presiones de inyección cuatro veces mayores que la presión del material suprayacente.

Las presiones de inyección, únicamente pueden evaluarse analizando detalladamente los registros de inyección y no es posible elaborar especificaciones que puedan adaptarse a todas las condiciones geológicas, de esfuerzos internos y de agua subterránea que pueden encontrarse en los trabajos de ingeniería civil.

En Europa se acostumbra aplicar presiones de inyección de 1 kg/cm^2 por metro de profundidad. En Estados Unidos y en la mayor parte de los países de América del Sur las presiones se limitan a 0.25 kg/cm^2 (aprox. 1 lb/pulg^2 por pie de profundidad). Las presiones bajas son recomendables en rocas poco resistentes como rocas estratificadas o con juntas de tensión paralelas a la superficie del terreno. En estas condiciones la presión de inyección debe limitarse a $1/3 \text{ kg/cm}^2$ por metro a poca profundidad y a $1/2$ o $2/3 \text{ kg/cm}^2$ a profundidades mayores de 10 o 15 m.

En Estados Unidos se emplean bombas de inyección con gasto igual a varios centenares de litros por minuto y alimentan tanto a una línea de retorno como a la boca de la perforación (fig 1.18). La lechada que llega a la perforación está, desde luego, fuera del circuito a presión establecido. La circulación de lechada se realiza para evitar la sedimentación en el dispositivo de inyección pero no en la perforación.

La técnica europea emplea una bomba de inyección de capacidad reducida (100 lt/min como máximo) y está conectada directamente con la perforación que es inyectada empleando un obturador situado a la altura del tramo inyectado (fig 1.19). No se requiere línea de retorno porque se emplean lechadas estables y no hay sedimentación ni taponamiento.

La técnica europea parece ofrecer mejor control y calidad en la inyección;

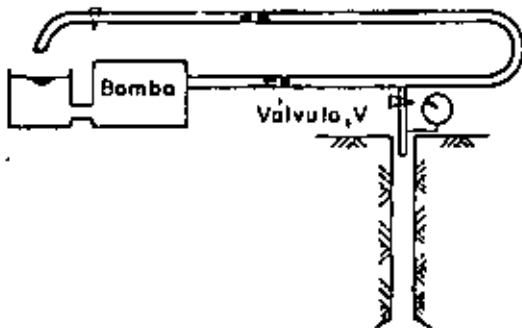


FIG I.18 Dispositivo norteamericano de inyección

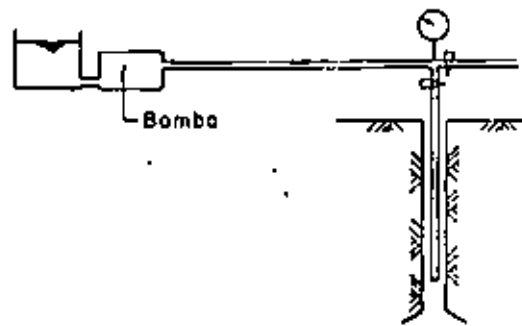


FIG I.19 Dispositivo europeo de inyección

debido al empleo de bombas de inyección más especializadas, lechadas estables y una línea directa de inyección.

A continuación se presentan algunas características más de la técnica europa.

Se llama presión de rechazo a la presión límite que se fija de antemano, esta presión solo debe ser alcanzada cuando casi no hay flujo de lechada en el barreno. Es peligroso inyectar un caudal grande a niveles altos de presión de rechazo, especialmente en rocas con estratos o juntas paralelas a la superficie del terreno y a menos de 15 m de profundidad. Para conseguir un buen tratamiento es necesario aplicar una presión tan alta como sea posible, pero tal presión, como se dijo anteriormente, puede ser perjudicial si una gran cantidad de lechada es inyectada bajo esta presión. Esta es una de las partes más delicadas de la inyección.

Al principio de la inyección, en un tramo dado, el flujo estará en función de la presión aplicada. Esta presión debe ser tal que la lechada fluya. Por ejemplo, en un tramo donde la presión de rechazo sea de 10 kg/cm^2 , un

flujo de 100 litros por minuto, aplicando una presión de 1 o 2 kg/cm², es "razonable". En cambio si es inyectado a 5 kg/cm² no es razonable y si es inyectado a 10 kg/cm es totalmente irrazonable.

El principio es el siguiente: aumentar la presión gradualmente para "sentir" el comportamiento del terreno; si el consumo es de 60 litros o más, mantener la presión baja, por ejemplo, a un tercio de la presión de rechazo; si el consumo es bajo, menor a 20 litros por minuto, aumentar gradualmente la presión.

Normalmente, a medida que la inyección progresa, la presión aumenta y el flujo disminuye hasta alcanzar la presión de rechazo prácticamente sin flujo.

Cuando la presión permanece baja con absorción alta de lechada, mostrando que se está inyectando una gran fisura o una cavidad grande, la mezcla deberá ser cambiada por otra de relación cemento-agua más alta, para aumentar su resistencia.

b) Resurgencias

Pueden reducirse o eliminarse tapándolas con cuñas de madera, papel o cualquier material obturador. Cuando este procedimiento es ineficaz, se añaden acelerantes (reactivos químicos) a la lechada o se suspende la operación de inyectado para dar tiempo a que fragüe el mortero ya inyectado. Se pueden utilizar algunos productos especialmente desarrollados para esto, como emulsiones de resina acrílica y asfalto y espuma de poliuretano, que permiten una expansión de treinta veces el volumen inicial al reaccionar con el agua. Cuando se inyecta sin cuidado las resurgencias pueden manifestarse a mucha distancia. Se conoce un ejemplo en el cual, inyectando la margen derecha en el apoyo de una cortina, la lechada apareció en la margen izquierda a 800 m de distancia.

c) Aspectos particulares

Lavado previo de cavidades

Antes de efectuar una inyección superficial de consolidación deben lavarse las cavidades rellenas de arcilla, arena fina u otros productos provenientes de la alteración de las rocas o de la circulación del agua subterránea.

El lavado previo se realiza inyectando dentro de una perforación agua y aire comprimido en forma alternada y en varios ciclos. La salida debe quedar a unos metros de distancia de la perforación, intercambiando los barrenos de inyección con los de salida. En ocasiones puede ser conveniente añadir al agua algún producto químico para deflocular las arcillas.

En inyecciones para impermeabilización, el lavado previo de discontinuidades pequeñas no es recomendable. Se sabe en primer lugar, que la resistencia al destaponamiento de una junta rellena totalmente es casi siempre suficiente aunque la resistencia a la compresión simple de la mezcla o del material de relleno sea baja. Como consecuencia, es inútil o casi inútil limpiar las fisuras rellenas de arcilla, ya que, independientemente del procedimiento, lograr su limpieza es una tarea difícil y a veces imposible, y, además, aunque las juntas no estén limpias, si el relleno es total, la permeabilidad residual y el riesgo de destaponamiento serán bajos.

Inyección de capas superficiales

La inyección de las capas superficiales del terreno, que comúnmente se encuentran alteradas o afectadas por los procedimientos de excavación, es una operación difícil por las resurgencias y la deformación o movimiento de la superficie que pueden producirse. En las cimentaciones de presas es generalmente conveniente no inyectar hasta que el espesor de la cortina tenga 5 m por lo menos. Esto no impide que pueda efectuarse la inyección de las capas a profundidades mayores de 10 a 20 m. En construcciones más livianas debe inyectarse con presiones que no produzcan deformaciones o fisuras peligrosas en el terreno. Esto se puede lograr si se inyecta con cuidado, limitando

la presión de inyección cuando hay consumos importantes y únicamente aplicar presiones elevadas cuando la absorción es reducida. Este modo de inyectar es común en tratamiento de tapete y en tramos superficiales de pantalla impermeable en cimentaciones de presas.

Inyección desde galerías

Las galerías de inyección pueden tener cualquier inclinación, incluso, ser verticales. Salvo en el caso de roca de muy buena calidad, es necesario que estén revestidas para evitar resurgencias. El revestimiento debe ser calculado para resistir las presiones hidráulicas que vayan a actuar durante su vida útil y resistir también las presiones de inyección.

Rocas con permeabilidad matricial

Cuando la permeabilidad total es la suma de la permeabilidad de la parte más sana de la roca (en areniscas y tobas permeables por ejemplo) y de la parte fisurada del macizo, puede inyectarse inicialmente un gel de sílica resistente al deslave con el objeto de disminuir la filtración del agua de la lechada a través de la matriz porosa de la roca y obligar así, la penetración dentro de las fisuras. Este método se llama silicatización previa.

5.2.4 INYECCION DE MEDIOS POROSOS O GRANULARES

5.2.4.1 Método de inyección

a) Tubo de manguitos

Este procedimiento consiste en inyectar a través de los agujeros de un tubo de P.V.C. de 50 a 60 mm de diámetro (fig 1.20) perforados a distancias iguales. Este tubo se introduce después de haber limpiado la perforación en toda su profundidad. Los agujeros están cubiertos por un trozo de tubo de hule que funciona como válvula y que se denomina manguito. Así la lechada puede salir del tubo, pero no puede volver a entrar y teóricamente se puede volver a emplear la misma perforación para otra inyección.

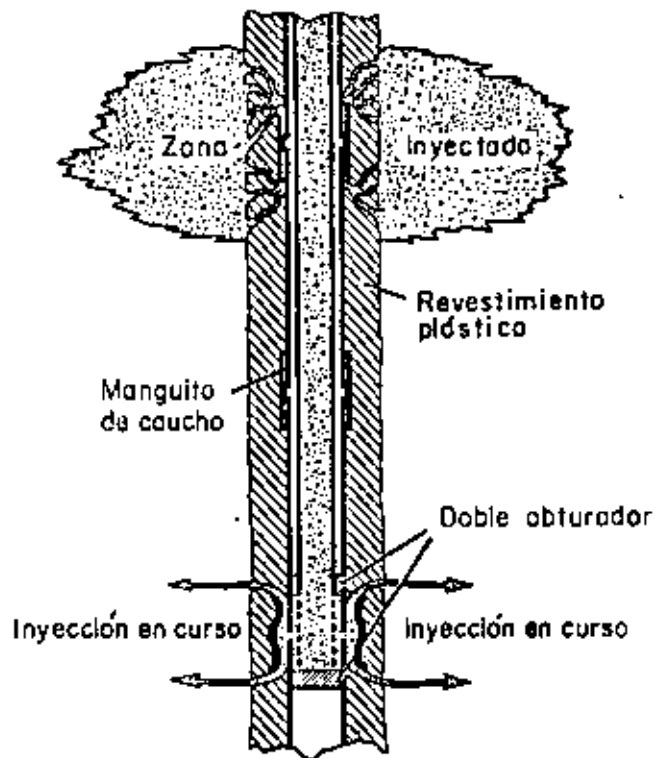


FIG 1.20 Inyección con un tubo de manguitos

Durante la extracción del tubo de ademe, el espacio anular comprendido entre las paredes de la perforación y el tubo de manguitos se rellena con una lechada de cemento y arcilla. La dosificación de esa lechada es tal que al fraguar se convierte en un material plástico con una resistencia a la compresión simple pequeña que será fácil de agrietar al momento de la inyección.

Para inyectar el terreno, la lechada del espacio anular ya fraguada tiene que agrietarse en las zonas de los manguitos. Esta operación se logra inyectando agua o lechada de inyección a presión, a partir de un tubo de P.V.C., provisto de dos obturadores (fig 1.20), que se desplaza en el interior del tubo de manguitos.

El agrietamiento de la lechada del espacio anular necesita una presión más fuerte que la presión de inyección del terreno pero es una sobrepresión transitoria que necesita solamente unos golpes de bombeo.

La composición de la lechada del espacio anular es importante, ya que, si la dosificación de cemento es demasiado alta la rotura será difícil, esto mismo sucede cuando existen desprendimientos en las paredes del barreno que dejen espesores mayores de recubrimiento en algunas zonas. Si la cantidad de cemento es insuficiente, el recubrimiento será demasiado plástico y no se romperá frágilmente sino que se desprenderá del tubo, dando lugar a resurgencias que pueden llegar hasta la superficie.

La inyección se efectúa después de la rotura de la lechada del espacio anular, utilizando también el tubo de doble obturador a la altura de cada manguito. Mediante este dispositivo, es posible inyectar capas profundas y comenzar por cualquier punto, separando las operaciones de perforación e inyección. El procedimiento permite ajustar el tipo de lechada a la granulometría de cada estrato y también comenzar con los estratos más permeables.

A pesar de la preparación que requiere este sistema de inyección, es de un costo aceptable y de todos modos no existe actualmente otra solución práctica para este tipo de tratamiento.

Debe tomarse en cuenta que la deformación que sufre el terreno por la inyección en perforaciones cercanas flexionan el tubo de manguitos y en ocasiones impiden el desplazamiento del obturador en su interior. La rotura de estos tubos no es rara, a pesar de que son flexibles.

5.2.4.2 Arreglo y orientación de las perforaciones

En aluviones es difícil lograr una pantalla impermeable con una sola fila de barrenos. Las distancias comunes entre perforaciones es de 3 a 5 m y entre filas de 1 a 3 m. En el esquema de la fig 1.21 se presenta el orden en que se llevan a cabo las hileras de inyecciones. La fila 3 sólo se reali

za cuando es necesaria y se hace entre las dos primeras para control de la inyección y para alcanzar mayor impermeabilización ya que los radios de acción pueden ser menores y pueden emplearse mayores presiones de inyección. En ocasiones son necesarias varias filas de perforaciones de inyección.

En terrenos poco permeables se recomienda menor espaciamiento entre perforaciones.

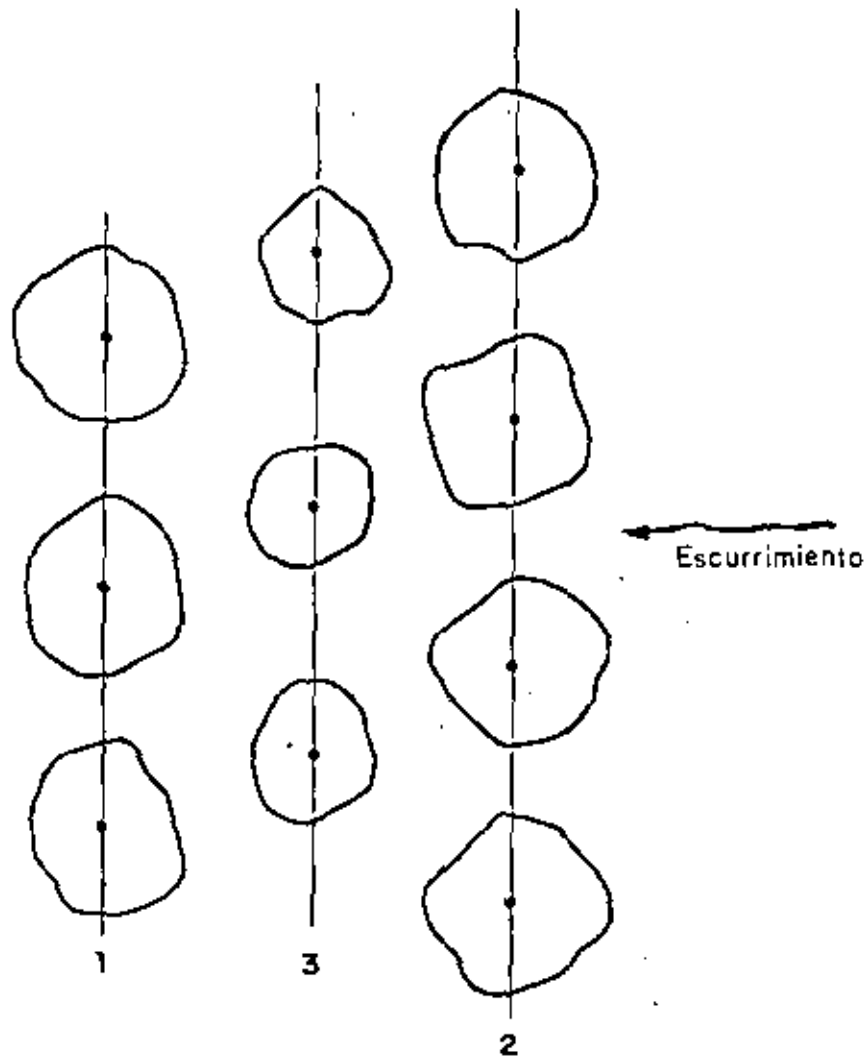


FIG I.21 Presentación esquemática de la técnica de inyección con tres líneas

En aluviones es difícil perforar con inclinaciones mayores al 30 o 40 por ciento. Es también difícil de perforar a percusión agujeros verticales sin desviación. Sin embargo, para pantallas impermeables, son más confiables los barrenos verticales.

5.2.4.3 Diámetro de las perforaciones

Así como para inyectar lechadas inestables en rocas fisuradas son convenientes las perforaciones de diámetro reducido, a fin de reducir la sedimentación del cemento, la inyección de mezclas estables en aluviones deja total libertad de selección del diámetro de la perforación y solamente debe tomarse en cuenta el aspecto económico.

5.2.4.4 Equipo de perforación

Los aluviones son perforados generalmente a percusión, introduciendo un ademe. Cuando la profundidad es de varias decenas de metros la perforación por rotación puede ser más conveniente.

La perforación por rotación se hace de diámetro relativamente grande, inyectando posteriormente con el tubo de manguitos.

5.2.4.5 Equipo de inyección

Es el mismo descrito en el inciso 5.2.3.5.

5.2.4.6 Procedimiento de inyección

a) Presiones admisibles y consumos

Se aplican los mismos criterios y el procedimiento descritos en los incisos 5.2.3.6 y 5.2.4.1(a).

b) Resurgencias

Las resurgencias al inyectar arenas y gravas se producen cuando las profun-

didades de inyección son menores de 5 a 8 m. Suelen aparecer cerca de los barrenos de inyección y a veces alejadas hasta 40 m o más.

Pueden detenerse interrumpiendo la inyección hasta que el mortero inyectado fragüe. Conviene continuar la inyección con un mortero de fraguado rápido que expulse el mortero débil y luego fragüe. Si no se opera en esta forma se corre el riesgo de tener nuevas resurgencias al inyectar los tramos adyacentes.

5.2.5 CONTROL DEL TRATAMIENTO

5.2.5.1 Control previo al tratamiento

Las pruebas de permeabilidad de campo (cap B.3.4, inciso 4.2.4) son valiosas en el periodo de estudios y diseño.

Las pruebas in situ de inyección de lechadas antes del tratamiento se reservan para los problemas muy delicados o de gran extensión. Estas pruebas consisten en la inyección de un terreno con lechadas y procedimientos diferentes y tomar posteriormente muestras en zonas tratadas. El tipo de lechada y procedimiento adecuados al terreno que va a inyectarse se selecciona a la vista de la mejor distribución e impregnación logradas y a los consumos y tiempo de operación observados.

5.2.5.2 Control durante el tratamiento

a) Control de las mezclas

La composición de las mezclas queda definida desde el laboratorio, pero debe ser controlada sistemáticamente durante la inyección para ordenar oportunamente cualquier corrección.

Además de cuidar la dosificación es necesario verificar las características de cada tipo de mezcla elaborada.

El control de las propiedades reológicas iniciales debe ser también sistemático.

b) Control de los parámetros de la inyección

El control de la presión, distancia alcanzada y cantidades de lechada inyectada es esencial para evaluar con buena aproximación si el procedimiento de operación adoptado es el más adecuado.

Para este control es necesario un personal de experiencia e instalaciones eficientes.

c) Pruebas in situ

El control durante el tratamiento se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugeon, principalmente cuando el tratamiento se ha hecho con lechadas inestables cuya concentración de cemento debe ser aumentada gradualmente de acuerdo con la permeabilidad residual de la roca. Estas pruebas deben realizarse procurando no retrasar los trabajos de inyección.

Cuando el problema es más de grandes vacíos que de fisuras finas no se necesitan pruebas de permeabilidad puesto que la inyección por si misma permite estimar la permeabilidad de la roca, utilizando lechadas de alta relación agua-cemento al iniciar la inyección.

5.2.5.3 Control después del tratamiento

a) Control local de inyecciones de impermeabilización

Se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugeon en rocas y tipo Lefranc en suelos aluviales en cada perforación y en cada tramo, comparando los valores de la permeabilidad obtenidos antes y después del tratamiento.

b) Control global de inyecciones de impermeabilización

Este control consiste en la medición de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo de la zona inyectada, antes y después del tratamiento y

determinar con esta información la eficiencia del tratamiento.

c) Control local de inyecciones de consolidación

Se mide la deformabilidad en el interior de perforaciones con dilatómetros diseñados para esta finalidad o en la superficie interior de socavones por medio del ensayo estándar denominado prueba de placa.

d) Control global de inyecciones de consolidación

La prospección geosísmica no sólo permite información sobre la alteración inicial de un terreno sino el mejoramiento de su módulo de elasticidad dinámico debido a las inyecciones de consolidación. Los ensayos geosísmicos y su interpretación son relativamente simples y deben emplearse en combinación con los métodos locales.

5.2.6 COSTOS

Los conceptos fundamentales que definen el costo de una inyección son:

- a) La perforación que varía en función del diámetro y profundidad de los barrenos, del terreno atravesado, del tipo y número de maquinarias empleadas.
- b) Los productos que integran la mezcla.
- c) La preparación e inyección de la mezcla.

El último concepto es a su vez determinado teniendo en cuenta:

- El costo de las mezcladoras, bombas y dispositivo de distribución a partir de su depreciación, precios de instalación y desmantelamiento más los requisitos de seguridad y salvaguardia ecológica.
- El costo de la mano de obra y la asistencia técnica que es función del grado de automatización de las plantas y del costo unitario correspondien

te al sitio particular de trabajo.

- El costo eventual del control de calidad de la mezcla y de la operación del inyectado.

Es común hacer el análisis de costo por metro cúbico de terreno tratado.

En el inciso 5.1.7, tomo III se presenta una tabla de costos relativos de lechadas usuales.

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS	1
5.1 INYECCIONES	1
5.1.1 MECANISMOS DE PENETRACION DE LECHADAS	1
5.1.1.1 Penetración en medios granulares	1
5.1.1.2 Penetración en medios fisurados	6
5.1.1.3 Inyección y relleno de rocas kársticas	10
5.1.1.4 Inyección de mezclas inestables	11
5.1.1.5 Inyección de mezclas estables	11
5.1.2 PROPIEDADES DEL TERRENO INYECTADO	12
5.1.2.1 Resistencia al destaponamiento de una fisura inyectada	12
5.1.2.2 Resistencia de aluviones inyectados	14
5.1.2.3 Permeabilidad residual	14

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

5.1 INYECCIONES

5.1.1 MECANISMOS DE PENETRACION DE LECHADAS

5.1.1.1 Penetración en medios granulares

La inyección de medios granulares, como depósitos aluviales, se puede lograr mediante dos procedimientos distintos, y por lo general simultáneos: el relleno y el rompimiento.

Se entiende por relleno al proceso de penetración de la lechada en los vacíos existentes entre los granos sólidos del suelo sin cambio de la estructura; y por rompimiento a la formación de grietas en el esqueleto sólido de aluvión y su relleno posterior.

a) Mecanismo de relleno

El análisis de este mecanismo se basa en las propiedades reológicas de las lechadas y en la teoría de filtraciones a través de medios porosos.

Si se idealiza la filtración de un líquido a través de un medio granular como el escurrimiento laminar de un fluido newtoniano en un tubo cilíndrico de radio R , se obtiene la fórmula de Kozeny:

$$R = \sqrt{\frac{8 k \mu}{n \gamma g}} \quad (II.1)$$

donde

- k permeabilidad del medio con respecto al fluido
- μ viscosidad del fluido a la temperatura de la inyección
- n porosidad del medio
- γ peso específico del fluido
- g aceleración de la gravedad

Un medio granular de permeabilidad k puede representarse mediante un grupo de tubos cilíndricos a través de los cuales el escurrimiento es laminar.

Si el fluido es de Bingham una parte central denominada núcleo (fig II.1) se desplazará como cuerpo rígido. El radio r_0 de este núcleo en lechadas que son cuerpos de Bingham es:

$$r_0 = \frac{\tau_f r}{\tau_r} \quad (II.2)$$

donde

- r radio del tubo cilíndrico (ver fig II.1)
- τ_f límite de fluencia de la lechada
- τ_r esfuerzo cortante correspondiente a un radio cualquiera r (fig II.2)

Cuando el esfuerzo cortante de las paredes del tubo τ_R se hace igual al límite de fluencia de la lechada τ_f el escurrimiento se detiene.

La fórmula

$$L = p \frac{R}{2 \tau_f} \quad (II.3)$$

permite obtener la profundidad límite de penetración " L " de una lechada con

límite de fluencia τ_f , inyectada a una presión "p" en un medio poroso cuyos canales tienen un radio R.

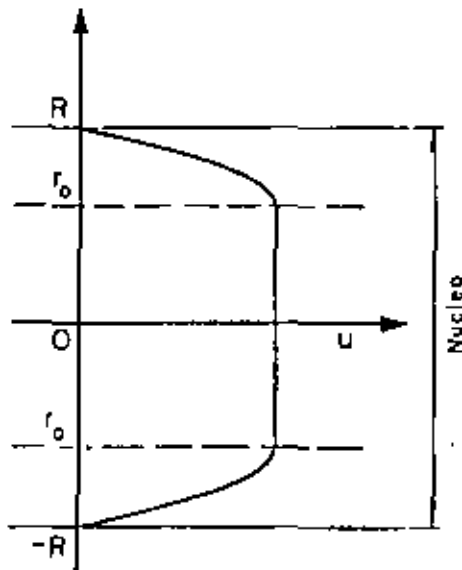


FIG II.1. Distribución de velocidades

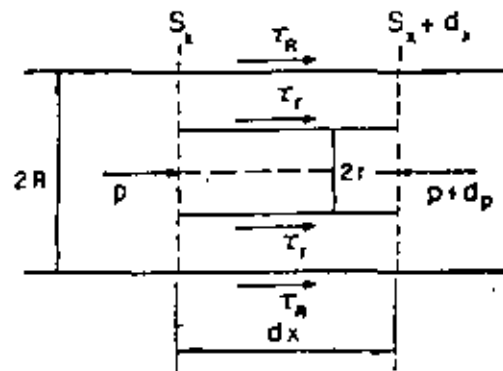


FIG II.2. Esgurrimiento de un tubo cilíndrico

La misma fórmula (II.3) permite obtener el gradiente hidráulico límite que puede soportar una pantalla de lechada que tiene un determinado índice de fluencia τ_f , en un medio de oquedades equivalentes a canales de radio R. Utilizando la fórmula II.1, la ecuación II.3 puede expresar el gradiente hidráulico i , de la manera siguiente:

$$i = \frac{2 \tau_f}{\sqrt{\frac{8 k \mu}{n \gamma g}}} \quad (\text{II.4})$$

b) Mecanismo de rompimiento

El procedimiento que consiste en inyectar, provocando grietas a través del terreno que son finalmente rellenas de lechada resulta satisfactorio sobre

todo en problemas de tratamiento de aluviones con lentes de limo o de arcilla. Para inyectar el material limoso es necesario provocar la fractura.

Las grietas se forman siempre perpendiculares al esfuerzo principal menor que actúa en el terreno (fig II.3).

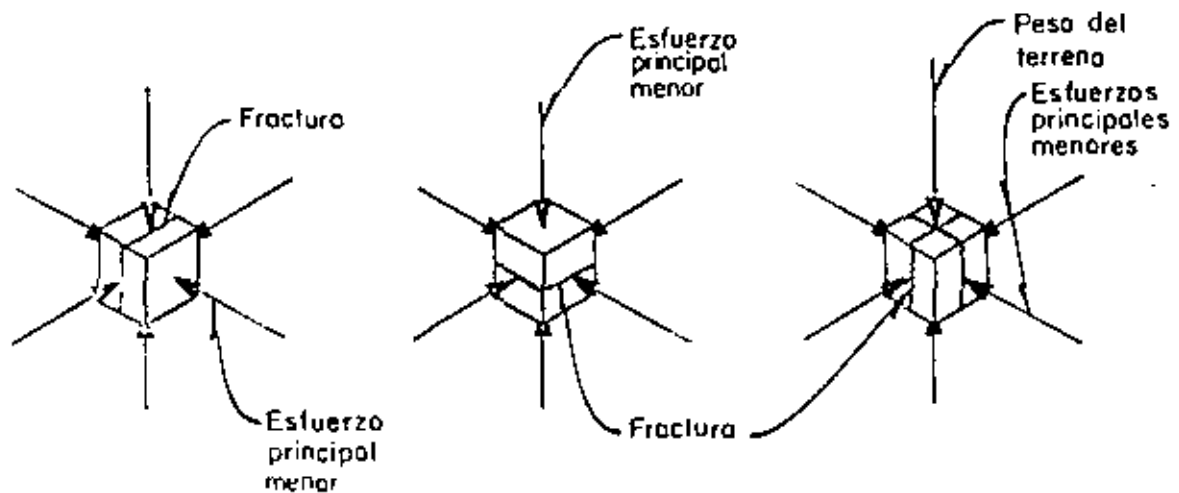


FIG II.3 Resultados experimentales muestran que la fractura aparece siempre perpendicular al esfuerzo principal menor

El comportamiento del material a la falla obedece la ley de Coulomb que en términos de esfuerzos efectivos puede expresarse como sigue:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \phi \quad (11.5)$$

donde

σ_1 y σ_3 esfuerzos principales mayor y menor respectivamente

ϕ ángulo de fricción

c cohesión

Al incrementar las presiones de inyección en el barreno se reducen los esfuerzos efectivos debido al incremento de las presiones de poro. Se supone, para simplificar, que la presión de poro inducida es igual a la presión de inyección.

Antes de la inyección los esfuerzos efectivos a una profundidad "h", en una masa en la que no existen esfuerzos tectónicos, y a una profundidad h_w bajo el nivel freático son:

$$\sigma_1 = \gamma h - \gamma_w h_w \quad (II.6)$$

$$\sigma_3 = K(\gamma h - \gamma_w h_w) \quad (II.7)$$

donde

γ peso específico del terreno

γ_w peso específico del agua

K coeficiente de reposos ($0 < K < 1$)

Al incrementar la presión efectiva hasta un valor P_e se tiene

$$\sigma_1 = \gamma h - \gamma_w h_w - P_e \quad (II.8)$$

$$\sigma_3 = K(\gamma h - \gamma_w h_w - P_e) \quad (II.9)$$

de donde se obtiene para la falla:

$$P_e = \frac{K}{2} [\gamma h - \gamma_w h_w] \left[1 + \frac{1}{\text{sen}\phi} \right] + \frac{1}{2} [\gamma h - \gamma_w h_w] \left[1 - \frac{1}{\text{sen}\phi} \right] + c \cot\phi \quad (II.10)$$

que se representa en la fig II.4.

Supongamos que el esfuerzo principal mayor σ_1 es el esfuerzo vertical, en tal caso, la dirección de los planos de agrietamiento es la número 1 de la fig II.4. Conforme prosigue el rompimiento y relleno de las grietas formadas, los esfuerzos horizontales se incrementan progresivamente hasta con-

vertirse en esfuerzos principales mayores e inducir otro rompimiento perpendicular al anterior cuya dirección corresponde a la número 2 de la fig 11.4.

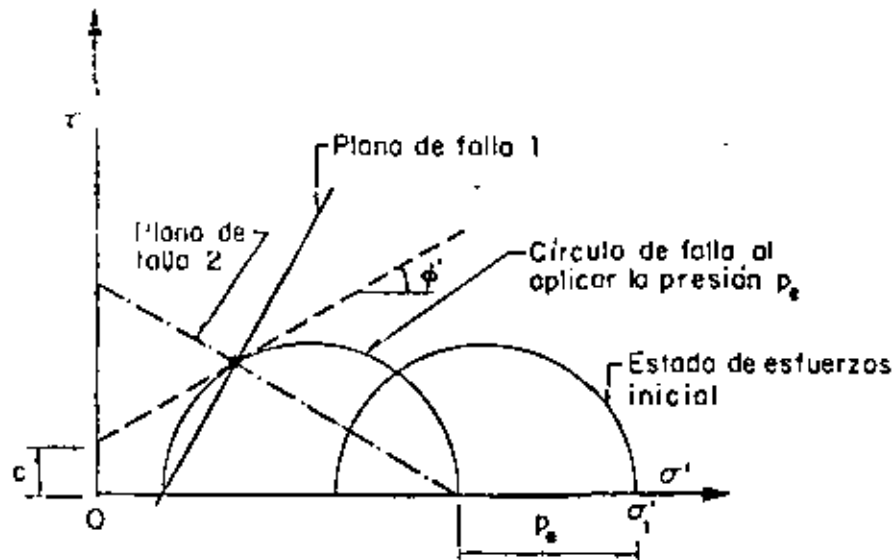


FIG 11.4 Proceso de fracturación

Cuando se inyecta para tratar suelos aluviales en la cimentación de una presa, la dirección 2 es aproximada a la horizontal y no contribuye a evitar el escurrimiento, resultando ineficiente y antieconómico el empleo de la lechada que rellena las fisuras con esta dirección. Conviene, entonces, colocar testigos superficiales para detectar el levantamiento del material debido al rompimiento horizontal. Este rompimiento, si aparece, no dañará la cimentación. De hecho, los levantamientos debidos a la inyección en la práctica siempre existen y son difíciles de evitar. Un ejemplo de tratamiento con éxito de la cimentación de una presa en el que apareció un levantamiento del terreno de 60 cm, debido a la inyección, es el de la presa de Mattmark, Suiza (ref 2).

5.1.1.2 Penetración en medios fisurados

La inyección de la roca con lechadas inestables no es otra cosa que un relleno hidráulico al depositarse los sólidos en suspensión. Los sólidos se

depositan cuando la velocidad de la lechada es igual o menor que la denominada velocidad crítica de sedimentación. Por tanto, para determinar el radio de penetración de la lechada, es necesario conocer la distribución de las velocidades desde la entrada a las fisuras en las paredes de la perforación.

En el instante en que se inicia la inyección de una lechada inestable, que es prácticamente un fluido newtoniano, en una fisura de abertura constante, se cumple la relación:

$$Q = \frac{\pi}{6 \mu \ln \frac{R}{r_0}} p e^3 \quad (II.11)$$

donde

- p presión de inyección
- Q gasto
- μ viscosidad de la lechada
- e abertura de la fisura
- R distancia del punto de medición de la presión p al centro de la perforación (radio de penetración)
- r_0 radio de la perforación

Por otra parte, conociendo la presión aplicada es factible estimar la abertura inducida en la fisura, empleando las fórmulas de Boussinesq (ref 3). En una fisura que tiene una superficie de radio R (fig II.5) sobre la cual se ejerce una presión p, el desplazamiento elástico en el centro del círculo es:

$$W(0) = \frac{2(1 - \nu^2)}{E} R p \quad (II.12)$$

y el borde del círculo:

$$W(R) = \frac{4(1 - \nu^2)}{\pi E} R p \quad (II.13)$$

siendo E el módulo de elasticidad de la roca y ν su relación de Poisson. La

fisura sufrirá una abertura igual al doble del desplazamiento estimado con estas fórmulas ($e = 2W$) ya que la presión actúa en la misma forma sobre la superficie superior de la fisura. Por tanto, la abertura de la fisura es directamente proporcional a la presión de inyección. Además, tomando en cuenta que el gasto es proporcional al producto de la presión de inyección por la abertura de la fisura al cubo (ecuación II.11), el gasto puede expresarse en la forma siguiente:

$$Q = A p^4 \quad (II.14)$$

es decir, como una cuarta potencia de la presión, donde A es función de la viscosidad, del radio de la perforación y del radio de penetración.

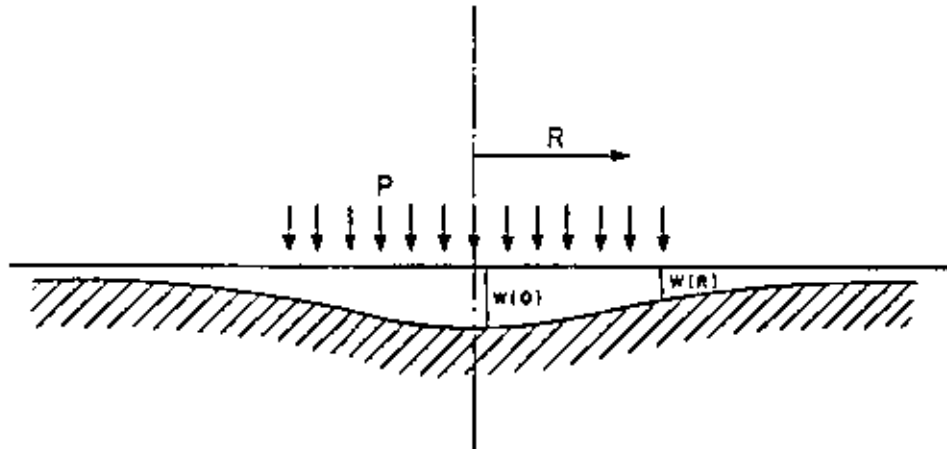


FIG II.5. Abertura de una fisura debida a una presión p

Esto implica que al efectuar pruebas de permeabilidad Lugeon, como se describe en el cap B.3.4, tomo III, inciso 4.2.4, se observe una presión a partir de la cual los consumos aumentan como si existiera una presión para la cual el material su fractura. Pero, en realidad, ese fracturamiento no existe y el aumento de la absorción se debe únicamente a la abertura elástica de las fisuras al incrementarse la presión.

La tabla II.1 (ref 1) da una idea de la penetración de la lechada en medios fisurados. Así, una permeabilidad al agua elevada, determinada previamente, puede deberse a que el macizo tiene una centena de fisuras finas y no la lechada no penetra porque las partículas sólidas de esta son mayores que la abertura de las grietas. Por lo contrario, en un medio de permeabilidad al agua baja, pero debida a una sola fisura podrá inyectarse lechada tomando precauciones y la absorción podría ser importante. Lo anterior demuestra que no existe correlación entre la absorción de agua y la absorción de lechadas agua-cemento.

TABLA II.1. Permeabilidad en función del número y abertura de las fisuras

Número de unidades Lugeon	Longitud del tramo, m	Abertura de una fisura		
		1 fisura, mm	10 fisuras, mm	100 fisuras, mm
100	6	0.484	0.225	0.106
	3	0.385	0.178	0.083
10	6	0.225	0.106	0.048
	3	0.178	0.083	0.038
1	6	0.106	0.048	0.022
	3	0.083	0.038	0.018

Para comprender el proceso del sellado por inyección de fisuras mediante lechadas inestables se recordará que la velocidad del fluido inyectado decrece hacia el interior de la grieta y que por debajo de cierta velocidad llamada crítica, las partículas sólidas se depositan obstruyendo el conducto. Es decir, que a partir de un punto en el interior de la grieta se forma un depósito de partículas sólidas (fig II.6), que a medida que crece, la sección del conducto disminuye y la velocidad del fluido aumenta. Datos experimentales muestran que la velocidad de erosión es muy superior a la velocidad crítica de sedimentación, por tanto, el material decantado permanece en su sitio. Aguas abajo del depósito la velocidad decrece en forma considerable, extendiéndose la sedimentación. El aumento de pérdida de carga resultante reduce el caudal inyectado por la bomba y la velocidad de la lechada disminuye aguas arriba produciéndose otra depositación.

Al no alcanzarse la velocidad de erosión la fisura se rellena aguas arriba hasta llegar a la perforación de inyección.

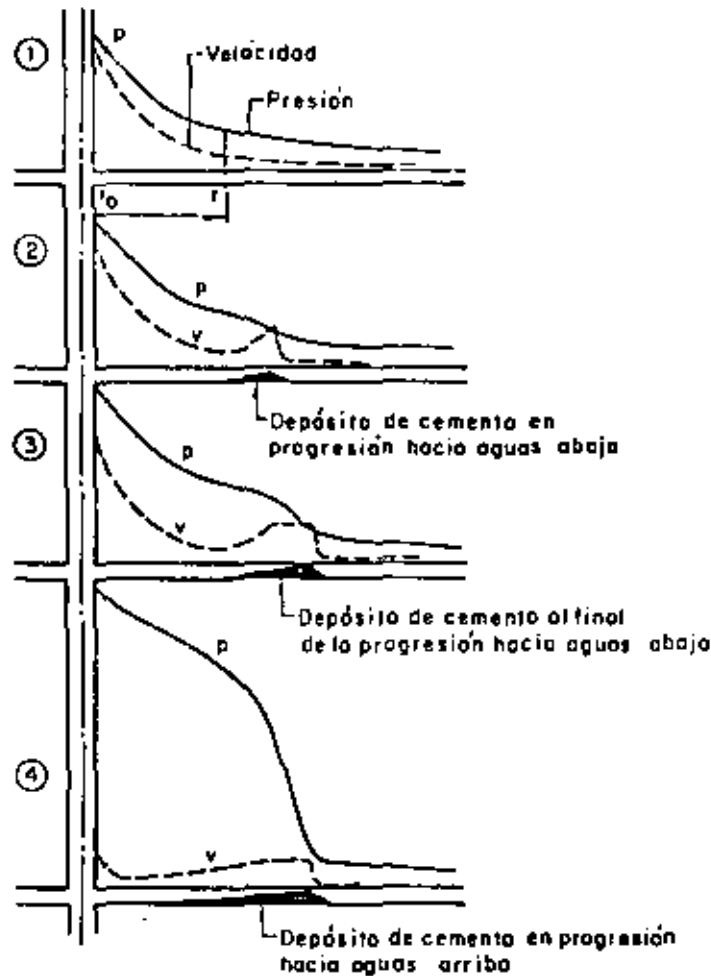


FIG 11.6 Inyección de una fisura con un mortero inestable

El relleno resultante no es completo puesto que queda una parte de la sección de la grieta por donde circula el fluido inyectado. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que la presión de inyección ha aumentado la abertura de la fisura y que cuando se suspende la inyección las paredes de la grieta tienden a recuperarse comprimiendo el depósito y mejorando el sellado.

5.1.1.3 Inyección y relleno de rocas kársticas

En rocas kársticas y en algunas otras, como las excorias volcánicas, pueden existir conductos de disolución de dimensiones muy variadas. Cuando los

karsta son accesibles se sellan interiormente las zonas afectadas por la disolución, operación que es difícil y a veces imposible, efectuándose después el relleno de la cavidad más bien que la inyección de la misma. La dificultad de esta operación se debe a la erraticidad en la distribución de las cavidades kársticas y a que frecuentemente son atravesadas por corrientes de agua. Los materiales inyectados y los procedimientos empleados cada vez son diferentes de los anteriores de tal manera que no se ha podido establecer ninguna regla que permita resolver los problemas que pueden presentarse.

5.1.1.4 Inyección de mezclas inestables

La inyección de las mezclas inestables involucra varias dificultades, entre las cuales las más importantes son (ref 4):

- necesidad de una línea de retorno para hacer circular la lechada para prevenir el fraguado y depositación. Esta circulación eleva la temperatura de la lechada y disminuye su resistencia.
- taponamiento de la perforación debido a que en esta no ocurre circulación cuando hay bajo consumo.
- restricción en la penetración de la lechada en las fisuras finas debido a la extrusión del agua libre.
- relleno incompleto de las cavidades grandes por el asentamiento de la mezcla antes del fraguado.
- sensibilidad al lavado y a la disolución al fluir el agua subterránea.

5.1.1.5 Inyección de mezclas estables

Empleando mezclas estables se superan las dificultades que se encuentran al inyectar mezclas inestables. Se pueden enumerar las ventajas siguientes (ref 4):

- no existe sedimentación ni en los tubos ni en la perforación, aunque la mezcla permanezca mucho tiempo en reposo.
- no es necesario la línea de retorno.
- la fluidez de la lechada se mantiene y puede penetrar más lejos en las fisuras finas.
- las cavidades grandes se llenan mejor debido a la ausencia de la sedimentación.
- resistencia a la erosión del agua del subsuelo durante la inyección.
- no existe la posibilidad de que se extienda demasiado en fisuras grandes ya que debido a su comportamiento como líquido de Bingham tiene un límite de fluencia considerable que da a su superficie libre la posibilidad de permanecer estable con un cierto ángulo de inclinación.

La penetración de una mezcla estable en una fisura no es cuestión de la viscosidad de la misma, sino de la presión de inyección. Con una mezcla de viscosidad alta se puede lograr el mismo flujo en una fisura con una presión más alta.

La penetración de una mezcla elaborada con partículas sólidas en una fisura fina, depende del ancho de la fisura con respecto al tamaño y cantidad de las partículas sólidas de la mezcla. Las partículas grandes sellan la entrada de la fisura, evitando que la lechada penetre. Por esta razón es importante usar cementos finos y además libres de partículas gruesas. Este comentario es válido tanto para lechadas estables como inestables..

5.1.2 PROPIEDADES DEL TERRENO INYECTADO

5.1.2.1 Resistencia al destaponamiento de una fisura inyectada

Como las pantallas de inyecciones deben soportar la presión hidrostática del embalse, el relleno de fisuras y cavidades debe soportar esta presión que tiende a producir el destaponamiento.

Cambefort (ref 1) cita el estudio del fenómeno realizado por Mandel (ref 5) quien formuló las expresiones que se describen a continuación.

Si el relleno es un material únicamente cohesivo (fig II.7):

$$q = \frac{Q}{e} = 2 c \frac{x}{e} \quad (II.15)$$

Si se supone que el relleno es un limo de mala calidad con una cohesión $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ y además $x = 1 \text{ m}$ y $e = 1 \text{ cm}$ entonces, $q = 20 \text{ kg/cm}^2$. Esto quiere decir que no habrá destaponamiento de la fisura a menos que haya una diferencia de carga de 200 m de agua entre la parte de aguas arriba y la de aguas abajo.

Si el relleno además de cohesivo es friccionante:

$$q = \frac{Q}{e} = \frac{e}{\text{tg } \phi} (e^{kx/e} - 1) \quad (II.16)$$

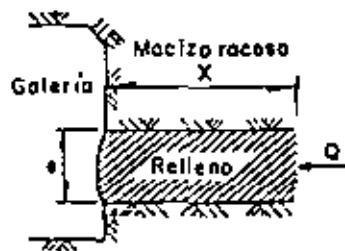


FIG II.7 Destaponamiento de una fisura

donde

ϕ ángulo de fricción interna y

$$k = 2 \text{tg}^2 \phi \left(\text{ctg } \phi + \phi + \frac{\pi}{2} \right)$$

El valor de la presión "q" aumenta muy rápidamente, como puede verse a continuación ya que si se supone el caso anterior, añadiendo $\phi = 1^\circ$ se obtiene $q = 200 \text{ kg/cm}^2$ aproximadamente. Este resultado muestra que si una fisura está rellena, aun cuando el material de relleno sea poco resistente, puede

conservarse en su estado original sin riesgo de destapamiento. Cuando existen huecos bastará con introducirles una mezcla de cualquier tipo para obtener resultados satisfactorios.

5.1.2.2 Resistencia de aluviones inyectados

En arenas y gravas la inyección más eficiente es la que rellena los huecos intersticiales, conservando el contacto intergranular. El aumento de resistencia se debe a que se le añade cohesión al suelo friccionante. Como la lechada inyectada tiene una determinada cohesión, después de la inyección el suelo tendrá una cohesión más su propio ángulo de fricción interna que no se modifica al inyectar como se indica.

Si la inyección es tal que todos los granos de los aluviones quedan envueltos por la lechada inyectada con un espesor considerable, el resultado puede ser favorable o no serlo, dependiendo del valor del ángulo de fricción interna de la lechada.

Los resultados de ensayos de laboratorio (fig II.8) presentados por Camberfort (ref 1) muestran que cuando los vacíos se inyectan sin modificar la posición relativa de las partículas del medio inyectado, el ángulo de fricción interna ϕ se mantiene constante y que tanto este ángulo ϕ como el peso volumétrico γ del medio inyectado disminuyen a medida que el volumen inyectado es mayor que el volumen de vacíos inicial.

5.1.2.3 Permeabilidad residual

La permeabilidad media después de la inyección no es la permeabilidad de la lechada que es muy pequeña, sino que es la debida a los vacíos que se forman por la contracción de la lechada y que quedan sin rellenar. Ahora bien, es cierto que si un conjunto de huecos, incluso de gran dimensión queda rodeado por el material inyectado se reduce la filtración considerablemente.

La única forma de determinar la eficiencia de una inyección es midiendo la permeabilidad residual.

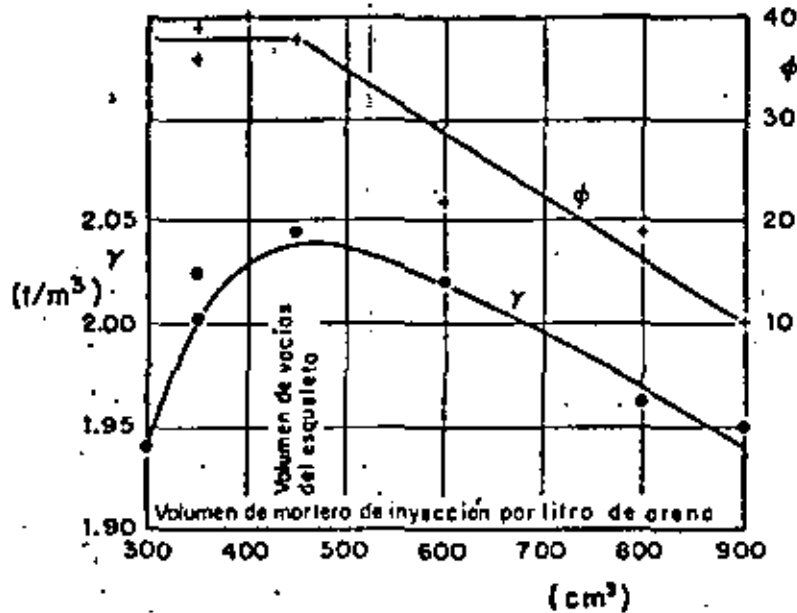


FIG 11.8 Influencia del porcentaje de mortero de inyección en la densidad y ángulo de fricción interna de un medio inyectado. Este ángulo no varía en tanto que el volumen de mortero no exceda al volumen de vacíos del "esqueleto".

A medida que el medio es menos permeable la inyección es más difícil, ya que, el mortero que penetra impregna con mayor facilidad los terrenos permeables. Por tanto, no parece apropiado calificar una inyección por la reducción de permeabilidad lograda sino que el valor absoluto de la permeabilidad media final lograda que debe compararse con un límite práctico de estanqueidad que es de 7 a 8 U.L. (0.1 unidades Darcy) en macizos fisurados y de 35 a 40 U.L. (0.5 unidades Darcy) en suelos aluviales.

5.4 REFERENCIAS

1. Cambefort, H., "Inyección de suelos", Ediciones Omega, Barcelona traducción al español de la 1a. edición francesa "Injection des sols", Editions Eyrolles, París, 1964
2. Gilg, B., "L'écran d'injection de Mattmark projet, exécution, contrôles lors des premières mises en eau", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal 1970, vol II, Q-37, pp 174-177
3. Sabarly, F., "Les injections et les drainages de fondation de barrages en roches peu perméables", Géotechnique, 1968, Vol XVIII, pp 239-242
4. Sabarly, F., "Informe N° 3, P. H. Chicoasén, Chis.", Informe de Geoconseil a C.F.E. y grupo de consultores, Chicoasén, México, Junio 1978
5. Mandel, J., "Equilibre limites plans des milieux plastiques", Travaux, 1943
6. García Rosello, J., García Z., J. M. y Pautra, A., "Enseignements à tirer d'essais Lugeon amélioré", II Congreso de la Asociación Internacional de Geología del Ingeniero, São Paulo, Brasil, Vol II, pp 4-13
7. Cambefort, H., "L'injection et ses problèmes", Bulletin Technique de la Suisse Romande, Sept 1961, pp 340-341
8. Marchand, R., Daveau, J. C. y Sabarly, F., "L'extrémité d'un barrage fondée sur alluvions: L'aile gauche du barrage du Mont-Cenis", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal 1970, Vol III, Q 37, R3, pp 47-68
9. Benko, K. F., "Instrumentation in rock grouting for Postage Mountain Dams", Water Power, Oct 1966, pp 407 y 413

10. Bonazzi, D., "Alluvium grouting proved effective on alpine dams", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Nov 1965, Vol 91, SM6, pp 81-93
11. Fauroux, G., Gernier, J. C. y Lakshmanan, J., "Observations des variations de contrainte dans le rocher du barrage du Gage II par auscultation dynamique", Symposio de Mecánica de Rocas, Madrid, 1968, p 357
12. Terrassa, M. *et al*, "Auscultation sismique du rocher de fondation du barrage de Roujanel", I Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, Lisboa, 1966, Vol II, p 597
13. Independent panel to review cause of Teton dam failure, "Report to U.S. department of the interior and state of Idaho on failure of Teton dam", Idaho Falls, 1976
14. Vinson, T. S. y Mitchell, J. K., "Polyurethane foamed plastics in soil grouting", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Junio 1972, Vol 98, SM6, pp 579-602
15. Engineering Consultants, Inc., "Kremasta project report"; Public Power Corporation of Greece, Denver, 1974, Vol II
16. Londe, P., "Recent developments in the design and construction of dams and reservoirs on deep alluvium, karstic and other unfavorable formations", X International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, Vol V, Q37, Informe general, pp 143-221
17. Dimas, J., Sarvini, T. y Weyermann, W., "Rock treatment of the Canelles dam foundations", The Institute for Engineering Research, Foundation Kollbrunner-Rodio, Zurich, 1978, N° 42
18. Sáenz, C., López, J. M. y Quiles, E., "The impermeabilization of the dam at Canelles in the lower Pyrenees in Spain", III Congreso de la Asociación Internacional de Geología del Ingeniero, Madrid, 1978, Vol III.1, pp 215-229

19. Peña, H., Grador, J., Barbedette, R. y Pautre, A., "Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du barrage Rapel (Chili)", Dixième International Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R36, pp 651-681
20. Fujii, T., "Fondation grouting at Nagawado dam", Tenth International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, C17, Vol VI, pp 747-768
21. Vallot, L., "Procédés de mise en oeuvre de mélanges binaires et ternaires", L'Ingénieur Constructeur, Paris, 1959
22. Fujii, T., "Fault treatment at Nagawado dam", Tenth International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R9, pp 147-169
23. Guerrero, R. y Serafim, J. L., "Problems relating to the foundation of El Atazar dam", Tenth International Congress on Large Dams, Montréal, 1970, Vol II, W37, R59, pp 1143-1165
24. Comité National Français, "Mesure des qualités mécaniques des massifs rocheux avant et après la consolidation par injection", Huitième Congrès International des Grands Barrages, Edimburgo, 1964, Vol I, Q28, R18, pp 359-364 y 369-372
25. Faivre d'Arcier, G. y Conte, J., "La consolidation des appuis du barrage du Montereyard", Huitième Congrès International des Grands Barrages, Edimburgo, 1964, Vol I, Q28, R19, pp 377-390
26. Samama, R., Vigier, G., Huynh, P. y Sabarly, P., "Barrage sur l'Oued Nebaana. Problème d'étanchéité de la retenue", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R37, pp 683-707
27. Tavernier, M. y Chanez, R., "Da Serre-Ponçon à Notre Dame de Comniers. Les Coupures étanches injectées", Travaux, 1965
28. Gilg, B., "L'écran d'injection de Mattmark. Projet, exécution, contrôles lors des premières mises en eau", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II, Q37, R10, pp 171-190

29. Dawson, A. W., Garay, N. y Cabrera, R., "Manuel M. Diéguez", Comportamiento de presas construidas en México, SRH, CFE y UNAM, 1. Ed., 1976
30. Pavlenko, V., "Method of elimination of seepage along expansion joints in a concrete dams", Hydrotechnical Construction, 1974, pp 441-43
31. Barbedette, R. y Pautra, A., "Perçement de galeries en terrain difficile. Méthode des injections à l'avancement", Le monde souterrain, 1959, pp 1-8
32. Halwani, S., Janod, A. y Lajeat, J. P., "Le perçement du tunnel d'Awali de l'aménagement du Litani au Liban", Travaux, 1965, pp 1-14
33. Liechti, W. y Wullimann, E., "Voile d'étanchéité à travers l'écoulement souterrain du lac de Sfundan pour l'augmentation de sa retenue", Dixième Congrès International des Grands Barrages, Montréal, 1970, Vol II; Q37, R5, pp 89-99
34. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages "Méthode de dérivation pendant la construction-Annexe: Cabora-Bassa", Onzième Congrès International des Grand Barrages, Madrid, 1973, Vol II, Q41, R32, pp 581-588
35. Asilomar Conference, "Foundations for dams", ASCE, 1974
36. Benassini, A., "Tratamiento de cimentaciones de cortinas", Construcciones en roca, CICM, México, 1965, pp 143-184
37. Terzi, G. M., "Algunos aspectos prácticos sobre las inyecciones para grandes presas", Construcciones en roca, CICM, México, 1965, pp 185-200
38. Cruz B., A., "Tratamiento de cimentaciones", Construcciones en roca, CICM, México, 1965, pp 201-278
39. Escamilla, J. M., "Tratamientos de consolidación e impermeabilización de suelos y rocas-Técnicas de diseño, construcción y control", Solum, S. A., Publicación interna N° 20, México, 1974

40. Marsal, R. J. y Raséndiz, D., "Tratamiento de cimentaciones rocosas", Capítulo 7 de Presas de Tierra y Enrocamiento, Limusa, México, 1975, pp 133-145
41. Tornaghi, R., "Iniezioni", Seminario su consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile, Stresa, 1978
42. Higuera G., S., "Inyectado de aluviones en cimentaciones para cortinas de materiales graduados", SRH, México, 1976
43. Higuera G., S., "Laboratory investigations of grouting mixtures and some of their applications", SRH, México, 1976
44. Lancaster-Jonas, P. F. P., "Mejora de las propiedades de los macizos rocosos", Capítulo 12 de Mecánica de rocas en la ingeniería práctica, K. G. Stagg y O. C. Zienkiewicz, Blume, Madrid, 1970.
45. Rhodes, J. A. y Dixon, N. A., "Performance of foundation drain systems for concrete gravity dams", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R5, pp 55-69
46. Abraham, T. J. y Lundin, L. W. "T.V.A.'s design practices and experiences in dam and foundation drainage systems", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R7, pp 85-105
47. Khilnani, K. S. y Webster, J. L., "Mica dam drainage system", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R9, pp 129-146
48. Taylor, H. y Chow, Y. M., "Design, monitoring and maintaining drainage system of a high earthfill dam", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R10, pp 147-167
49. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages, "Dispositifs de drainage, conception, auscultation, entretien", Douzième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, pp 193-219

50. Cruickshank, C., "Flow in fractured rock masses", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R17, pp 283-297
51. Alberro, J., "Filtrations in the foundations of the Santa Rosa dam", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R18, pp 299-311
52. Lombardi, J., "Comportement des systèmes de drainage de trois barrages en Suisse", Douzième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, Q45, R45, pp 749-767
53. Tonković, N. I., Matri M., Y. y Gosheh, I. D., "Design and construction of drainage works at King Talal dam (Jordan)", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R50, pp 829-840
54. Bozovič, A., "Drainage for uplift relief and seepage control measures at Bajina Basta dam", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol II, Q45, R54, pp 889-901
55. Fernández C., J. L., Gómez L., G. y Alonso F., M., "Analyse et auscultation des infiltrations. Schémas de drainage", Douzième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, Vol II, Q45, R58, pp 967-987
56. Rodríguez, D. R., "Idées pour le projet du système de drainage du barrage de Riano (Leon) et pour son auscultation et son entretien", Douzième Congrès International des Grands Barrages, México, 1976, Vol II, Q45, R66, pp 1109-1123
57. Casagrande, A., "Control of seepage through foundations and abutments of dams", First Rankine Lecture, Geotechnique, Set 1961, Vol XI
58. Allende, J. L., "Leakage investigations and drainage of dams and their foundations", Twelfth International Congress on Large Dams, México, 1976, Vol IV, Q45, Informe general
59. SRH, CFE, UNAM, "Comportamiento de presas construidas en México", México, 1976

60. Hobst, L. y Zajíc, J., "Anchoring in rock", Developments in geotechnical engineering, Vol 13, Elsevier, Nueva York, 1977

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS	1
5.1 INYECCIONES	1
5.1.1 DECANTACION EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA	1
5.1.2 EFECTO DEL MEZCLADO A VELOCIDAD ALTA	1
5.1.3 FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA	3
5.1.4 RELACION ENTRE PESO ESPECIFICO Y FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO Y BENTONITA	4
5.1.5 GRAFICA DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CEMENTO-BENTONITA	4
5.1.6 CAMPOS DE APLICACION DE LAS LECHADAS	6
5.1.7 COSTOS	8
5.1.8 PLANTA DE INYECCIONES	8

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

5.1 INYECCIONES

5.1.1 DECANTACION EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA

En la fig III.1 (ref 1) se presentan gráficas de decantación en función de la relación cemento-agua en peso para contenidos de bentonita de 0, 2, 4, 6 y 8 por ciento del peso del cemento. En la preparación de las lechadas se ha empleado cemento Florida Portland Tipo I, que tiene una superficie específica Blaine de 3.700 cm²/g de bentonita "Poly Gel Brand" con límite líquido igual a 535 por ciento.

Todas las lechadas fueron preparadas mezclando durante dos minutos el cemento y el lodo bentonítico primario en una mezcladora de alta velocidad (1200 rpm). El lodo bentonítico fue almacenado un período de 12 horas para su hidratación.

5.1.2 EFECTO DEL MEZCLADO A VELOCIDAD ALTA

En la fig III.2 (ref 2) se muestra la relación que existe entre la velocidad

del mezclado, la fluidez (estimada en segundos con el cono Mecasol) y la decantación de una lechada de cemento y bentonita.

La gráfica muestra que el mezclado a velocidad alta reduce la decantación e incrementa la fluidez.

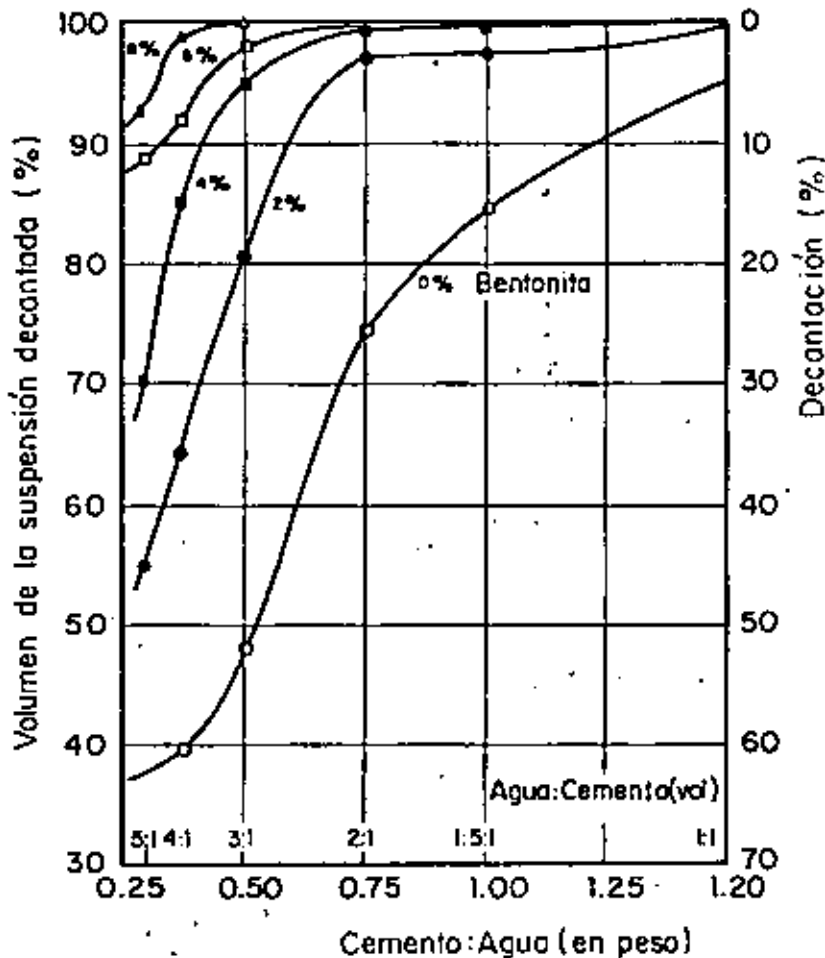


FIG III.1 Relación entre la decantación y el cociente cemento:agua en peso (ref 1)

Este fenómeno se debe a que la agitación violenta rompe las aristas rugosas de las partículas de cemento, aumentando así su fluidez. Por otro lado, esta agitación, acelera la hidratación del cemento y activa las propiedades

tixotrópicas de la bentonita, reduciendo en esta forma la decantación.

El tiempo de mezclado tiene influencia sobre las propiedades de las lechadas, sin embargo, no existe un acuerdo general a la fecha acerca de cuál es exactamente su efecto.

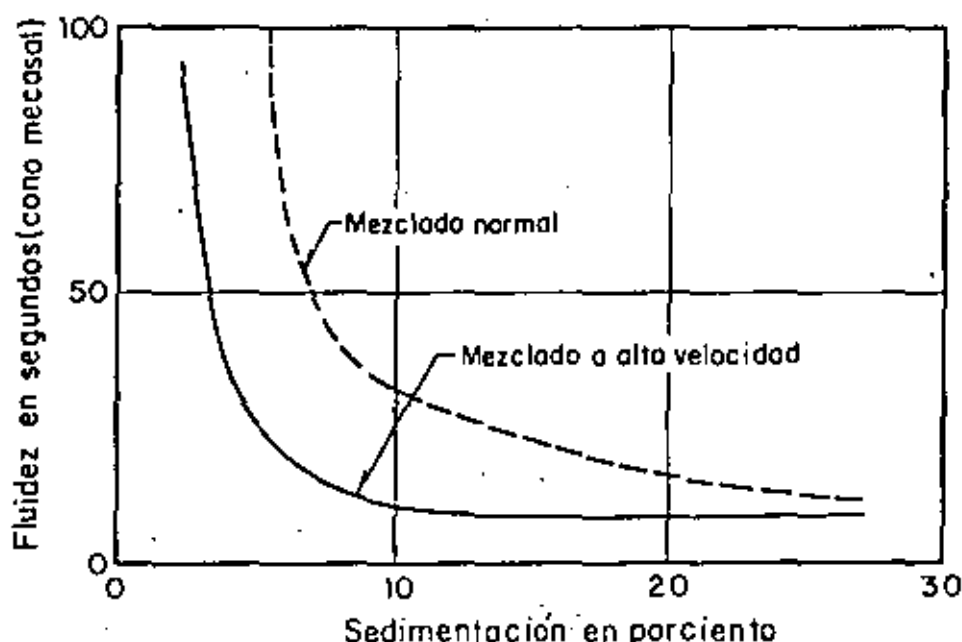


FIG III.2 Gráficas de inyectabilidad para mostrar la influencia del mezclado a alta velocidad (ref 2)

5.1.3 FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO-BENTONITA

Las gráficas de la fig III.3 (ref 1) muestran los resultados de la medición de la viscosidad aparente o fluidez en el cono Marsh con las mismas mezclas empleadas para elaborar las gráficas del inciso 5.1.1.

La línea continua de las gráficas corresponde a los resultados experimentales y la línea punteada a los valores supuestos.

La fig III.3 muestra que la fluidez de una lechada puede controlarse com-

binando la relación cemento-agua con el contenido de bentonita.

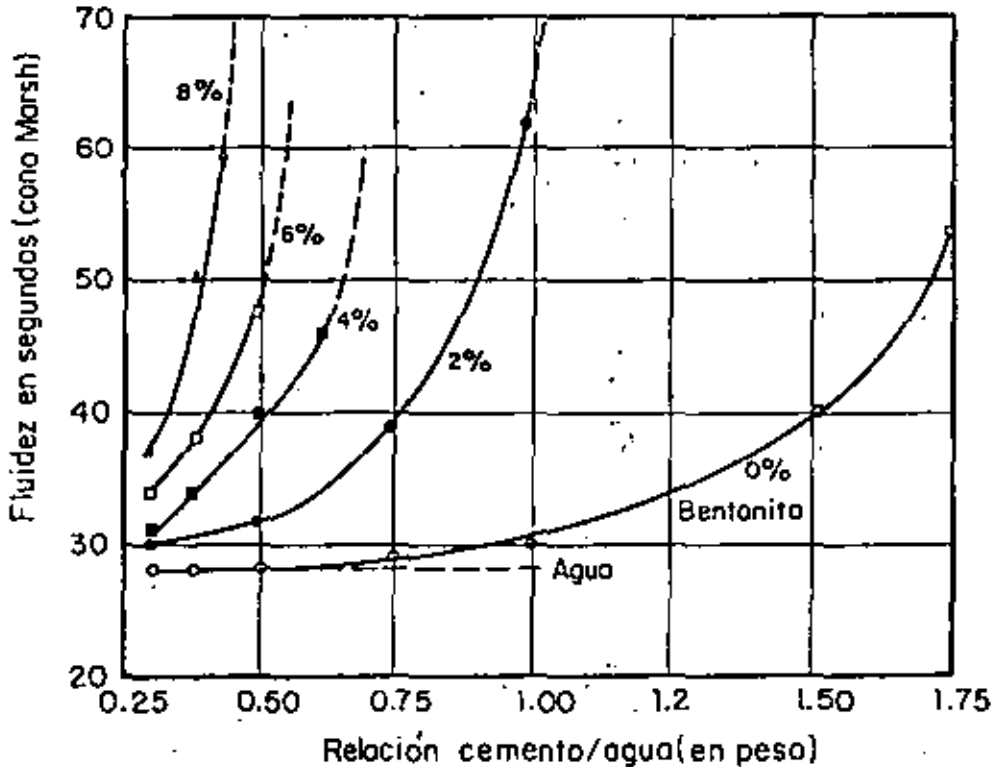


FIG III.3 Relación experimental entre la fluidez y el cociente cemento: agua

5.1.4 RELACION ENTRE PESO ESPECIFICO Y FLUIDEZ EN LECHADAS DE CEMENTO Y BENTONITA

En la fig III.4 (ref 1) se presenta la relación existente entre el peso volumétrico, la fluidez y el porcentaje de bentonita obtenida mediante ensayos de laboratorio efectuados con mezclas que tienen las especificaciones descritas en el inciso 5.1.1.

5.1.5 GRAPICA DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CEMENTO-BENTONITA

La fig III.5 permite estimar la resistencia a la compresión, la fluidez y la sedimentación que tiene una lechada con determinada relación cemento-agua y porcentaje de bentonita.

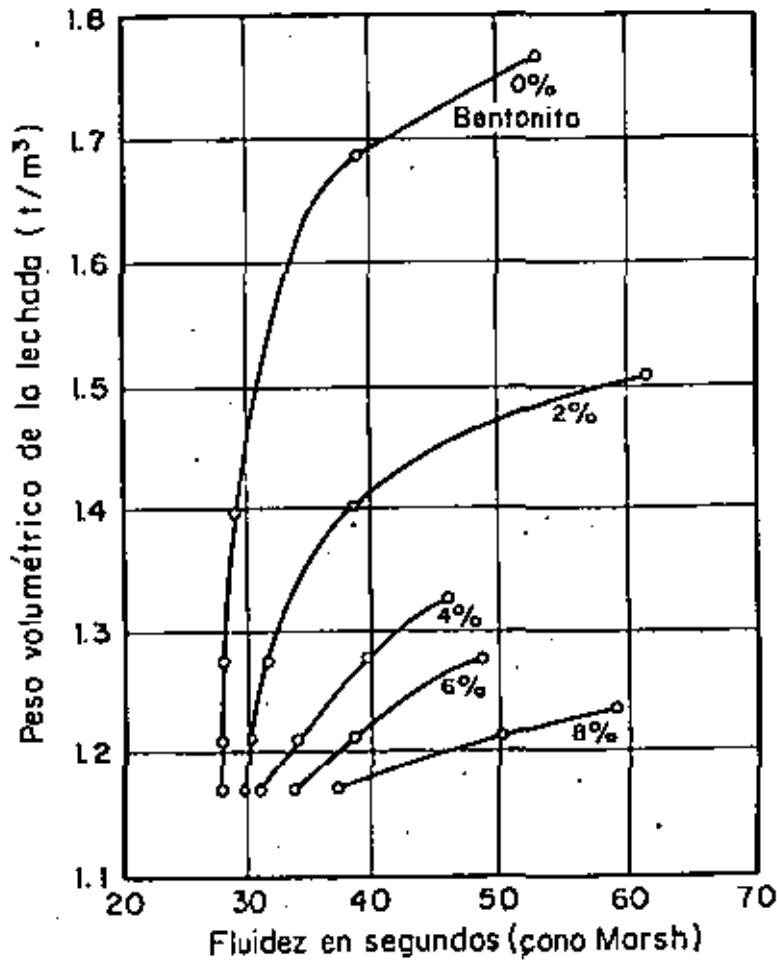


FIG III.4 Relación experimental entre el peso volumétrico de las lechadas y su fluidez

La banda ashurada corresponde a mezclas con fluidez de 38 a 42 segundos en el cono Marsh y decantación menor al 5 por ciento que son cualidades óptimas para la inyección.

Al emplear las gráficas de la fig III.5 deben tenerse presentes las especificaciones de los ingredientes y preparación de las mezclas que son las descritas en el inciso 5.1.1. Por ejemplo, la bentonita empleada tiene un límite líquido de 535 por ciento, cuando el límite líquido es menor mayor cantidad de bentonita será necesaria para obtener igual sedimentación.

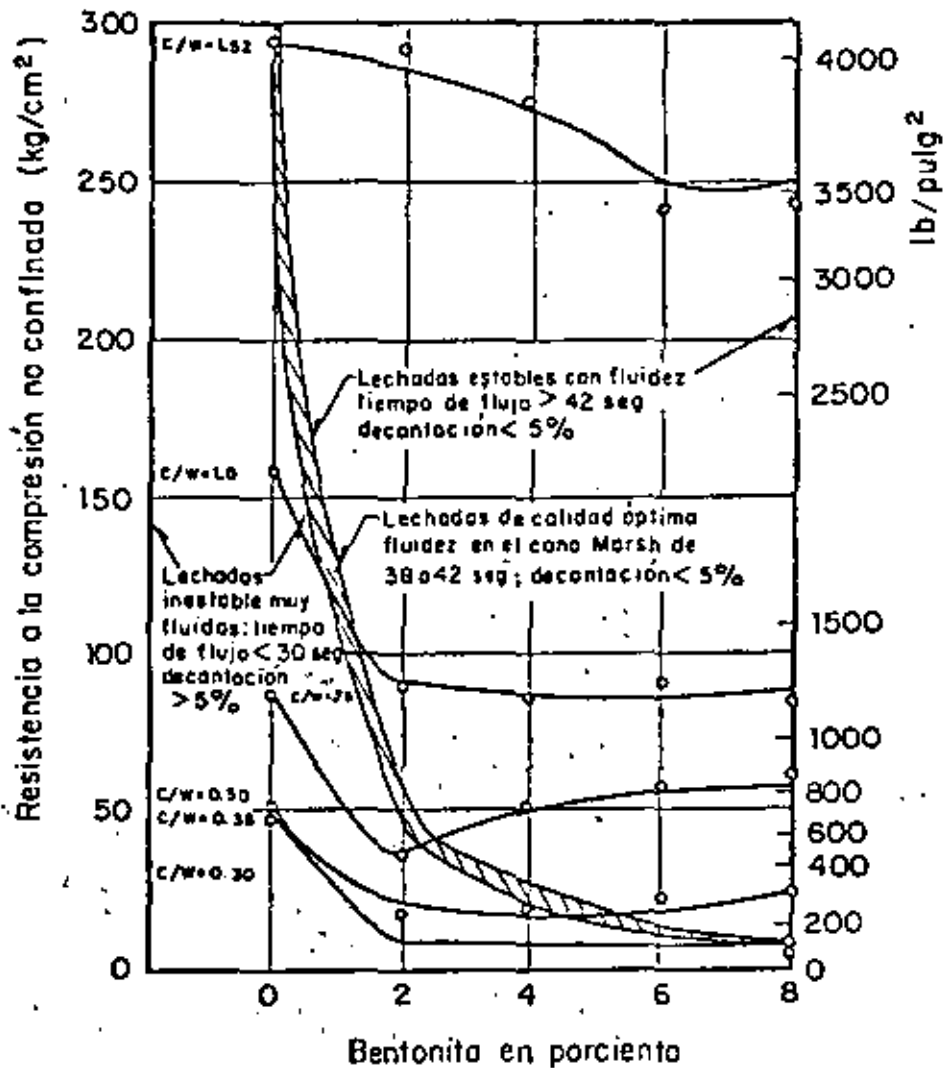


FIG III.5 Gráfica de diseño de mezclas de cemento-bentonita c/w = cociente cemento:agua en peso

5.1.6 CAMPOS DE APLICACION DE LAS LECHADAS

La tabla III.1 da una orientación sobre los campos de aplicación y clasificación reológica de los principales tipos de lechadas en uso actualmente (ref 3).

TABLA III.1. Campos de aplicación de las lechadas (ref 3)

Clase reológica	Suspensiones (Fluidos binghamianos)			Soluciones (Fluidos newtonianos)			Emulsiones gaseosas		
	Inestable	Estable		Soluciones coloidales (evolutivas)*		Soluciones puras (no evolutivas)**			
Tipos de lechadas	Cemento puro	Cemento con bentonita o arcilla	Bentonita defloculada	Productos químicos			Lechadas expansivas		
				Silicato de sodio		Resina orgánica			
				Gel de alta resistencia orgánico	Gel de resistencia media a baja			A base de cemento	Orgánicas
Campos de aplicación	Rocas fisuradas y fracturadas	Combinación variable de grava y arena		Rocas microfisuradas o porosas			Cavidades	Cavidades con fuerte circulación de agua	
		Grava	Arena gruesa	Arena de media a fina		Arena fina limosa			
Coefficiente de permeabilidad K (m/s)		$>5 \cdot 10^{-6}$	$>5 \cdot 10^{-5}$	$>5 \cdot 10^{-5}$	$>10^{-5}$ (1)	$>10^{-6}$ (2)	 		
Superficie específica S (cm ² /gm)		< 50	< 150	< 150	< 480	< 1 000	 		
Crítica de inyección	Presión de rechazo.	Cantidad y presión limitada **					Relleno		
Cost. rel. de prod. por m ³		1.8 (3)	0.6 a 1 (4)	0.5 a 0.7	5 a 7	2 a 4	15 a 40 (5) 100 a 300 (6)	1.2	6

* Van espesándose progresivamente hasta fraguar

** Su viscosidad es constante hasta su fraguado

(1) Límite inferior de la evolución de la viscosidad

(2) Límite correspondiente a la condición de impregnación homogénea

(3) Relación cemento/agua en peso final = 1

(4) Relación cemento/agua en peso = 0.2 a 0.4 bentonita/agua = 0.05

(5) Modémosos acuosos (resinas fenólicas, acrílicas, amínicas)
Resistencia del orden de 30 a 40 kg/cm²

(6) Polímeros precondensados (epóxicos, poliéstericos, etc)
Resistencia del orden de 1 000 kg/cm²

5.1.7 COSTOS

En el renglón inferior de la tabla III.1 se muestra el costo relativo de los diferentes tipos de lechadas. Este costo no incluye el transporte de los productos a la obra ni las diferencias de costo en la elaboración de las lechadas. Debe aclararse que no es posible calcular precios de inyecciones con la tabla anterior, ya que, por un lado al número de taladros puede quedar determinado por la naturaleza del terreno inyectado y la propia inyección se efectúa con velocidad diferente con cada lechada.

El costo del producto inyectado es en la mayoría de los casos el que predomina en el costo total del tratamiento. La tabla III.2 (ref 4) muestra el costo relativo de varios tipos de productos inyectables.

TABLA III.2 Costo relativo de varios tipos de productos inyectables

Producto	Costo relativo
Cemento Portland	1.0
Base de silicato al 15%	1.3
Base de lignosulfito	1.65
Base de silicato al 30%	2:2
Base de silicato al 40%	2.9
Resina de urea y formaldeido	6.0
Acrilamida (AM-9)	7.0

5.1.8 PLANTA DE INYECCIONES

En la fig III.6 (ref 3), se presenta el esquema de una instalación proyectada para inyectar mezclas de cemento-bentonita con diferente proporcionamiento y dos tipos de lechadas con productos químicos. Las partes constitutivas de la instalación son las siguientes:

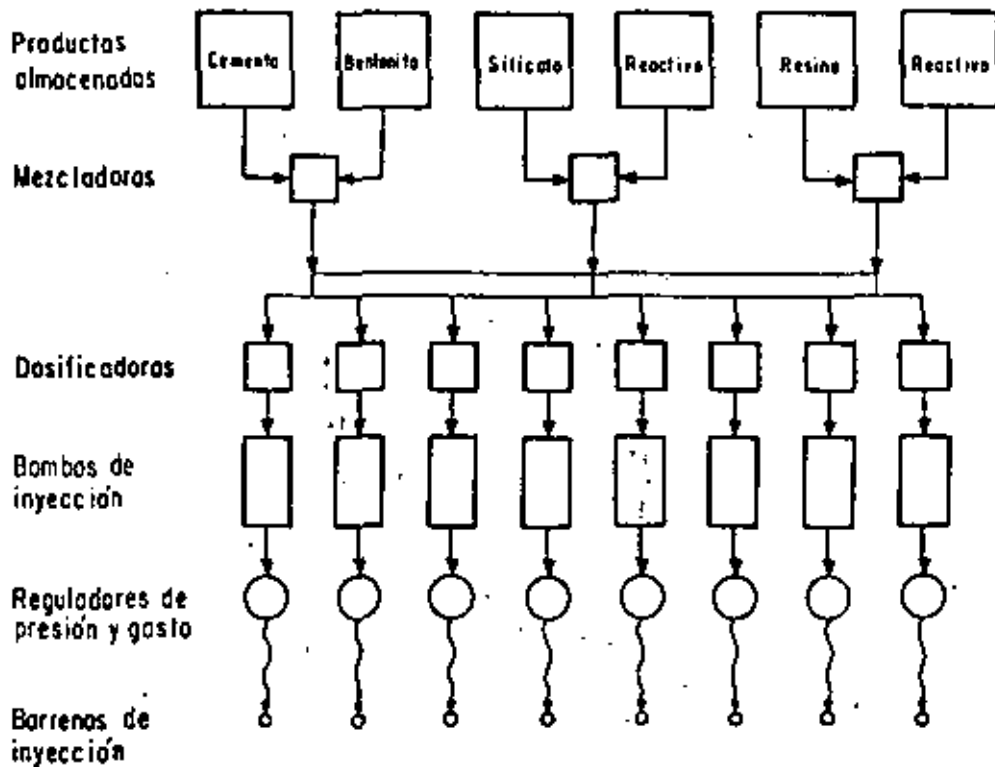


FIG III.6 Esquema de una planta de inyecciones

- Un silo de cemento, uno de bentonita y otros cuatro con productos químicos diferentes que se dosifican automáticamente antes de alimentar a tres mezcladoras.
- Ocho dispositivos para registro automático del peso y volumen de la mezcla inyectada, a continuación de las mezcladoras.
- Ocho bombas de inyección para impulsar la lechada a la perforación de inyección.

- d) Un regulador instalado a continuación de cada bomba de inyección interviene automáticamente cuando se alcanzan los límites prefijados de presión y volumen de mezcla inyectada.

5.4 REFERENCIAS

1. Burgin, C. R., "Investigation of the physical properties of cement-bentonite grouts for improvement of dam foundations", Master of science thesis, University of Florida, 1979
2. Papadakis, M., "L'injectabilité des coulis et mortiers de ciment", Revue de Matériaux de construction, París, 1959, No 531
3. Tornaghi, R., "Iniezioni", Seminario sul consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile, Stresa, Italia, 1978
4. Herndon, J. y Lenarhan, T., "Grouting in soils", Report No FHWA-RD-76-26, Federal Highway Administration, Washington, D. C., Junio 1976





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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION

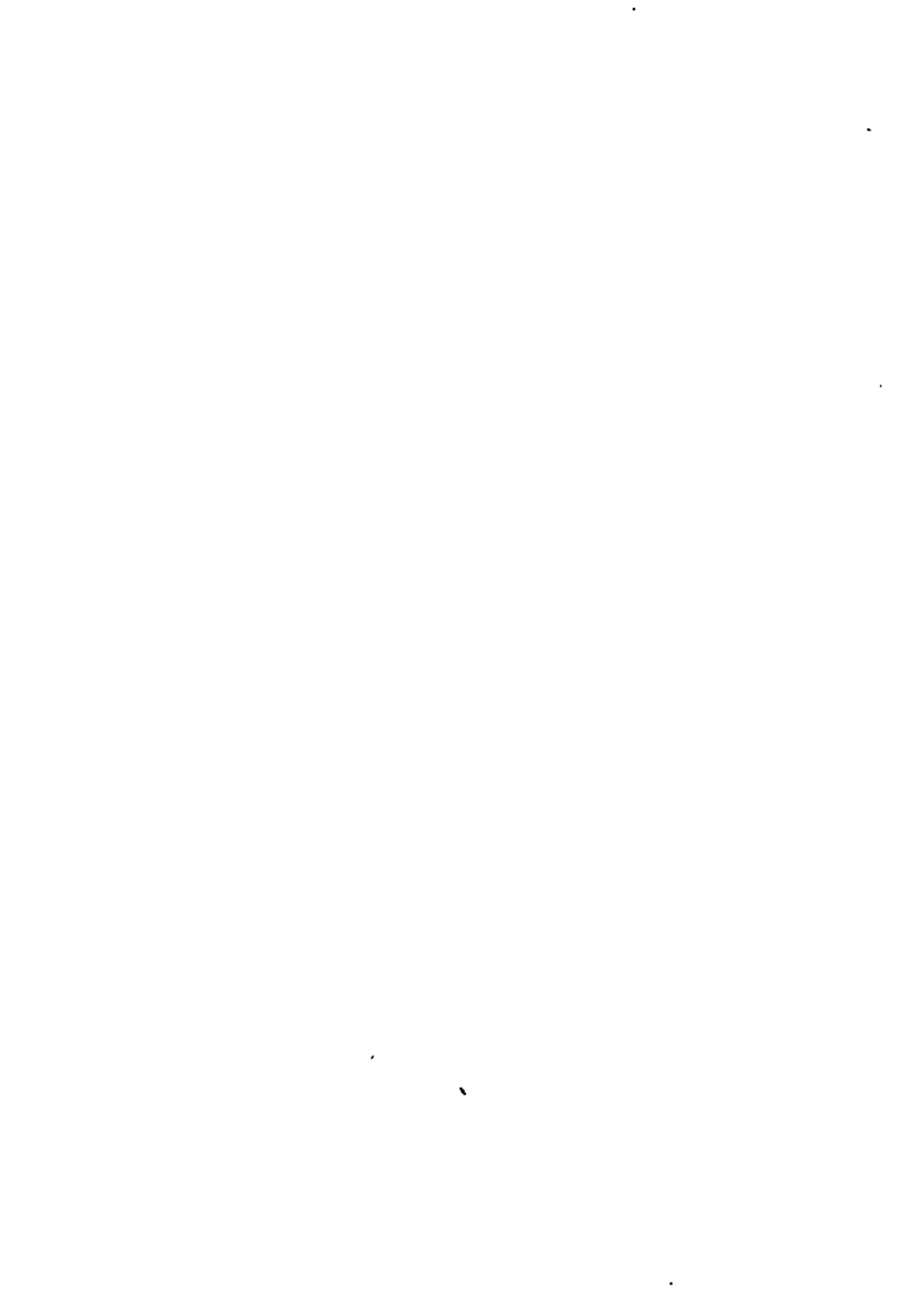
Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos
Métodos Preventivos y Correctivos

Experiencias Sobre Efectos de Voladuras en Excavaciones
Superficiales y a Cielos Abierto

Cimentaciones Ancladas en Roca

Expositor : Ing. Raúl Cuellar Borja

Mayo, 1981



ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

Por: Raúl Cuéllar Borja. *

RESUMEN:

Se presentan brevemente los criterios de análisis de estabilidad de taludes en función de las hipótesis de falla, dependientes de la geometría de la superficie de deslizamiento, de las fuerzas actuantes estáticas y dinámicas y de las características mecánicas de la roca en los planos de falla. Se describen los métodos preventivos y correctivos usuales en la estabilización de taludes en roca, como son los sistemas de drenajes mediante cunetas, subdrenes, barrenos, galerías filtrantes, etc. y soporte utilizando anclas y/o muros de retención, asimismo, los movimientos de tierras, perfilamientos con explosivos e instrumentación.

Se revisan varios ejemplos sobre las causas de fallas de talud presentadas en diversas Obras de la C.F.E. incluyendo las medidas preventivas y correctivas tomadas en cada caso, adicionando algunos datos sobre el costo de estos trabajos.

*Cafe de la Oficina de Mecánica de Rocas.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS,

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

HIPOTESIS DE FALLA

Como base para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos es necesario establecer las siguientes hipótesis de falla:

- a) Geometría de la superficie de deslizamiento
- b) Fuerzas actuantes
- c) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

CASOS DE FALLA

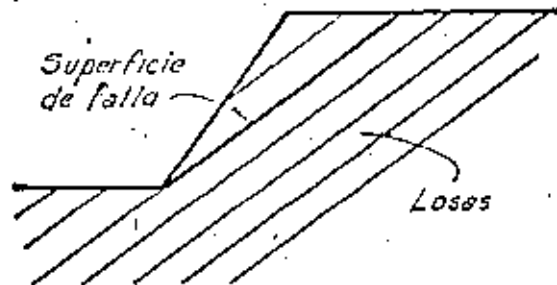
Tomando en cuenta la anisotropía que generalmente se presenta en los macizos rocosos por la existencia de juntas (fracturas, fallas, estratificación, etc.) se presentan tres casos de deslizamiento y uno de volteo.

- a) Superficies planas (losas)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica
- d) Volteo

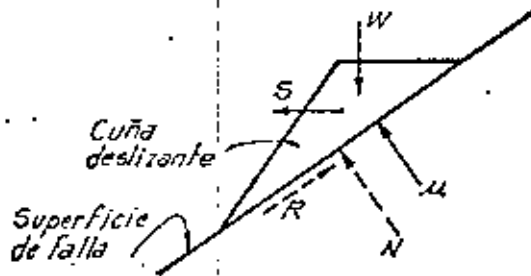


Caso de superficie plana

Este caso se presenta generalmente en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una losa sobre la otra. La superficie de falla coincide con una junta y el problema se analiza en forma bidimensional.



TALUD EN ROCA ESTRATIFICADA O ROCA FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Fuerzas conocidas:

W = peso propio

S = fuerza horizontal por vibración

U = empuje hidrostático

Fuerzas dependientes:

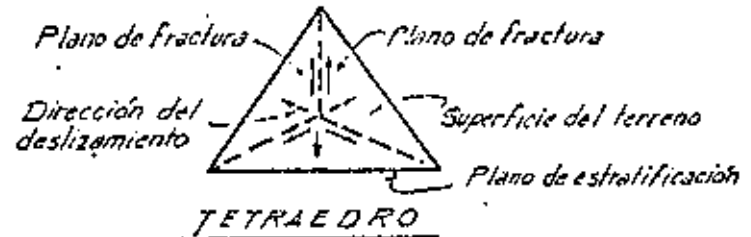
N = fuerza normal

R = fuerza resistente

o tangencial

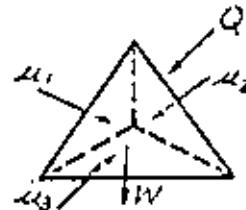
Caso de tetraedro

Este caso se presenta en unidimensionales que tienen por lo menos dos familias de fracturas y un plano de estratificación formándose un tetraedro.



Se presentan 6 posibilidades de deslizamiento, como se indica, pudiendo deslizarse sobre una o dos caras, para lo cual se requiere hacer las siguientes hipótesis de resistencia.

- el material en los planos de contacto no resiste tensión
- el material en los planos de contacto es puramente friccionante
- el bloque es indeformable
- el plano de contacto es indeformable



Q = fuerza exterior (empuje de otra cuña por g/o vibraciones)

W = peso propio

U = empuje hidrostático

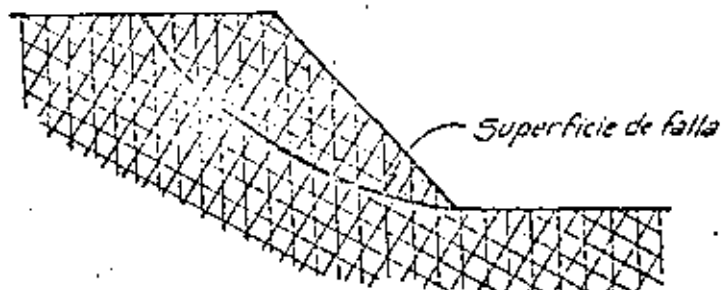
FUERZAS EXTERIORES

El análisis de estabilidad es tridimensional determinando la dirección en el espacio de las fuerzas actuantes y entonces determinar las componentes de resistencia en esos planos. Existen dos métodos de cálculo uno analítico por P. Londe y otro gráfico por X. John.

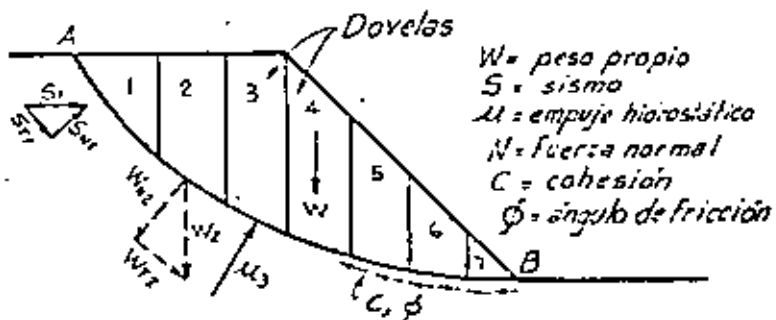
Caso de superficie cilíndrica

Se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento, cuyo comportamiento es similar al de un enrocamiento.

Se analiza en forma bidimensional utilizando los métodos de la mecánica de suelos: Fellenius, Bishop, método sueco, círculo de fricción, etc.



ROCA INTENSAMENTE FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

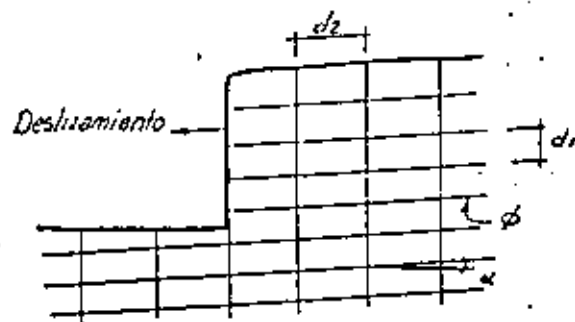
Factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fzas. Resistentes}}{\sum \text{Fzas. Actuantes}}$$

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

Caso de volteo

La falla por volteo en bloques de roca de un talud depende de la separación relativa entre planos de fracturas o juntas perpendiculares y del buzamiento que presenten. Las columnas subverticales con $\frac{d_2}{d_1} > 1$ pueden dar lugar a taludes seguros mientras que, cuando $\frac{d_2}{d_1} < 1$ se tienen taludes inseguros.



a)

$\frac{d_2}{d_1} > 1$
 $\phi = \text{ángulo de fricción}$
 $\alpha = \text{echado}$

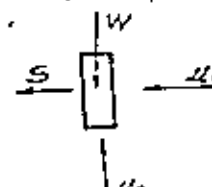
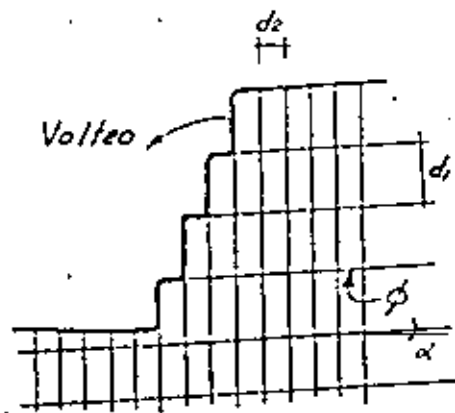


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

W = peso propio
 S = sismo
 $U_1 = \text{presión hidrostática}$
 $\frac{d_2}{d_1} < 1$



b)

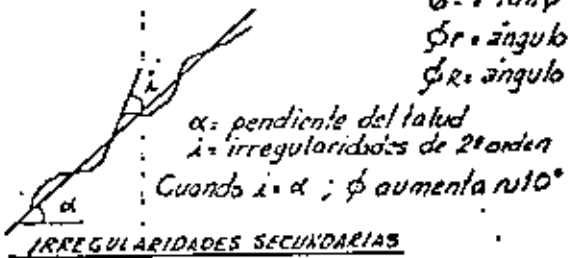
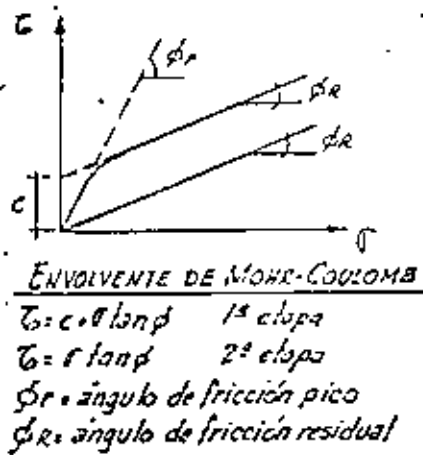
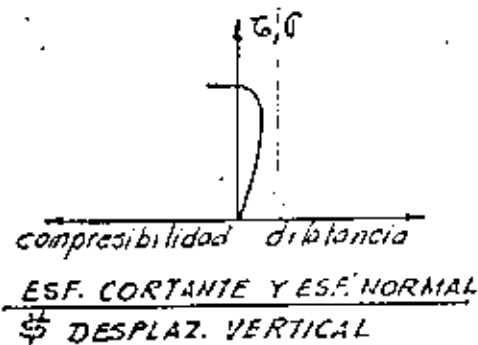
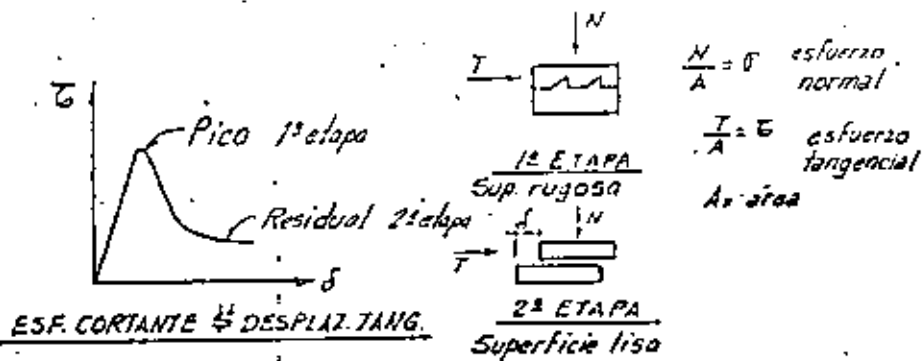
PATRON DE JUNTAS QUE PRODUCE VOLTEO

a) poca probabilidad de volteo b) alta probabilidad de volteo

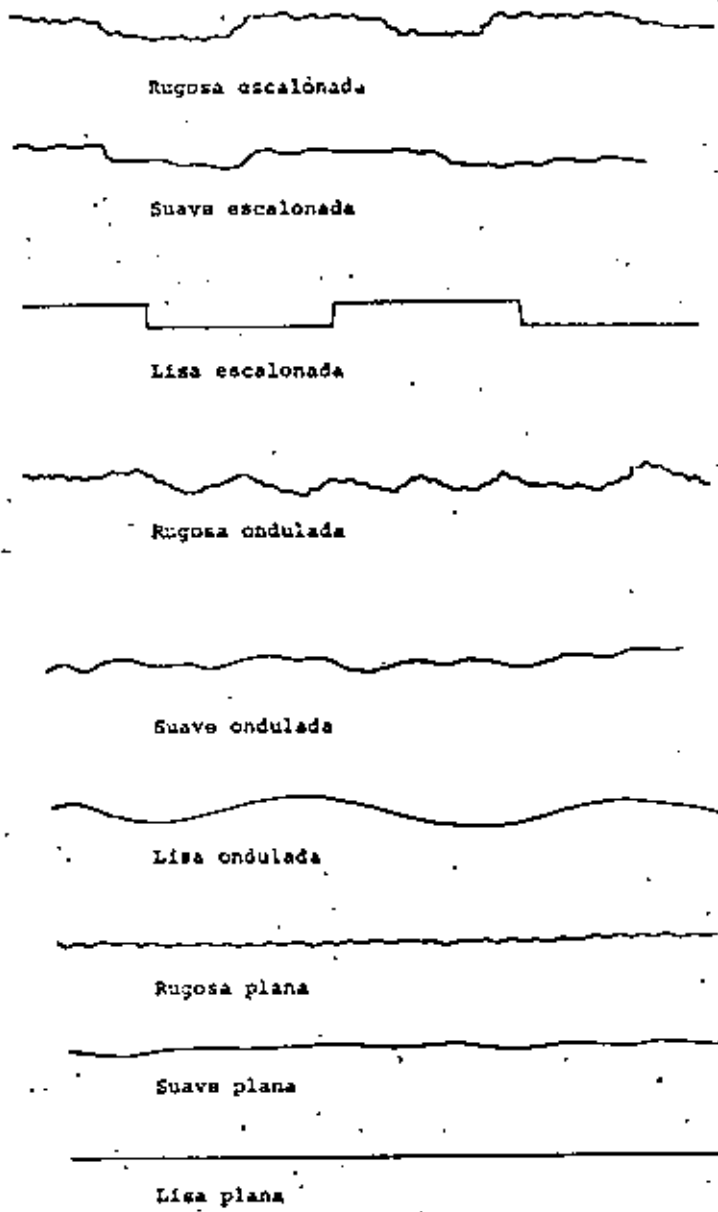


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de falla, depende de las características del relleno de las juntas y de la rugosidad de estas, así como de la relación entre esfuerzos normales y tangenciales o cortantes. El efecto de la rugosidad es muy importante como puede verse a continuación:



Tipos de juntas cerradas



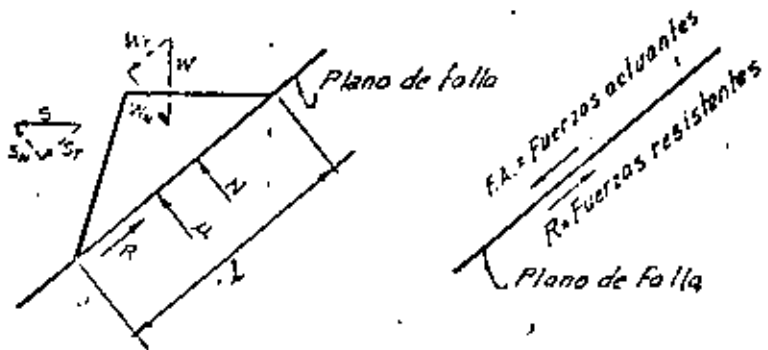


Diagrama de cuerpo libre

ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

La estabilidad de la cusa se establece mediante la comparación de las fuerzas actuantes y resistentes en el plano de falla.

Así, el factor de seguridad $F.S. = \frac{R}{F.A.}$
 R = Fuerzas resistentes
 F.A. = Fuerzas actuantes

- Si: $F.S. < 1$ se tiene equilibrio inestable
- $F.S. = 1$ se tiene equilibrio crítico
- $F.S. > 1$ se tiene equilibrio estable

EQUILIBRIO DE UNA CUSA DE ANCHO UNITARIO

Relación entre esfuerzos normales y cortantes

$\tau = c + \sigma \tan \phi$ (1) $\tau = \sigma \tan \phi$ (2)

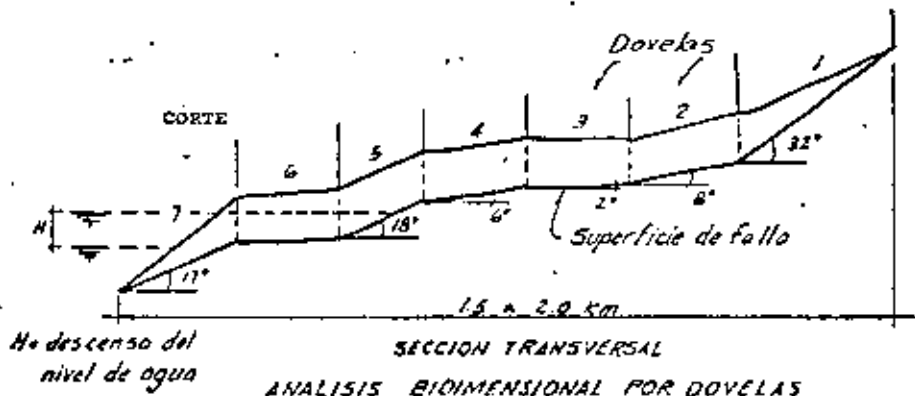
Utilizando la ecuación (2) que es más desfavorable para esfuerzos residuales, se tiene: $\tau \times L \times 1 = \sigma \times L \times 1 \times \tan \phi \therefore R = N \tan \phi$

$\therefore \Sigma [R] = \Sigma [N \tan \phi]$

$\therefore F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma [F.A.]}$

TALUD CON SUPERFICIE DE FALLA COMPUESTA

El caso de la estabilidad de una masa de roca que presenta una superficie de falla con cambios de pendiente, puede analizarse en forma bidimensional analizando el equilibrio de secciones o dovelas, iniciando el análisis por la dovela superior, si ésta resulta inestable la carga en desequilibrio o empuje se toma en cuenta como fuerza actuando sobre la dovela siguiente y así sucesivamente hasta llegar a la dovela inferior de manera que el factor de seguridad de esta última es el dato representativo del equilibrio general de la masa por deslizar.



ANÁLISIS BIDIMENSIONAL POR DOVELAS



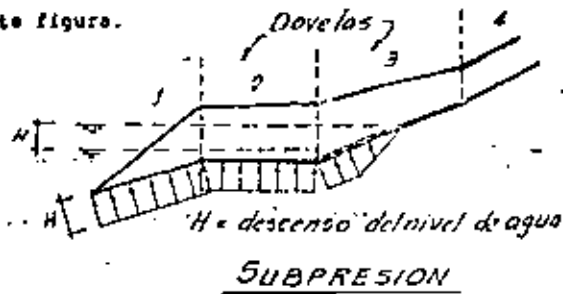
DOVELA 1

DOVELA 2

Q: Carga externa; P: peso propio
 S: fco. sinuica; H: subpresión;
 R: fuerza resistente; E: empuje en el equilibrio
DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE

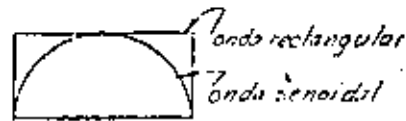
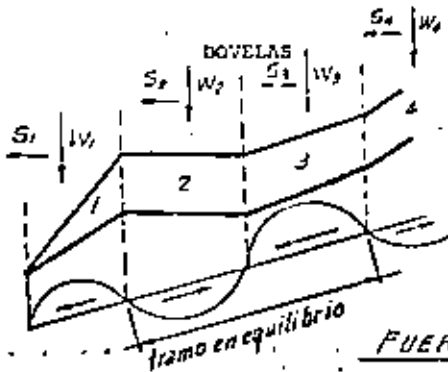
DEFINICION HIDROSTATICA

Cuando el plano de falla está constituido por una junta cerrada o con relleno arcilloso, se considera que la junta es impermeable de manera que si se produce un descenso del nivel del agua, ese desnivel se traduce en subpresión uniforme como se indica en la siguiente figura.



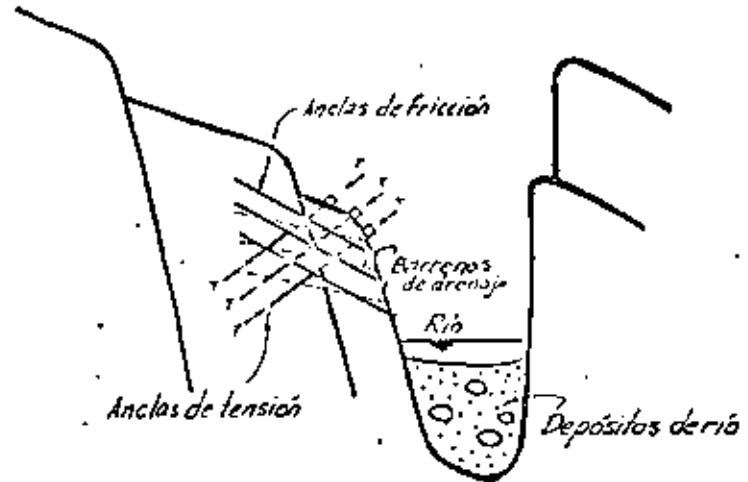
FUERZAS SISMICAS

El efecto dinámico de las fuerzas por sismo pueden considerarse como fuerzas externas horizontales tomando un coeficiente de aceleración de la gravedad que puede disminuirse multiplicando por el cociente de la relación entre las áreas circunscritas por las ondas senoidal y rectangular. También puede ser que al vibrar dos secciones con diferentes frecuencias la componente sísmica se anule, sin embargo consideramos que esto no sucede es más conservador.

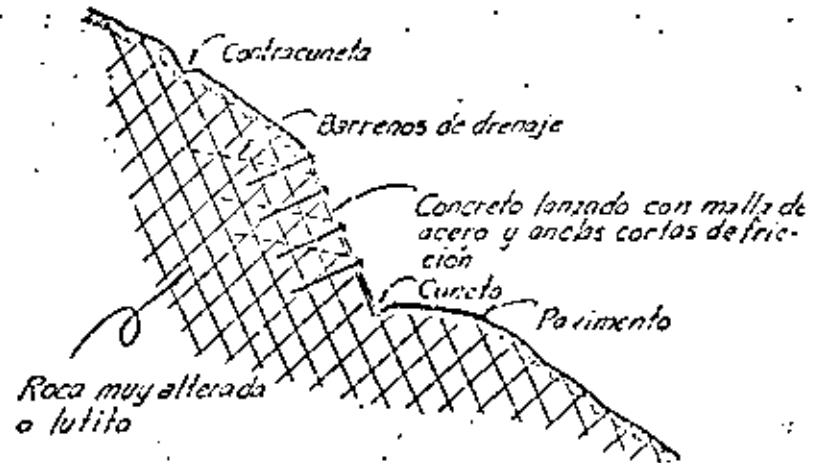


Fuerza sísmica $S = c \times W$, en donde:
 c = coeficiente sísmico y W = peso prop.
 $c(g)$; c es función de la aceleración de la gravedad; puede reducirse por 0.5 si que es la relación de áreas de la: FUERZAS SISMICAS ondas senoidal y rectangular.

SISTEMAS DE SOPORTE CON ANCLAS Y CONCRETO LANZADO



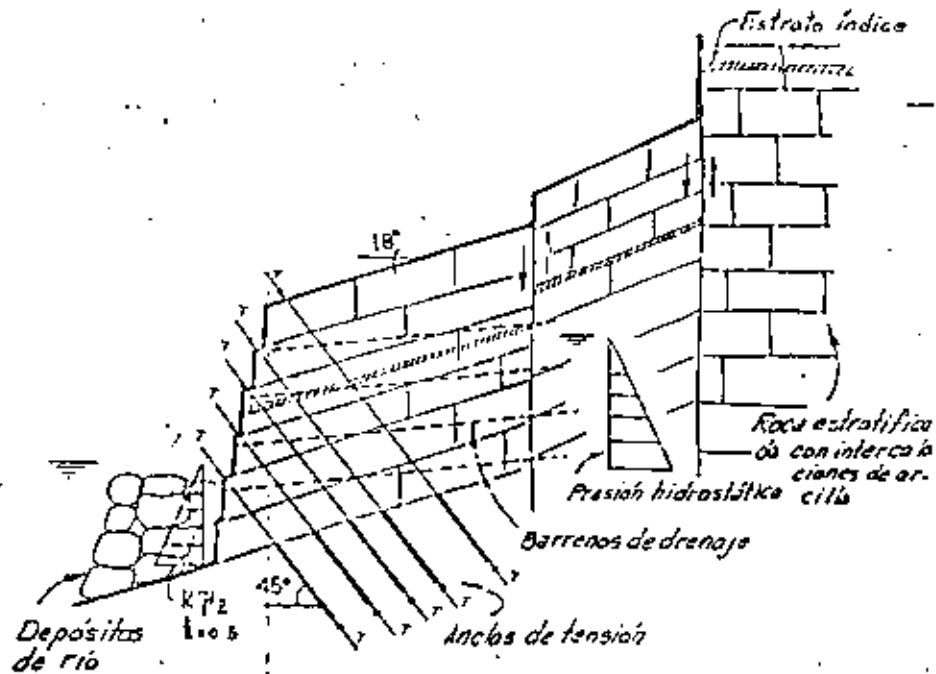
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y TENSION



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y CONCRETO LANZADO CON MALLA METALICA

ANCLAJE DE TALUDES

A continuación se muestra un sistema de soporte de taludes a base de anclas de tensión postensadas y barrenos de drenaje. En el diseño de este anclaje se ha tomado en cuenta el empuje hidrostático, el efecto de sismo y el soporte de los depósitos del río.



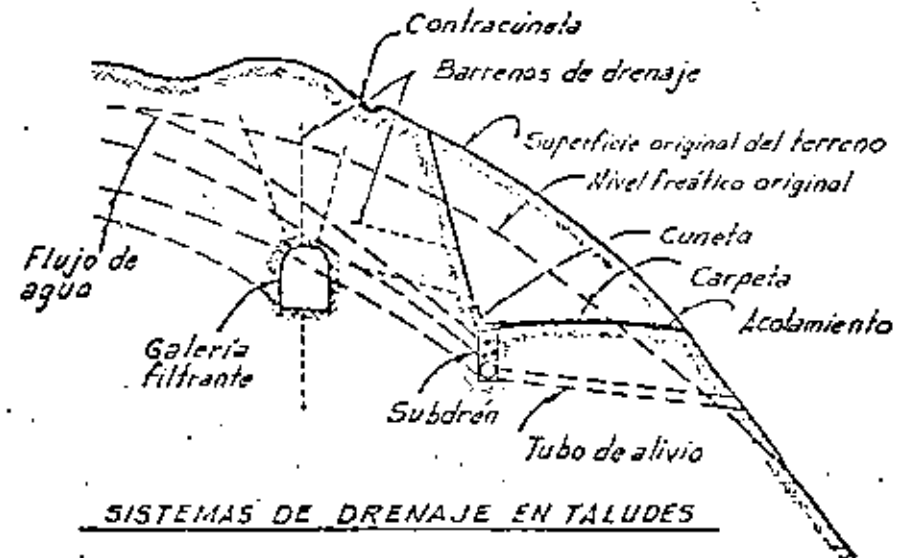
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE TENSION
EN ROCA ESTRATIFICADA

SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

De la relación entre esfuerzos cortantes y normales de Mohr-Coulomb, $\tau = \sigma \tan \phi$, puede verse que los esfuerzos cortantes dependen de los esfuerzos normales.

Cuando existe presión hidrostática en forma de subpresión la fuerza normal tiende a disminuir con la consiguiente disminución de la fuerza cortante: $\tau = (\sigma - u) \tan \phi$, en donde $u =$ subpresión.

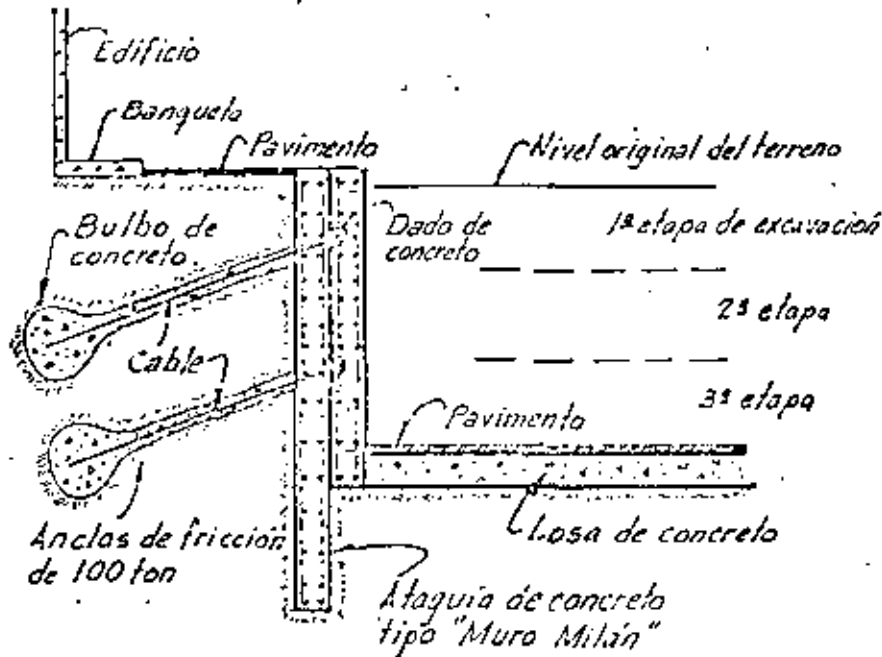
De acuerdo con lo anterior, se comprende la importancia del drenaje en la estabilidad de taludes. En la figura de abajo se muestran los sistemas de drenaje usuales.



SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

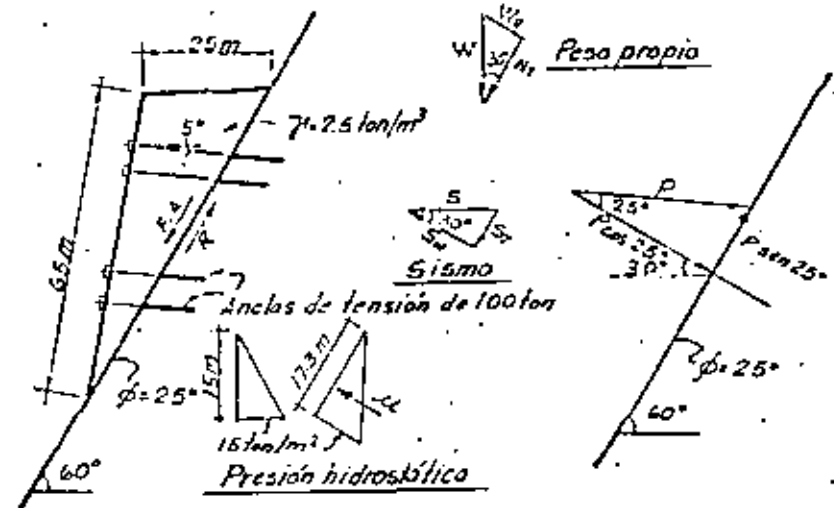
MUROS DE RETENCIÓN ANCLADOS EN SUELOS

Cuando no es posible el uso de troqueles para darle apoyo al muro de retención, cuando la excavación es muy grande se usan anclas de fricción inyectadas formándose los bulbos de apoyo en el fondo de las anclas.



TALUD EN SUELO APOYADO CON MURO DE CONCRETO SUJETADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN

ESQUEMA DE CÁLCULO DE ANCLAS EN UN TALUD



CÁLCULO DE ANCLAS

$$W = \frac{25 \times 65}{2} \times 2.5 = 801 \text{ ton}$$

$$W_N = 801 \sin 30^\circ = 400 \text{ ton}$$

$$W_T = 801 \cos 30^\circ = 694 \text{ ton}$$

$$S = 0.1W = 80 \text{ ton}$$

$$S_N = 80 \cos 30^\circ = 69 \text{ ton}$$

$$S_T = 80 \sin 30^\circ = 40 \text{ ton}$$

$$H_N = \frac{15 \times 17.3}{2} = 128 \text{ ton}$$

$$\Sigma F.A. = W_T + S_T = 694 + 40 = 734 \text{ ton}$$

$$\Sigma F.R. = \Sigma [N] \tan \phi = W_N - \mu - S_N = [400 - 128 - 69] \times 0.466 = 95 \text{ ton.}$$

Fuerza tangencial que debe aplicarse con las anclas:

$$R = 734 - 95 = 639 \text{ ton}$$

Fuerza normal que se debe aplicar con las anclas:

$$639 = P \cos 25^\circ \tan \phi + P \sin 25^\circ$$

$$\therefore P = 823 \text{ ton.}$$

$$\text{Presión de anclaje: } \frac{823}{65 \times 1} = 12.6 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando anclas de 100 ton

$$\text{Área de influencia} = \frac{100}{12.6} = 7.9 \text{ m}^2$$

Separación $S = 2.7 \text{ m} \times 2.7 \text{ m}$

FUERZAS ACTUANTES EN UN TALUD

- a) PESO PROPIO
- b) PRESION HIDROSTATICA
- c) SOBRECARGA: ESTATICA.- Presas, edificios, terraplenas
DINAMICA.- Vibraciones

Vibraciones: Naturales.- Sismos, colapsos de cavernas, tsunamis, truenos, etc.

Artificiales.- Explosivos.- Nucleares, excavaciones en roca

Paso de vehiculos.- Llantas, cruces, F.F.C.C.

FUERZAS RESISTENTES EN UN TALUD

a) FUERZAS TANGENCIALES

Estas fuerzas son dependientes de las fuerzas normales y del ángulo de fricción.

CAUSAS DE FALLA DE UN TALUD

a) DISMINUCION DE RESISTENCIA AL CORTE EN EL PLANO DE FALLA

- Saturación de la superficie de deslizamiento
- Disminución de la fuerza normal por subpresión
- Falla progresiva por acumulación de energía con el tiempo
- Falta de confinamiento lateral

b). AUMENTO DE FUERZAS ACTUANTES

- Sobrecarga: estática y/o dinámica
- Empuje hidrostático

MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS CONTRA FALLA DE TALUDES

a) DISMINUCION DE FUERZAS ACTUANTES

- Eliminación de peso propio y sobrecarga en la zona actuante
- Drenaje para aumentar la fuerza normal
- Amortiguamiento de ondas de choque mediante trincheras:
 - Sistema natural - Fallas, fracturas abiertas, cañadas
 - Sistema artificial.- Zanjas y colchón de aire y contracorriente en medios fluidos.

b) AUMENTO DE FUERZAS RESISTENTES

- Colocación de sobrecarga en la zona resistente
- Drenaje para evitar saturación del plano de falla
- Aumentar la presión normal en el plano de falla mediante el uso de anclas de tensión

c) CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACION

- Medición de desplazamientos horizontales en superficie
- Medición de desplazamientos verticales en superficie
- Medición de desplazamientos horizontales dentro de la masa de roca.

SISTEMAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

DRENAJE

Cunetas y aliviaderos
 Contracunetas
 Alcantarillas
 Subdrenos
 Galerías filtrantes
 Barreros de drenaje

ANCLAJE

Anclas de fricción
 Anclas de tensión
 Tendones

MUROS DE RETENCION

Concreto
 Mampostería

MOVIMIENTO DE MATERIALES

Cortes o bermas en zonas de carga actuante
 Terraplén en zonas de carga resistente

CONCRETO LANZADO Y MALLA

Para estabilización local

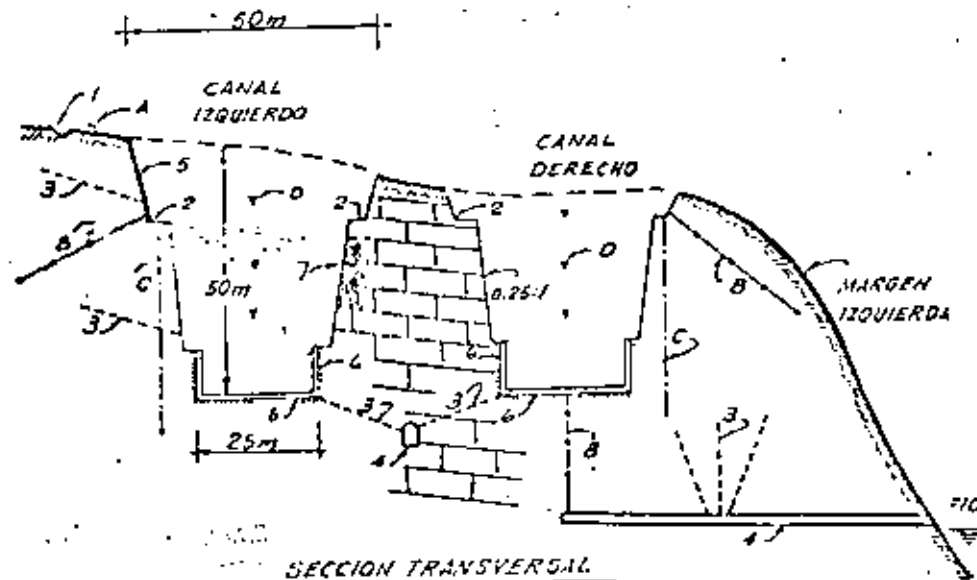
PERFILAMIENTO DE TALUDES

Uso de voladuras de precorte para estabilización local

Sistema de drenaje e instrumentación en canales vertederos

Como medida preventiva contra la falla de talud se implementó un sistema de drenaje constituido por canalones en muros y lunas en la zona revestida. Descargando mediante barrenos a una galería central. Superficialmente se construyeron cunetas y se hicieron barrenos en paredes. A la vez se instaló un sistema de control de desplazamientos mediante instrumentación.

Hasta la fecha no se han presentado problemas de estabilidad y solo durante la construcción se presentaron fallas locales en zonas de fracturas y disolución, resolviéndose mediante rellenos de mampostería.



SISTEMA DE DRENAJE Y PROTECCION

1. Contracuneta
2. Cunetas
3. Barrenos de drenaje
4. Galería filtrante
5. Gunite
6. Canalones
7. Relleno de mampostería

INSTRUMENTACION

- A. Mojoneras (10)
- B. Extensómetros longitudinales (8)
- C. Inclinómetros (6)
- D. Bancos de nivel profundo (6)

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- Vertederos

Costo de la estructura: \$ 300 x 10⁶

a) Costo sistema de drenaje:

Contracunetas y Cunetas:	470 000
Barrenos de drenaje	650 000
Galerías de drenaje	2 000 000
Gunite:	250 000

\$ 3 370 000 Costo relativo: 1.12%

b) Costo de instrumentación:

Mojoneras (10):	20 000
Extensómetros longitudinales (8):	280 000
Inclinómetros (6):	150 000
Bancos de nivel profundos (6):	75 000
Equipo, medición y proceso datos:	500 000

1 025 000 Costo relativo: 0.34%

2.- Obris de Toma

Costo de la estructura: \$100 x 10⁶

a) Costo sistema de soporte

Tratamiento de la roca inyecciones	500 000
------------------------------------	---------

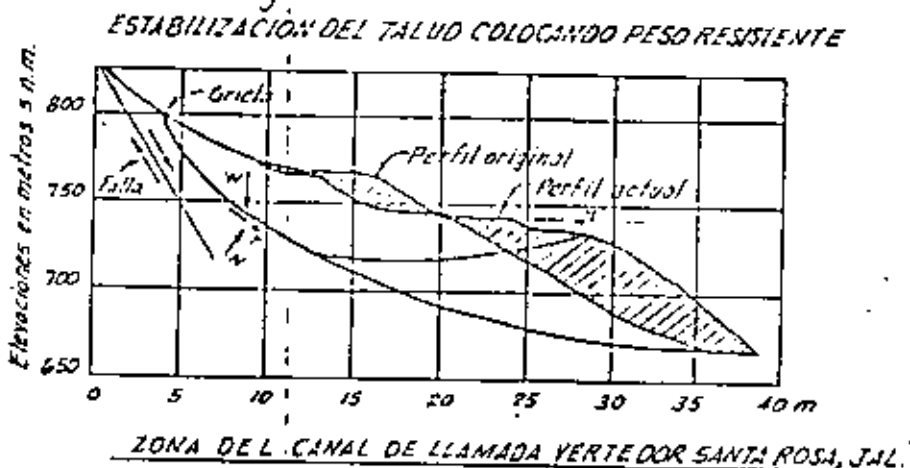
Anclas pretensadas 120 pz x 8000.00	1 000 000
-------------------------------------	-----------

1 500 000 Costo relativo: 1.5%

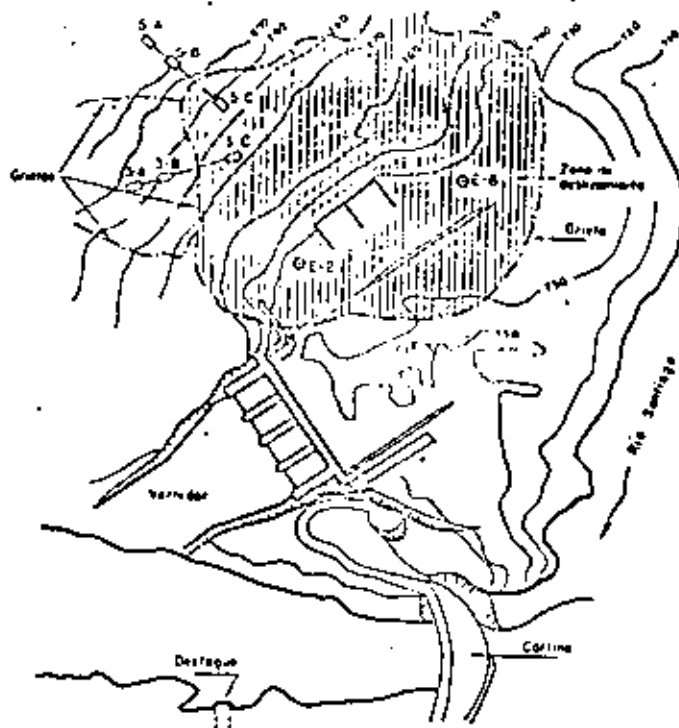
En la zona vecina al canal de llamada del vertedor sobre la margen derecha, se detectó una zona inestable que cubre aproximadamente 700 000 m³ hacia el año 1964. La solución que se le dió fue la de colocar material para aumentar el peso al pie del talud. Se colocaron aproximadamente 100 000 m³.

Durante el primer llenado los desplazamientos horizontal y vertical fueron del orden de 2.5 m, de entonces a la fecha el desplazamiento ha continuado a una velocidad del orden del centímetro por año. Desde 1965 hasta 1976 la operación de la planta se restringió para que no se presentaran descensos en el embalse mayores de 15 cm/día para evitar problemas de subpresión. A la fecha se ha modificado este criterio sin que se haya acelerado el movimiento del talud.

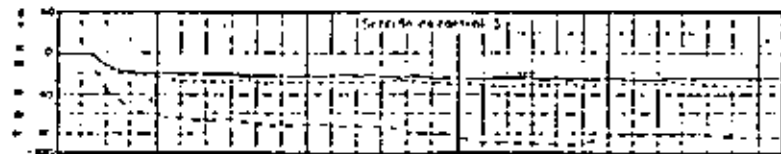
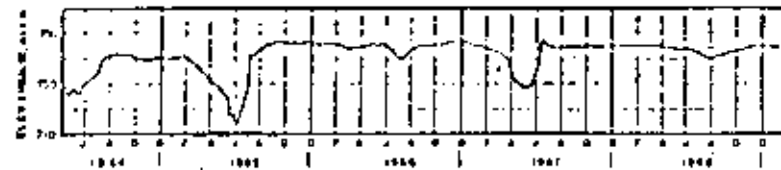
Toda el área tiene un sistema de control de desplazamientos horizontales y verticales a base de extensómetros superficiales eléctricos y mecánicos, bancos de nivel, líneas de colimación, inclinómetros, vertedores y piezómetros.



Se estabilizó el talud colocando 100 000 m³ de material en la zona resistente.



Zona de deslizamiento cercana al vertedor de la presa Santa Rosa, Jal., localización de instrumentos de observación



Movimientos verticales
 Movimientos II al girar
 Movimientos I al girar

Desplazamientos verticales y horizontales en dos estaciones del vertedor de Santa Rosa

P. II. SANTA ROSA, JAL.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: $\$900 \times 10^6$

1.- Vertedor

a) Movimiento de tierras.- $100\ 000\ m^3$ $\$50.00 = 5 \times 10^6$
 b) Instrumentación = 1×10^6
 c) Equipo, mediciones y proceso de datos 1×10^6

2.- Otros taludes

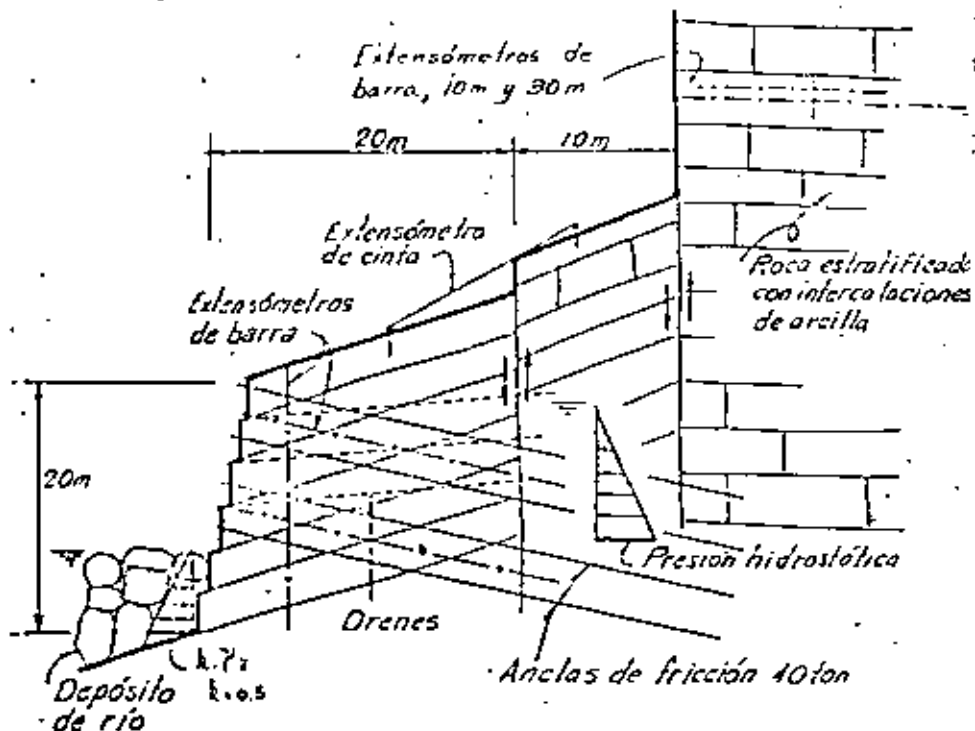
a) Anclaje postensados de 40 ton. a 100 ton.

1 750 pza x 15 000

$\$ 26.25 \times 10^6$

Costo relativo = 3%

Cauzo del río. Caliza estratificada con intercalaciones de arcilla. Se utilizaron 570 anclas de fricción de \varnothing 1 1/2" acero grado duro, con longitud variable entre 24 m y 32 m. Al profundizar la excavación se fueron realizando barrenos de drenaje. El control de desplazamientos se realizó mediante extensómetros mecánicos y superficiales complementados con nivelación de precisión.



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN
ROCA ESTRATIFICADA

- Anclas
- Extensómetros
- Drenes

1.- Estabilización de bloques Planta de Producción de Materiales.-

No. de anclas: 50

Costo: \$ 4 x 10⁶ (Incluyendo renta de anclajes + barrenos de drenaje)

Pérdidas:

Equipo: 1 Tractor; 1 cargador: \$ 2 x 10⁶

Vidas humanas: 3

Costo por ancla = $\frac{6 \times 10^6}{50} = \$ 120 000.00$

Tiempo perdido: 5 meses.

2.- Estabilización cauce del río.-

No. de anclas: 700

Costo por ancla = \$ 20 000

Costo total: \$ 14 x 10⁶

Instrumentación:

Extensómetros (27) \$ 100 000

Lineas de Nivel (16) 10 000

Referencias superficiales (7) 5 000

Equipo de Medición: 100 000

Val. y proc. de da-

tos.- $\frac{100 000}{\$ 315, 000}$

Drenajes:

20 barrenos x 30 m = \$ 180 000

Tiempo de trabajo: 3 meses

P.H. CHICOMASIN, CHIS.1.- Fragmentación de bloques en Ciénaga Seca.-

Voladura de bloques	\$ 200 000
Protección de túneles falsos.	" 75 000
	\$ 275 000

Tiempo perdido: 1 mes.-

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.Zona de tubería de presión junto a la casa de máquinas.-

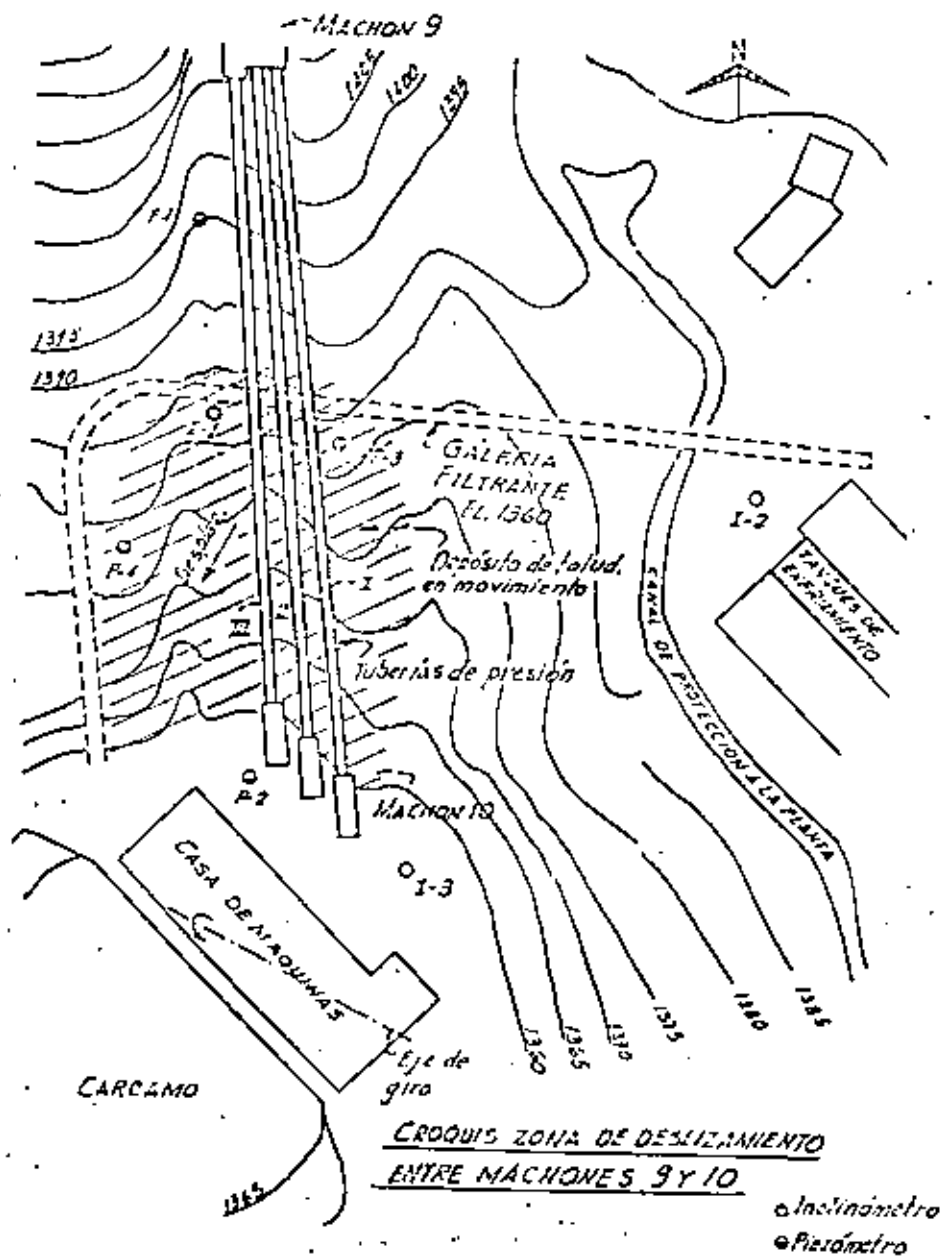
La conducción a presión está constituida por tres tuberías exteriores.- En el tramo de llegada a la casa de máquinas entre los machones 9 y 10 estos conductos están apoyados sobre depósitos de talud constituidos por rocas volcánicas.- Desde la época de construcción entre 1945 y 1952 hasta la fecha, se han producido movimientos de tipo "creep" en la zona correspondiente al depósito de talud con una velocidad de desplazamiento del orden de 5 mm/año en dirección diagonal con la tubería.-

El movimiento se inicia desde el contacto con la roca fija aproximadamente a la mitad entre los apoyos 9 y 10 hacia abajo, incluyendo el cárcamo de la casa de máquinas que también ha sido alcanzado por este efecto, ocasionando desplazamientos verticales diferenciales hasta de 15 mm que llevaron a la necesidad de renovar la Unidad No. 3 en el año 1975.-

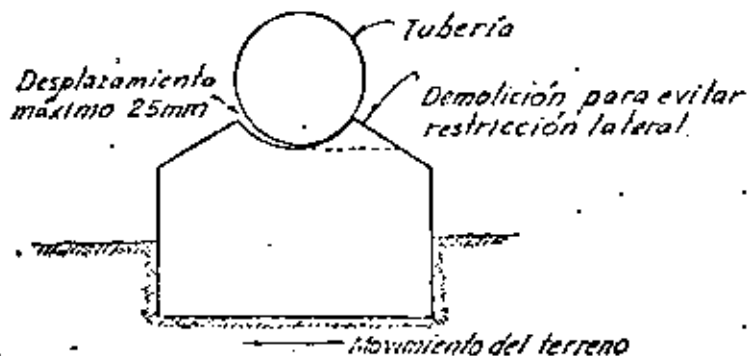
Los movimientos relativos entre el terreno y la tubería han producido empujes horizontales sobre los apoyos de las silletas de soporte que ha ocasionado la ruptura de varias de ellas en vista de que no tienen libertad de desplazamiento transversal.- Este efecto se ha disminuido eliminando las restricciones de los apoyos al movimiento transversal de la tubería.- Se ha considerado que el movimiento del talud es ocasionado por el flujo de aguas subterráneas ya que el material de talud cubre parcialmente el cauce de un arroyo antiguo.- Además de que durante las exploraciones geológicas en ---

los años 1970 y 1973 se presentó artesianismo en un barreno del talud y en un barreno de la plataforma inferior de casa de máquinas. Con objeto de disminuir el movimiento de este talud en el año 1974 se construyó una galería filtrante a la elevación del pie del talud pasando a unos 25 m por debajo del terreno en la zona de contacto con la roca fija. Esta galería filtra un gasto de 4 lt/seg y faltan aún de ejecutar barrenos radiales habiéndose logrado disminuir la velocidad de movimiento a 1 mm/año.

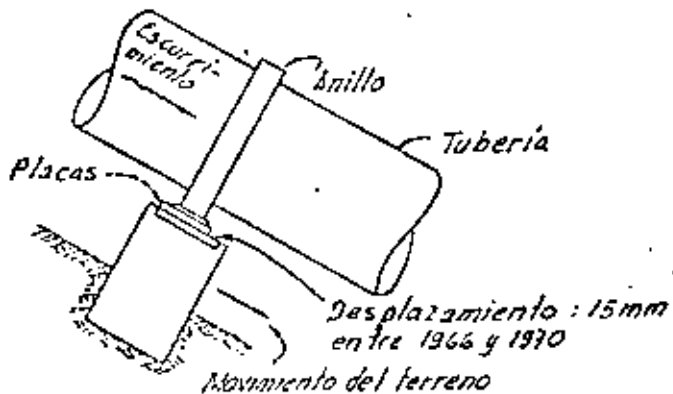
Se tiene instalado un sistema de control de desplazamientos mediante colimación, extensómetros de cinta y nivelación de precisión, complementados con piezómetros e inclinómetros.



P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



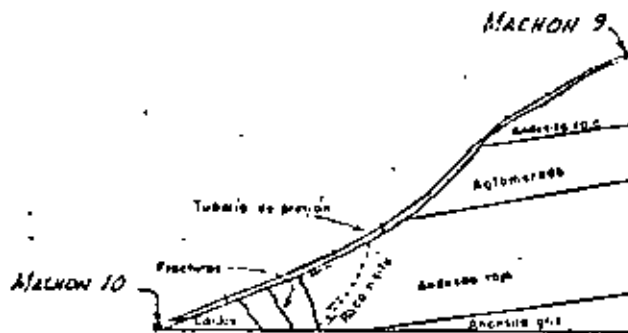
SILLETAS DE APOYO
PARA TUBERIAS I Y II
(Vista desde aguas abajo)



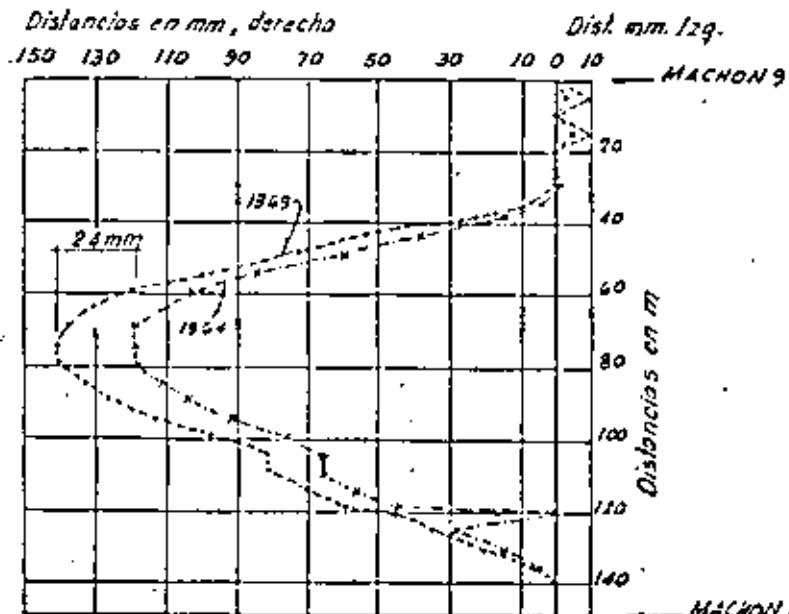
SILLETA DE APOYO
PARA TUBERIA III

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE EL TERRENO Y LAS TUBERIAS

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



Perfil esquematizado mostrando los trazos de los diferentes flujos y la orientación que guardan las fracturas de tensión



TUBERIA I
DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

P.H. IXTAPASTONGO, MEX.

COSTOS DE ESTABILIZACION DEL TALUD

Costo de la Planta: \$150 x 10⁶ Capacidad: 100 000 kW

a) Costo sistema de drenaje

Galería de drenaje	\$ 1 500 000	
Drenaje radial (barre- nos)	1 000 000	
Fantalla de drenaje	400 000	
	<u>2 900 000</u>	Costo relativo = 1.1

b) Costo de Instrumentación

Inclinómetros - 13	\$ 200 000	
Piezómetros (N y A) 8	120 000	
Fabricación referencias	50 000	
Equipo de medición	100 000	
Medic. y proceso datos	500 000	
	<u>\$ 970,000</u>	Costo relativo = 0.65%

c) Costo estudio geológico

Exploración y est. geológicos	\$ 1 000 000	
Top. de detalle:	50 000	
	<u>\$ 1 050 000</u>	Costo relativo = 0.7%

P.H. EL INFIERNILLO, MICH.

Zona de vertederos y obra de toma

Los portales de entrada de los túneles vertedores y de toma sobre la margen izquierda, quedaron localizados en la formación del conglomerado silicificado con intenso fracturamiento de origen tectónico. Cuando se excavaron los portales ocurrió un desplazamiento del talud, de 2 a 3 cm, en todo el frente de excavación, a través de uno de los planos de estratificación, con formación de grietas en varias zonas del corte. Se suspendió el trabajo y se excavaron dos galerías de exploración. A 5 m del frente, apareció una franja de roca intensamente fracturada y alterada. El resultado de estas investigaciones fue: 1) desplazar las estructuras del vertedor 12 m hacia el río, con objeto de reducir el volumen de la excavación y 2) aplicar en todos los cortes de esta zona, una poscompresión de 7 ton/m² mediante anclajes con inclinación de 45° respecto a los planos de estratificación y de 18 a 25 m de profundidad.

Se utilizaron barras de 1.25 pulgadas de diámetro, espaciadas a 2.5 m tensadas a 42 ton, también se usaron anclajes formados por alambres de acero, de 7 mm de diámetro. Ambos tipos se alojaron en perforaciones de 7.5 cm, fijando a la roca el tramo interior de 4 m con mortero inyectado. Periódicamente se verifica la tensión y a partir de la segunda revisión, la pérdida de carga en las anclas ha resultado menor que 10% por año.

P.H. EL INFIERNILLO, MICH.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: \$ 1400 x 10⁶1.- Vertedor y Obra de Toma - Estabilización de taludes en roca

No. de anclas: 2 000

Tipo de ancla: de Tensión, de barra ϕ 1 1/2" x 18 m

Carga de trabajo: 40 ton

Costo por ancla: \$8 000.00

Costo total: \$16 x 10⁶

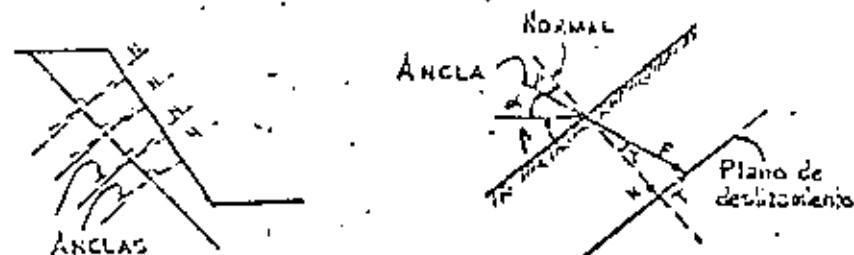
Costo relativo = 11

ANEXO

RESISTENCIA ADICIONAL DE LAS ANCLAS EN LA SUPERFICIE DE TALLA

Las anclas de tensión tienen un mejor comportamiento si están inclinadas respecto a la normal al plano de deslizamiento ya que tendrán componente normal y tangencial en dicho plano.

La resistencia adicional del ancla (R) en la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de la carga F de las anclas como se indica:



$$R = F + N \tan \phi$$

$$F \cos \gamma = F \sin (\alpha + \beta)$$

$$\left(\frac{\pi}{2} - (\alpha + \beta) \right) = \gamma$$

$$F \sin \gamma = F \cos (\alpha + \beta)$$

$$R = F \left[\cos (\alpha + \beta) + \sin (\alpha + \beta) \tan \phi \right]$$

el valor máximo de R es:

$$\frac{dR}{d\alpha} = 0 = -F \sin (\alpha + \beta) + F \cos (\alpha + \beta) \tan \phi$$

$$\tan \phi = \tan (\alpha + \beta) \therefore \phi = \alpha + \beta$$

Conocido α y conocido ϕ se puede conocer la β del ángulo de inclinación de las anclas.

SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE MECÁNICA DE ROCAS RELATIVO
A CIMENTACIONES DE BARRAS - SEPTIEMBRE 27 - 29, 1978

RIO DE JANEIRO, BRASIL

EXPERIENCIAS CON LOS EFECTOS DE VOLADURAS EN EXCAVACIONES
SUPERFICIALES Y A CIELO ABIERTO

Por: Raúl Cuéllar Borja
Comisión Federal de Electricidad

Jefe de la Oficina de -
Mecánica de Rocas

12 de octubre, 1978.

INTRODUCCION

El tema que vamos a tratar se refiere a las experiencias que hemos tenido en dos de nuestras principales Plantas Hidroeléctricas: La Angostura y Chicoasén, ambas en el Estado de Chiapas.

La Angostura está terminada y Chicoasén está actualmente en construcción. Las dos Plantas se encuentran localizadas sobre el Río Grijalva.

La roca en ambos sitios está constituida por calizas estratificadas y arrecifales, con predominio del primer tipo de estructura, el cual tiene además capas delgadas de arcilla interestratificada.

RESUMEN

Uno de los puntos de vista principales que se deriva durante la exposición del tema se refiere a que los especialistas en Geotecnia, deben tener una idea clara acerca de cual será en forma aproximada el comportamiento estructural de las masas de roca durante la construcción, tomando en cuenta que en la mayor parte de

las veces, el comportamiento estructural de la roca depende del procedimiento constructivo y, por lo tanto en estos casos, los resultados numéricos acerca de ese comportamiento no tienen ningún sentido. Por ejemplo: el cálculo de los esfuerzos y desplazamientos. Otro de los puntos principales está relacionado a los métodos que podemos utilizar para preservar la estabilidad de un talud contra los efectos de las voladuras de explosivos, y al final, se hace énfasis en poner la atención al siguiente evento: ¿porqué tenemos tantos accidentes por el uso de explosivos? A este respecto, se presentan algunos puntos de vista a considerarse en la solución de este problema. En adelante de ello, un servidor considera que el principal factor es que tanto los Ingenieros Civiles como los Ingenieros Geólogos, no tienen las bases técnicas desde la carrera normal de Licenciatura, para tener la capacidad de realizar un trabajo seguro. En relación a esto último mencionaré que las pérdidas humanas, materiales y económicas llegan a alcanzar niveles importantes. Solamente -- las pérdidas económicas en estas dos grandes Obras tenidas en accidentes derivados del uso de los explosivos se estiman entre \$ 100 a 150 x 10⁶. Ahora vamos a ver algunas transparencias:

1a. Transparencia

Aquí se muestra el cañón de la Presa Chicoasén, el cual tiene cantiles verticales en ambas márgenes hasta de 200 m. de alto, la raya roja muestra la altura de la Presa, en la parte superior de la margen izquierda pueden verse señales semejantes a cicatrices que constituyen los rasgos clásicos de deslizamiento de masas de roca ocurridos en el pasado. El plano de deslizamiento coincide con el contacto entre calizas estratificadas de la parte superior con calizas masivas de la parte media del cañón, en el cual el echado es cerca de 35°

Esta fotografía fue tomada en Marzo de 1975 un día antes de realizar el desvío del río. En la parte media de la fotografía se la prestagua de aguas abajo muy próxima a cerrar el cauce.

2a. Transparencia

Aquí en la fotografía de la izquierda se observa la prestagua de aguas arriba a punto de cerrar el cauce para desviar el río y en la fotografía de la derecha, sobre la margen izquierda, a unos 300 m. aguas arriba del eje de la cortina marcada con una raya roja, está ubicado el Canal de llamada del Vertedor y corresponde a una zona en la cual la estratificación tiene un echado variable entre 8° y 14° y será una de las estructuras acerca de cuya estabilidad trataremos más adelante. También se ve la prestagua de aguas arriba a punto de cerrar el río. La atagua de aguas abajo no se ve por la curva del cañón y por que la distancia entre ataguas es casi 800 m.

3a. Transparencia

Aquí se ve la cortina con los diferentes materiales que la constituyen, mostrándose el avance tenido hasta Agosto de 1978. También pueden verse el concreto de regularización del cauce en ambas márgenes y por arriba del material impermeable los andamios que se utilizan para el tratamiento de la roca mediante inyecciones de cemento y anclajes. La altura de la cortina en esa fecha es mas o menos de 100 m. con un volumen colocado del orden de $6 \times 10^6 \text{ m}^3$. Al fondo puede verse uno de los sistemas de transporte de materiales mediante bandas, conocido como "bench conveyor". Fig. 1 pueden verse algunos equipos grandes de transportación de materiales finos, como son las vagonetas de descarga de fondo de 70 ton. de capacidad.

4a. Transparencia (Fig. 1)

Este es un esquema de la Planta Hidroeléctrica Chicomac. La longitud --

de la Presa de enrocamiento es aproximadamente de 1 km. La Casa de Máquinas y estructuras auxiliares están localizadas sobre la margen derecha. Los dos Túneles de Desvío están sobre la misma margen.

El Vertedor constituido por tres túneles, está sobre la margen izquierda y tiene un Canal de llamada de 150 m. de ancho por 100 m. de largo y 45 m. de profundidad, localizado en las calizas estratificadas de la parte superior, que tienen echados variables entre 8° y 20°. Durante las excavaciones de banquetes para profundizar este canal, se produjo la falla de uno de los pilares de roca existentes entre los portales de los túneles, cuyo suceso veremos con mayor detalle a continuación. Los pilares de roca son los salientes que se observan en el canal. Al fondo en la margen izquierda se muestra una cañada llamada Cañada Seca la cual se utiliza como almacenamiento de materiales para abastecer una planta subterránea de trituración primaria en donde se inicia el transporte de materiales con bandas hasta la planta de tratamiento y clasificación exterior conocida como Planta T-1.

5a. Transparencia (Fig. 2)

Este es un esquema en perspectiva del Canal de llamada del Vertedor, en el cual puede verse el pilar de roca del lado derecho fallado cuando tenía 20 m. de alto al momento de efectuar una voladura de banquetes en el canal, a una distancia de 150 m. El volumen de la voladura fue de 15500 m^3 utilizando 4.5 toneladas de explosivos que corresponden a un factor de carga de 300 gr/m^3 , utilizando 13 tiempos. Con estos datos se calculo que la velocidad de la partícula en el pilar de roca pudo haber sido entre 20 y 30 cm/seg., con lo cual se produjo la falla por tensión del pilar de roca en el plano de contacto con los portales de los túneles, deslizando el bloque sobre el plano de estratificación inferior.

El valor calculado de la velocidad este dentro de los valores que ocasionan ruptura de la roca por tensión y es 7 a 3 veces mayor que las velocidades usuales permitibles. También se muestra el soporte de los portales de los túneles proporcionado por un Preanclaje vertical constituido por anclas de fricción de acero de alta resistencia de 1 1/2" de diámetro por 12 m. de longitud y un anclaje Postensado, constituido por anclas de alambres de 100 ton. de capacidad del tipo BBRV.

6a. Transparencia

Esta es una vista del Canal de llamada, antes de la falla de los pilares de roca.

7a. Transparencia

Aquí puede verse el pilar de roca del lado derecho partido en dos grandes bloques. Para que tengan una idea de las características del equipo de construcción, el banco donde está la Pale tiene 15 m. de alto y los túneles a la shore tienen 18 m. de ancho y al final de la excavación tendrán 34.5 m. de ancho, los camiones son de 50 ton. y son los de mayor capacidad -- utilizados hasta ahora en una Obra Civil, la Pale es eléctrica y tiene una capacidad de 11 Yd³ = 8.25 m³.

8a. Transparencia

Esta es una vista vertical del plano de deslizamiento del pilar, coincidente con una capa gruesa de arcilla, interestratificada, de unos -- 20 cm. de espesor que se ve de color gris oscuro. El desplazamiento -- en el extremo izquierdo es de unos 7 m.

9a. Transparencia

Aquí se ve otro aspecto del canal con los pilares de roca en proceso de demolición. El pilar izquierdo aún cuando sufrió menos daños fue --

necesario también demolerlo parcialmente y a una altura menor que el pilar derecho, esos cubitos que se observan sobre los portales de -- los túneles son los cabozales de las anclas postensadas de 100 ton., las cuales jugaron un papel muy importante que evitaron la falla de todo el portal.

10a. Transparencia

Aquí puede verse la reposición de uno de los pilares de roca por una estructura celular de concreto armado, y aquí ustedes podrán notar -- la diferencia del costo de las dos estructuras.

11. Transparencia (Fig. 3)

Esta es una sección transversal del Canal de llamada mostrando la estructura de la roca. El echado de los estratos en la zona de los pilares de roca es de 14° y se indican también los sistemas de soporte de los portales de los túneles a base de anclas. Los cuadritos rojos -- representan las anclas postensadas BBRV de 100 ton. y las rayas verticales verdes representan el preanclaje vertical de fricción de las barras de acero de 1 1/2" x 12 m. de largo. El ancho de 35 m. de los túneles será el mayor del mundo para este tipo de Obras. En los pilares entre túneles puede verse la reposición de rocas por concreto.

12a. Transparencia (Fig. 4)

Esta es una sección longitudinal del Canal de llamada, mostrándose -- también la estructura de roca y el sistema de soporte de los portales de los túneles mediante anclajes, colocados previamente a la excavación.

13a. Transparencia (Fig. 5)

Esta es una sección transversal de las estructuras subterráneas de la margen derecha. Aquí tuvimos algunos problemas de estabilidad de las paredes de la Casa de Máquinas, después de la excavación de los Túneles de Barras que conectan las cavernas de la Casa de Máquinas con la Galería de Transformadores. Esto se solucionó colocando aproximadamente 150 tendones de 40 ton. de capacidad constituidos por barras de acero de alta resistencia de 1 1/2" de diámetro, están indicados con las rayas rojas. Antes de la excavación de estos Túneles de Barras no habíamos tenido problemas de estabilidad en las paredes de estas excavaciones. El comportamiento estructural de la masa de roca ha sido observado mediante extensómetros longitudinales del tipo mecánico sobre las paredes y el interior de la bóveda, y también mediante inclinómetros en ambos lados de la caverna de la Casa de Máquinas complementados con extensómetros longitudinales sobre la bóveda, del tipo de posición múltiple dentro de barrenos y con control remoto, colocados desde las galerías de instrumentación excavadas expresamente. Los desplazamientos máximos medidos sobre la bóveda fueron de 7 mm. y sobre las paredes de 9 mm., los cuales fueron aceptables y concordaron con los calculados teóricamente, sin embargo, al momento de tensar los tirantes que comprimen el muro de roca entre las cavernas mencionadas se observó una compresibilidad de la roca hasta de 10 cm. Esto ya fue producido por el efecto de los explosivos al excavar los túneles de barras que decomprimieron el bloque central de roca entre las cavernas de

Casa de Máquinas y Transformadores.14a. Transparencia

Esta es una falla de talud sobre el costado de la margen izquierda a la altura de la ataguía de aguas abajo, ocurrida durante la excavación llevada del interior de la montaña hacia la superficie, en uno de los túneles del sistema de la Planta Subterránea de trituración primaria hasta la Planta Clasificadora de materiales desde donde sería enviado por bandas hasta la Cortina. Puede verse el bloque de roca antes y después de la falla. En la figura inferior se indican con los números 1 y 2 los bloques aflojados por esta falla de talud que comprende hasta 100 m. de alto y cuyos límites se parecen a la América del Sur, los túneles en excavación tenían 8 m. de diámetro. En este accidente, perdieron la vida 3 personas y quedaron destruidos 2 tractores y 1 cargador frontal, además de ocasionar un retraso de unos dos meses en la construcción de la Planta Clasificadora de materiales denominada T-1.

15a. Transparencia

Para soportar los bloques de roca vecinos al talud fallado, marcados como 1 y 2, fue necesario colocar unas 50 anclas postensadas de 100 ton. de capacidad con un costo aproximado de \$ 80,000.00 por ancla o sea 4×10^6 . Este alto costo fue debido al grado de dificultad de colocación de las anclas hasta esa altura de 100 m.

16a. Transparencia

Esta es una vista de la Cañada Seca sobre la margen izquierda del río, aguas abajo de la Cortina, que mencionamos al principio, esta -

Cañada se utiliza como almacenamiento de materiales para el abastecimiento a la Planta Subterránea de Trituración primaria y la zona aguas abajo de esta Cañada constituye la Cantera No. 1.

17a. Transparencia

Esta es una vista de aguas abajo hacia aguas arriba en que se observa esta Cantera 1, en donde se produce la roca que a su vez es lanzada hacia la Cañada, para su tratamiento y selección en la Planta Subterránea de Trituración Primaria. Se está atacando la parte superior y se observa el despiece para preparación de los bancos inferiores.

18a. Transparencia

Aquí se ve la falla de un talud ocurrida en la superior de esta Cantera durante las primeras voladuras de escala industrial, ocurrida junto a la margen izquierda de la Cañada Seca durante una voladura de banco de 10 000 m³ que produjo la falla de talud de una masa de roca de unos 25 000 m³ que deslizó aguas abajo de la Cañada en bloques con dimensiones de arista hasta de 15 m. que taparon la entrada del túnel de alimentación de la Planta Subterránea de Trituración Primaria ocasionando un retraso de 2 meses en la operación de la Planta. Como puede verse en la fotografía inferior, esto ocasionó una suspensión de trabajos en la Cantera 1 de aproximadamente 2 1/2 meses hasta que se desintegraron con explosivos grandes bloques y dejar de nuevo en funcionamiento la alimentación a la Planta.

19a. Transparencia (Fig. 6)

Esto es otro caso de falla de talud ocurrido en la Sierra de la Rumorosa en rocas del tipo gneiss granítico, durante una voladura de trinchera de 100 m. de longitud para acomodar la tubería de conducción de agua potable del Acueducto Río Colorado - Tijuana, actualmente en construcción por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Aquí se muestran los efectos de reflexión y refracción de las ondas de choque provenientes de la detonación de los explosivos contra el talud, ocasionando el giro de un bloque de roca de unos 20 000 m³ de volumen. La reflexión y refracción de las ondas de choque se produjo sobre los planos de discontinuidad de la roca, constituidos por fracturas tectónicas, las cuales se encuentran a veces rellenas por diques de pegmatita.

19' Transparencia

Esta es una vista del talud donde se observa el corte en balcón para formar el piso desde donde se realizó la excavación en trinchera para alojar la tubería. En la parte superior se observa una zona blanca que viene a ser el reliz de la fractura donde se originó el giro o despeque del bloque.

20a. Transparencia (Fig. 7)

Aquí han sido anotados los pasos que podemos seguir a modo de preservar la estabilidad de un talud contra los efectos de las voladuras.

Primero: Podemos calcular el máximo valor de g para la estabilidad

crítica del talud y

Segundo: Diseñar voladuras controladas de tal manera que teóricamente no se alcance el valor del máximo g . Actualmente esto pueda realizarse en grandes voladuras de banqueo utilizando una caja electrónica que ha sido desarrollada por una de las Compañías Fabricantes de Explosivos en México. Con esta caja se pueden detonar las cápsulas eléctricas de un solo tiempo, con diferencia de detonación de 8 milisegundos entre ellas, que es un tiempo suficiente para que no se sobreponga el efecto de las ondas de choque, obteniéndose así una liberación parcial de la energía proveniente de la voladura. Cuando no se cuente con este dispositivo deberán entonces realizarse voladuras parciales, con lo cual se obtendrá el mismo efecto en cuanto a energía liberada más no la misma fragmentación de la roca.

Y

Tercero: Ejecución de las voladuras con personal entrenado y llevar un control de calidad mediante monitoreo.

21a. Transparencia (Fig. 8)

Este es un esquema de la Planta Hidroeléctrica La Angostura. La Casa de Máquinas está sobre la margen derecha y los Canales Vertedores sobre la margen izquierda, con un Túnel de Desvío en cada margen.

Aquí tuvimos oportunidad de medir los efectos de las voladuras de banqueo durante las excavaciones de la Casa de Máquinas mediante

levantamientos geofísicos de refracción microsísmica, definiéndose la amplitud de la zona fracturada para tres tipos de voladuras controladas, como veremos adelante.

También durante las excavaciones del canal de llamada del Vertedor, se produjo un desplazamiento de unos 50 cm. en un tramo de 150 m. de longitud del muro central de roca, sin que se llegara a afectar la estabilidad de las paredes de los canales.

22a. Transparencia

Esta es una vista de la Presa y los canales vertedores durante la construcción. Los canales tienen 50 m. de ancho en la superficie, 50 m. de profundidad y 1 km. de longitud.

23a. Transparencia

Esta es una vista de acercamiento de la Presa en la cual puede verse la buena ejecución de los precortes sobre las paredes de los canales.

24a. Transparencia (Fig. 9)

Esta es una transversal de esta Presa, aquí se muestran dos casos de efectos de explosivos, uno de ellos es el desplazamiento del muro central de roca entre los canales vertedores en un tramo de 150 m. de largo en la zona del canal de llamada es la parte marcada con color verde. El desplazamiento máximo fue de 50 cm. contra el echado, cuando el canal izquierdo estaba más bajo que el derecho, ocurrido durante la detonación de una voladura de banqueo de unos 2,000 m³.

El otro, es la falla de talud sobre la margen izquierda del cañón

durante la excavación de una de las Galerías de Inyección y Drenaje que iba avanzando desde dentro del macizo de roca hacia la superficie. Esta última falla ocasionó un retraso de 1 mes en la colocación del material impermeable.

25a. Transparencia

Esta es una vista del cañón durante las operaciones de limpieza del cauce del río, antes de la falla del talud.

Sobre la margen izquierda. Se ve el equipo de limpieza e inicio de las operaciones de tratamiento de roca mediante inyectado y con concreto dental.

26a. Transparencia

Aquí se ve el talud fallado en la sección superior y las excavaciones realizadas posteriormente para su regularización, mostradas en la sección inferior. Imagínense el costo del retraso de un mes en la operación de la Planta en su 1ª etapa de 540 MW.

27a. Transparencia

Aquí se muestran algunos de los daños materiales ocurridos durante la falla de ese talud, afortunadamente no hubo pérdidas de vidas humanas.

28a. Transparencia (Fig. 10)

Aquí se muestran los desplazamientos medidos sobre las paredes de los Canales Vertederos utilizando inclinómetros y extensómetros longitudinales de control remoto.

El efecto principal de las voladuras de benqueo fué el giro de la

parte superior cuando los canales estaban profundizándose. El máximo desplazamiento de la parte superior fue de 3 cm. hacia el canal, mientras que en la parte inferior los desplazamientos fueron de 1.5 cm. hacia la montaña. Esto último no concuerda con la dirección calculada de los desplazamientos que resultaron siempre hacia el canal.

El muro central de roca fue desplazado en ambas direcciones, siempre dependiendo de las profundidades relativas entre los canales.

También puede verse que los puntos considerados como fijos en los extensómetros longitudinales fueron definidos a través de los desplazamientos observados en los inclinómetros.

29a. Transparencia (Fig. 11)

Vamos a ver ahora el efecto de voladuras confinadas en excavaciones subterráneas. Aquí se ha indicado la amplitud de la zona de fracturamiento, ocasionadas por voladuras confinadas de Smooth-Blasting (Post-corte perimetral), determinadas por refracción microsísmica. Para los pequeños socavones de exploración geológica, la zona de fracturamiento definida alcanzó hasta 1.5 m. para voladuras con Smooth-Blasting, mientras que cuando se utilizó Precorte o Presplitting, la zona fracturada alcanzó solamente 10 a 20 cm.

En túneles grandes con voladuras de Smooth-blasting la zona de fracturamiento alcanzó solamente 1 m.

30a. Transparencia (Fig. 12)

Aquí se muestra la amplitud de la zona fracturada por las voladuras controladas de banco ensayadas durante la excavación de la Casa de Máquinas. La longitud mínima de fracturas fue de 20 cm. para el Sistema de Líneas y de 50 cm. para los sistemas en "V" y Cufa Central.

31a. Transparencia (Fig. 13)

Aquí se muestran las características de los tres tipos de voladuras ensayados indicándose la dirección principal del empuje ocasionado por la detonación de los explosivos y los valores de las longitudes de las fracturas medidos desde la pared.

32a. Transparencia (Fig. 14)

Aquí se muestra la comparación entre los efectos sísmicos y de voladuras en relación a la velocidad superficial del terreno o de la partícula.

En la gráfica superior izquierda se presenta la relación entre la velocidad de la partícula y la energía liberada por los explosivos en función de la distancia al punto de vibración y del peso de la carga detonada. La energía disminuye según la Ley de la raíz cuadrada o raíz cúbica del peso de los explosivos. Puede observarse como la velocidad de la partícula aumenta con el confinamiento, correspondiendo los máximos valores a las voladuras de precorte. En la parte inferior se muestra la variación de la Energía liberada por metros en términos de g y en función de la distancia al foco o a la falla causativa.

En la esquina superior derecha puede verse la velocidad de la partícula alcanzada durante los mismos registros de El Centro, California en 1940 y San Fernando California en 1971. Las velocidades máximas fueron de 40 cm/seg. para el sismo de El Centro y de 100 cm/seg. para el Sismo de San Fernando. Como ustedes saben estos eventos ocasionaron fallas estructurales de edificios y muy probablemente fallas de taludes.

33a. Transparencia (Fig. 15)

Finalmente, se indican tres puntos de vista acerca de los efectos de las voladuras.

El primero es: La Producción contra la Seguridad. A este respecto se indican los principales factores que producen accidentes como son:

- Un plazo corto del programa constructivo
- Desconocimiento de los efectos de las voladuras
- Diseño inadecuado de las voladuras
- Ausencia de monitoreo y
- Errores

Segundo: ¿Quien es el responsable de la ocurrencia de accidentes derivados del uso de los explosivos?

- ¿Los Ingenieros Projectistas?
- ¿Los Ingenieros Geotécnicos?, ó
- ¿Los Ejecutores?

Un Servidor considera que son los Ingenieros Ejecutores y los Geo-

técnicos y los que necesitan poner más atención sobre los efectos ocasionados por las voladuras en vista de que su intervención en la construcción de las Obras es más directa.

Tercero: ¿Que podemos hacer para evitar accidentes?

Creo que una manera de avanzar sobre esto sería mediante:

- 1°. La enseñanza sobre el uso de explosivos en la Licenciatura de las carreras de los Ingenieros Civiles y de los Ingenieros Geólogos.
- 2°. Llevar a cabo programas de entrenamiento del personal que utiliza explosivos.
- 3°. Conocer y respetar las leyes de regulación sobre el uso de explosivos y finalmente.
- 4°. Llevar un control de los efectos de los explosivos mediante Monitoreo.

Atentamente,

Raúl Cuéllar Borja .

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

Raúl Cuéllar Borja *

Se presentan en forma resumida algunas experiencias sobre el desarrollo tenido en el uso de anclas en cimentaciones apoyadas en roca, dentro de la Comisión Federal de Electricidad, desde 1972 hasta la fecha. El desarrollo de este tipo de cimentaciones ha sido propiciado por la necesidad de simplificación de los procedimientos constructivos tradicionales, de soportar las cargas de tensión con poco peso y/o peso muerto de las cimentaciones. Lo anterior ha sido facilitado a través del uso, cada vez mas eficiente, de las máquinas de barrenación en roca.

El tema comprende las siguientes partes:

- a) El uso de anclas en cimentaciones apoyadas en roca, es básicamente para soportar cargas de tensión, mencionando las ventajas económicas y de construcción.
- b) Descripción de algunas de las sollicitaciones de carga externa que se presentan en las cimentaciones ancladas en roca como son: presión de viento, efecto de vibraciones sísmicas o de maquinaria, empujes sobre muros de contención, rotura de cables, subpresión hidráulica por escurrimientos de agua sobre estructuras hidráulicas, presión de poro por flujo de agua a través de la roca de cimentación en estructuras hidráulicas, subpresión atmosférica por efectos de flujo turbulento en estructuras hidráulicas y fuerzas de expansión por efectos de saturación de la roca de cimentación.
- c) Relación de estructuras y elementos estructurales más usuales, en los que se utilizan anclas para soportar las cargas de tensión transmitidas a su cimentación, enumerando las siguientes: Muros de contención, Estructuras hidráulicas, Tensores, Columnas, Torres, Marcos, Muertos, Bases para maquinaria.

d) Consideraciones sobre el diseño de cimientos anclados en roca tanto en lo referente al conocimiento de las propiedades geomecánicas de la roca (caracterización del macizo rocoso), incluyendo la determinación o suposición del flujo de agua a través de la roca y efectos de expansión de la misma por saturación, como en la geometría misma de los cimientos para aumentar su resistencia estructural, tratando de eliminar o disminuir apreciablemente los momentos flexionantes, de tal manera que resulten elementos estructurales simples como: columnas cortas, muros de anclaje, muros en voladizo, etc. Se menciona también la revisión de los efectos potenciales de corrosión en las anclas y su prevención.

e) Dibujos mostrando la geometría y refuerzo estructural en diferentes tipos de cimientos anclados en roca. (Se incluyen bases para torres, columnas y marcos, moldes, calos y maquinaria, anclas para sujeción de torres y muros de contención).

f) Ejemplo sobre las condiciones de análisis que deben hacerse en el diseño de anclas para una estructura hidráulica vertedera, con canal de descarga y tanque amortiguador.

g) Se anexan algunas gráficas de carga-deformación resultantes de pruebas de carga de compresión y tensión en dos zapatas de concreto ancladas, para torres de transmisión.

México, D.F. Mayo, 1981

* Auxiliar Técnico
Comisión Federal de Electricidad.

CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA

USOS DE ANCLAS: - Para soportar cargas de tensión
(en sustitución de peso muerto)

VENTAJAS ECONOMICAS Y DE CONSTRUCCION:

- Reducen o eliminan el volumen de excavación
- Reducen el volumen de concreto
- Disminuye el tiempo de construcción

CARGAS TÍPICAS SOPORTADAS POR ANCLAS

- + VIENTO
- + VIBRACIONES - Naturales - Artificiales
- + EMPUJES - De terreno - Hidrostáticos
- + ROTURA DE CABLES
- + SUBPRESION HIDRAULICA - Flujo de agua sobre la estructura
- Flujo de agua a través de la masa de roca
- + SUBPRESION ATMOSFERICA (Efecto de cavitacion por turbulencia)
- + EXPANSION DE LA ROCA O DE MATERIALES ARCILLOSOS

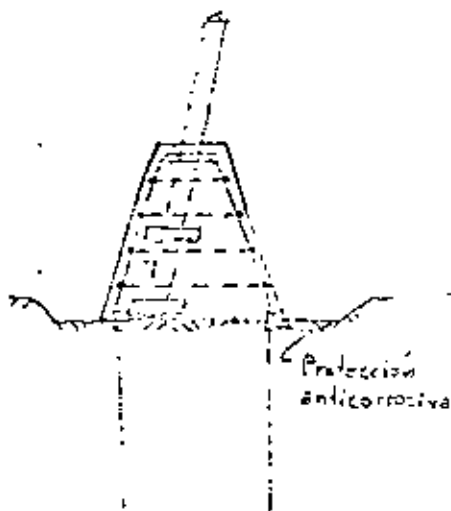
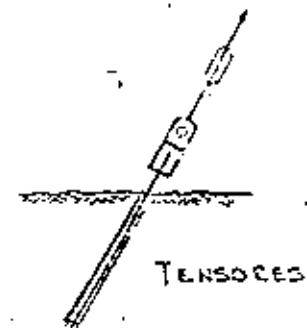
ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS ANCLADOS EN ROCA

- + MUROS DE CONTENCION
- + ESTRUCTURAS HIDRAULICAS:
 - ESTRUCTURAS VERTEDERAS
 - CANALES
 - TANQUES AMORTIGUADORES
 - ESTRUCTURAS DE DESCARGA
- + COLUMNAS
- + MARCOS
- + TORRES
- + TENSORES
- + MUERTOS
- + BASES PARA MAQUINARIA

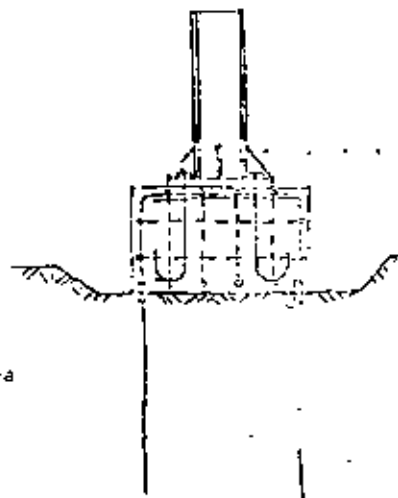
CONSIDERACIONES SOBRE DISEÑO DE CIMIENTOS ANCLADOS EN ROCA

- + Conocimiento de las propiedades geomecánicas de la roca. Caracterización
- + Evitar momentos flexionantes en la base de cimentación
- + Traer que el cimiento trabaje como columna corta
- + Cerrar lo más posible el patrón de anclaje
- + Tener presente los efectos de corrosión sobre las suelas. Prevención
- + Para el caso de subpresión hidráulica:
 - Determinación de la carga de velocidad
 - Determinación del gradiente hidráulico: (Flujo a través de la masa de roca)
 - Conocimiento de la estructura de la roca - Estratificación, fracturas, fallas, etc.
 - Confiabilidad del drenaje - natural o artificial
- + Para el caso de expansión de la roca o de estratos o rellenos arcillosos:
 - Determinar el potencial de expansión - presión
- + La longitud de anclaje será función del material de menor resistencia (roca, mortero, lechada resina epóxica) y del tipo de estructura de la roca. Uso de ganchos de anclaje

CIMIENTOS TÍPICOS

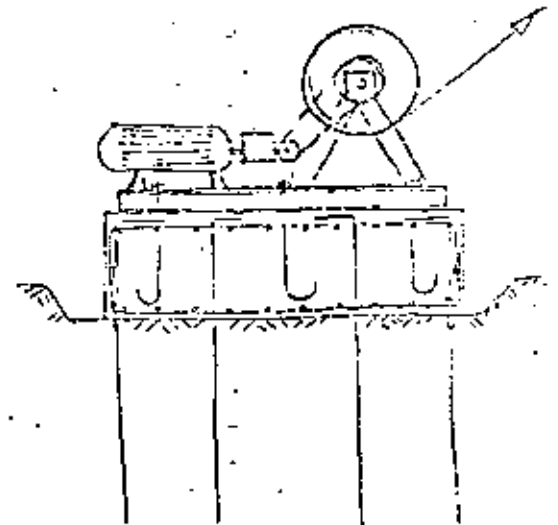


TORRES



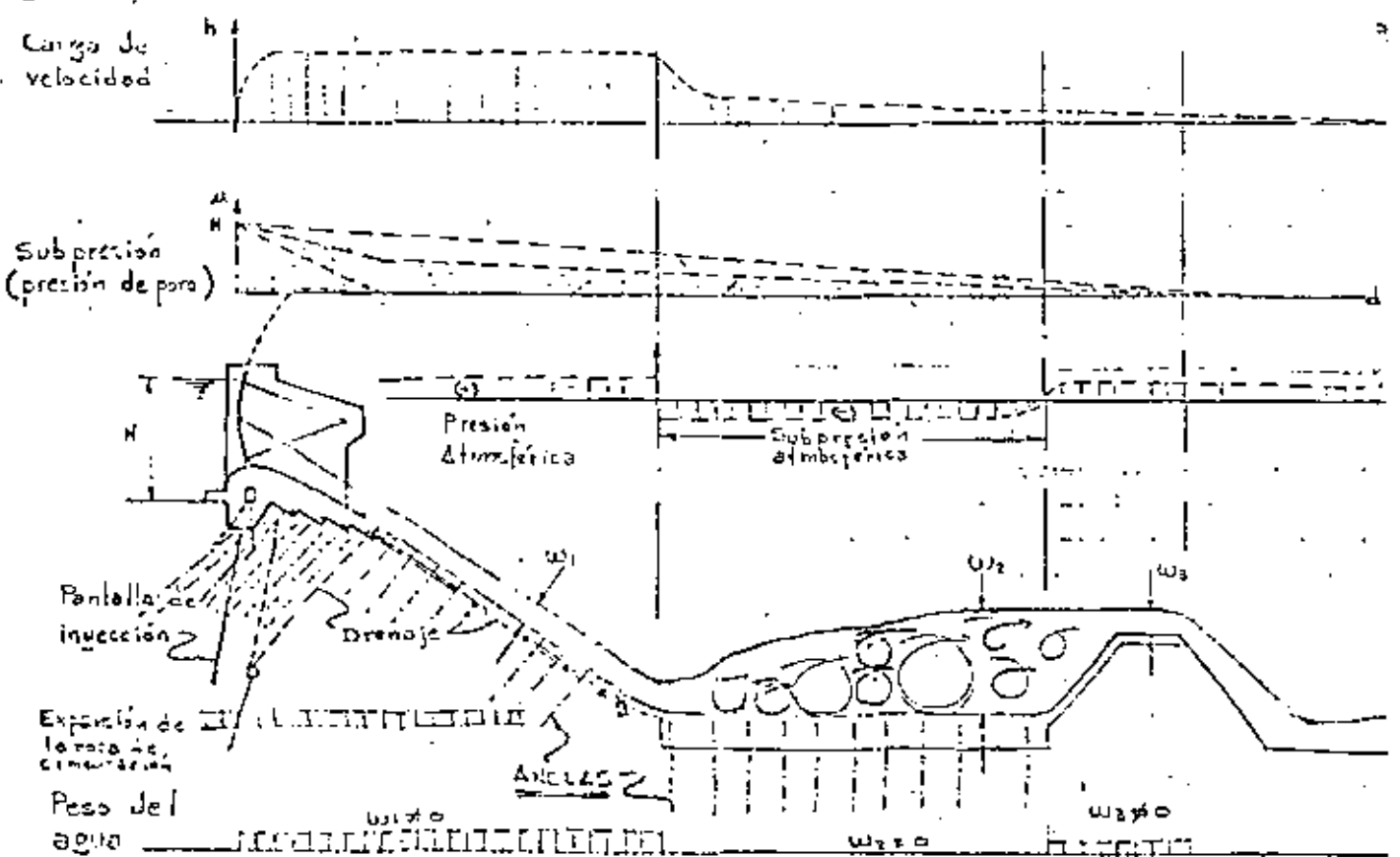
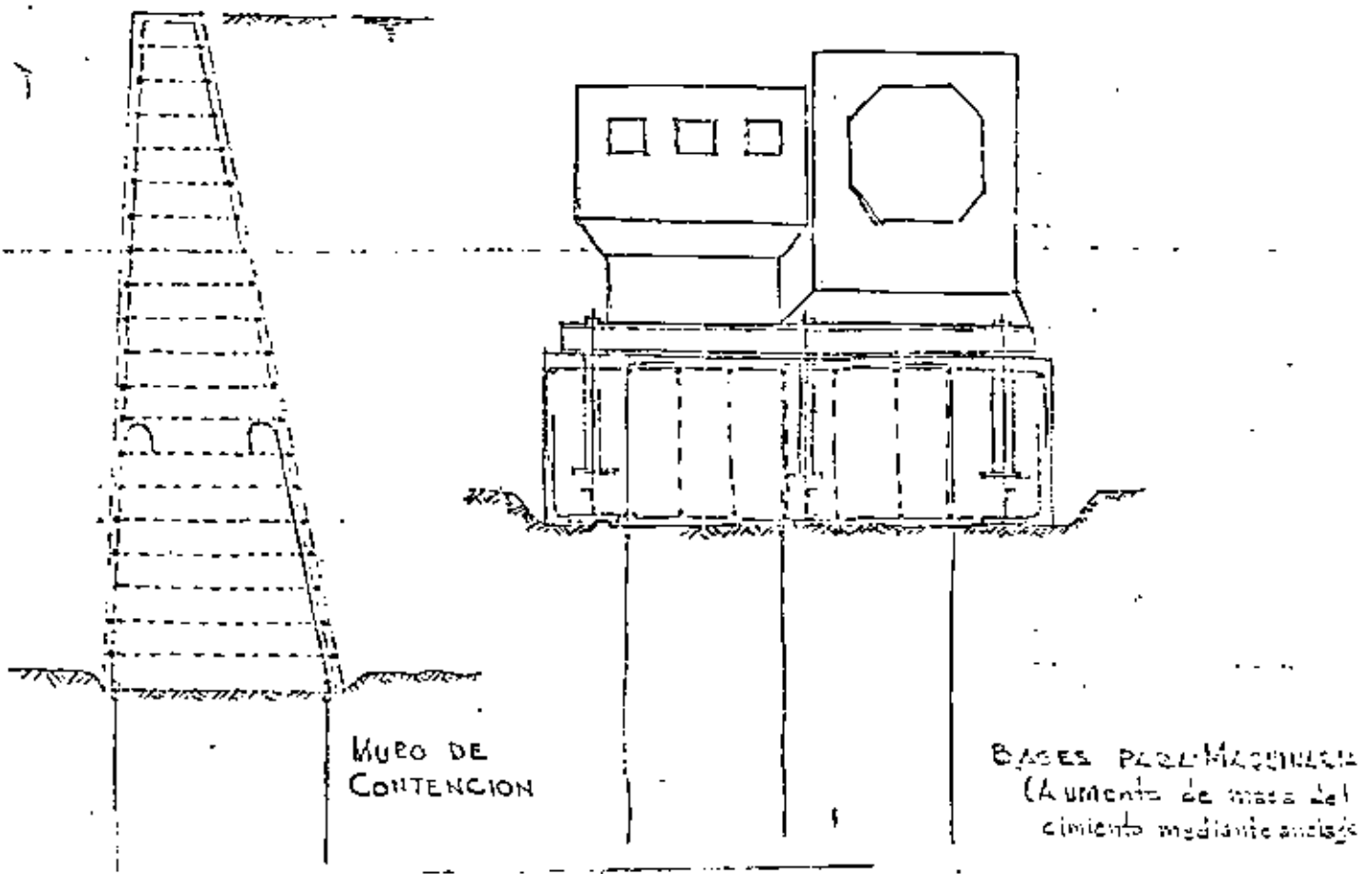
COLUMNAS

MARCOS



MARCOS

CIMENTOS TÍPICOS



VERTEDOR CON TANQUE AMORTIGUADOR

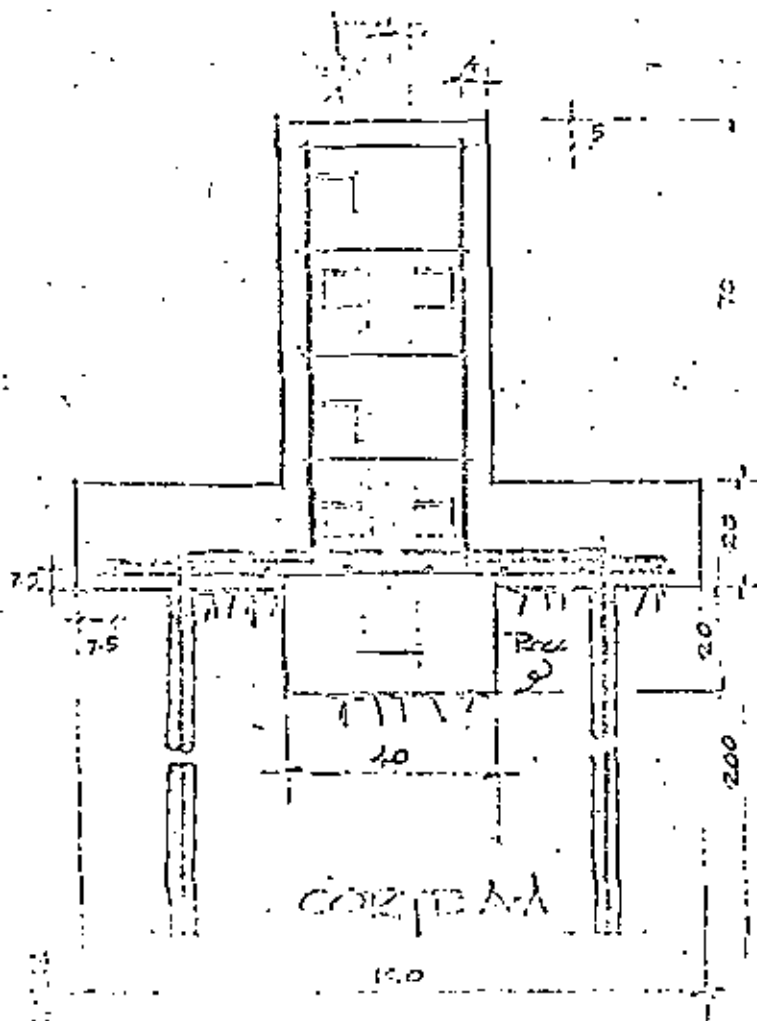
VARIACION APROXIMADA DE LAS CARGAS EXTERNAS

DISEÑO DE ANCLAJE PARA UN VENTILADOR CON TANQUE AMORTIGUADOR

- CASOS DE ANCLAJE:
- TANQUE AMORTIGUADOR LLENO
 - TANQUE AMORTIGUADOR VACIO
 - TANQUE AMORTIGUADOR OPERANDO

El diseño se realiza para resistir el empuje resultante de la combinación de las fuerzas solicitantes y de las resistencias por peso propio

- Hacia arriba - Carga de velocidad o de Subpresión (La mayor de ellas)
 - Subpresión atmosférica
 - Expansión de la roca por saturación
- Hacia abajo - Peso propio de la estructura
 - Peso de la masa de roca, sujeta con anclaje
 - Peso de la lámina de agua



NOTAS:

Concreto $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$

Mortero en anclaje según proporcionamiento del Depto. de Ing. Experimental.

Acero en paredes $4 \phi 5/8"$

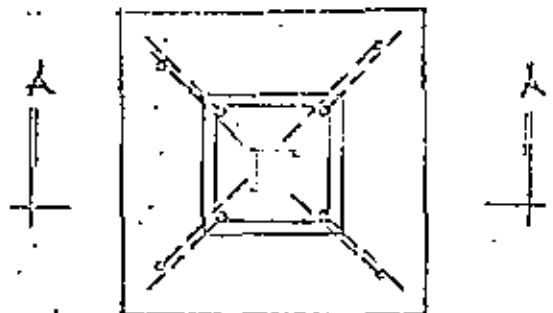
Acero en roca $8 \phi 1/2"$

Dos di. varillas $4 \phi 5/8"$

$f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$

Acero en anclaje $4 \phi 1"$

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$



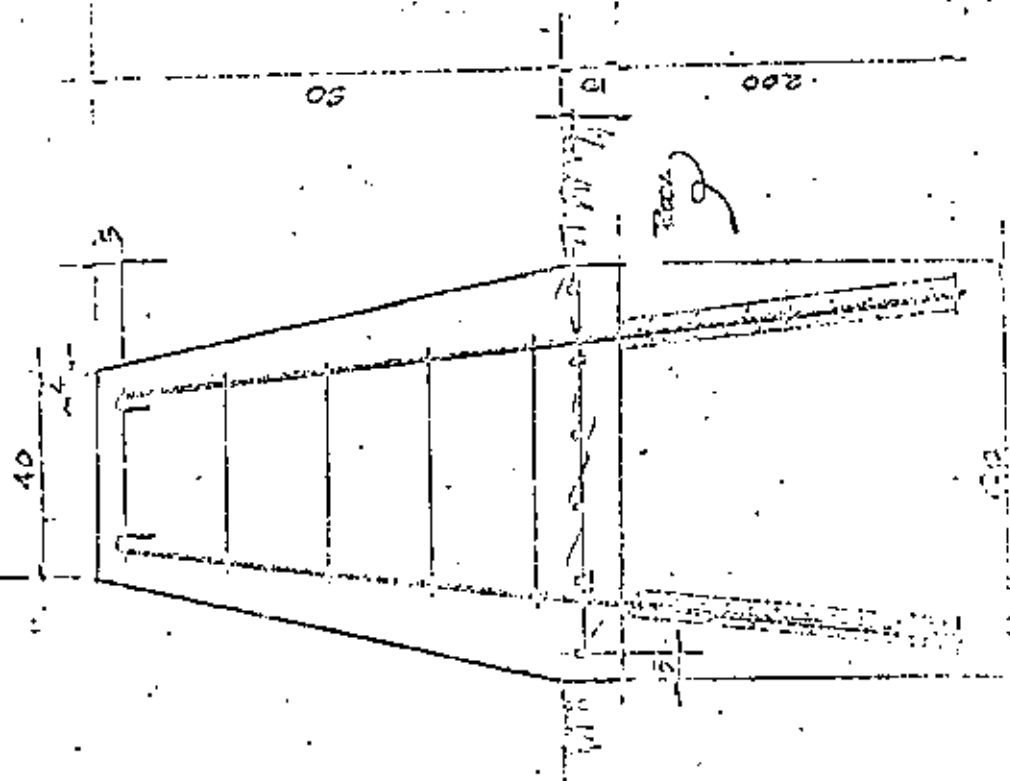
PLANTA
TORRE
LT. TUBOS - CEMENTO ANCLADO

NOTAS

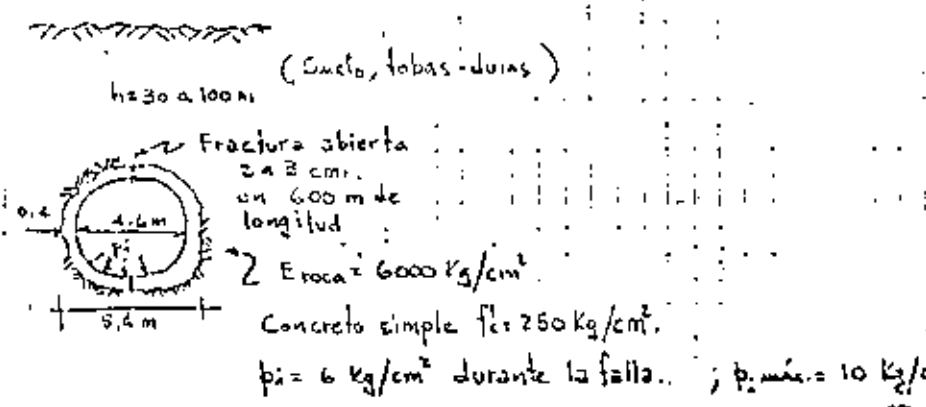
- Concreto = 100 kg/cm²
- Mortero = 1:3:6 (C: A: S)
- Acero = 2500 kg/cm²
- Acero = 2500 kg/cm²
- Mortero = 1:3:6 (C: A: S)
- Acero = 2500 kg/cm²
- Mortero = 1:3:6 (C: A: S)
- Acero = 2500 kg/cm²
- Mortero = 1:3:6 (C: A: S)

LT. TIZIMIN - CANCUN
 TORRE B
 CEMENTO ANCLADO (PILO)

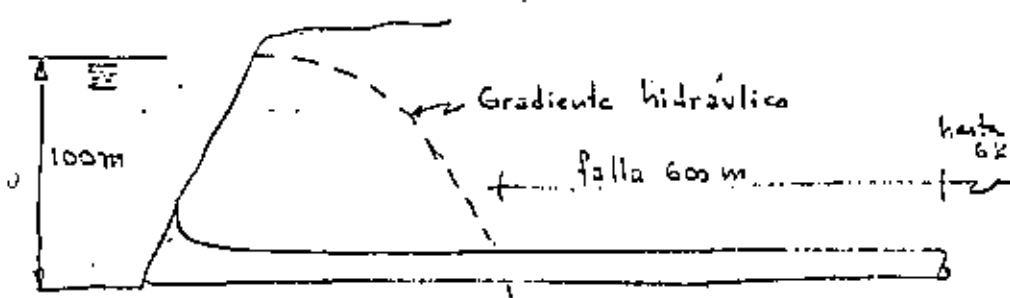
JUN. 20/79, MEXICO, D.F. 6784. 10



FALLA TUNEL DE PRESION.. ARENILL, COSTA RICA"
 ENERO 1979

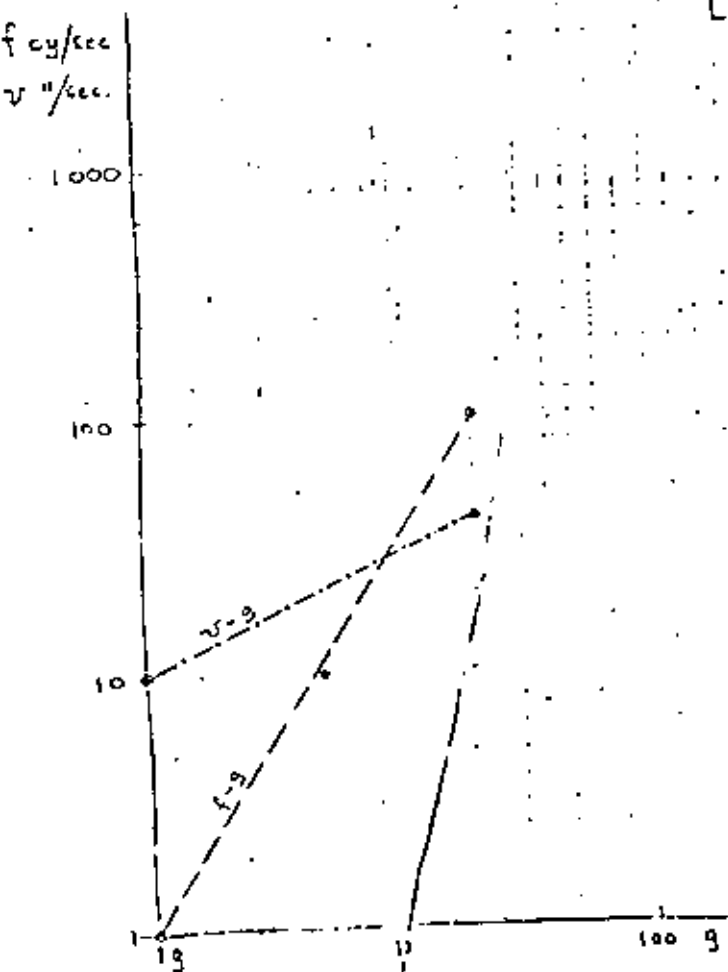


Costo de reparación:
 50 x 10⁶ cables x 2.5 = \$ 125 x 10⁶ pesos
 + incluyendo 1150 m de camisa metálica de acero 1/2"
 ++ No se incluyen las pérdidas por Generación



VELOCIDAD & ACCELERACION
DE PARTICULA

L.L. Oriard.
México, 1973



DAÑOS POR EXPLOSIVOS

L.L. Oriard 13
México, 1973

- $v = 5''/\text{seg}; 10''/\text{seg}; 20''/\text{seg}$ En diferentes tipos de roca, sin daños
- $v = 20''/\text{seg}$ a $40''/\text{seg}$ Sin daño en Casas de madera.
- $v = 200''/\text{seg}$ a $400''/\text{seg}$ Ocasiona daños en Casas de madera.
- $v = 5''/\text{seg}$ a $10''/\text{seg}$ Se utilizó en Dworkshack Dam, en gneiss granítico. Sin daños
- $v = 100''/\text{seg}$ a $300''/\text{seg}$ Falla la roca
- $v = 2''/\text{seg}$ a $4''/\text{seg}$ Limite para evitar daños en edificios.

Relacion entre frecuencia - aceleración - veloci:

Frecuencia	Aceleración	Velocidad
1	1g	$10''/\text{seg}$ $25 \frac{\text{cm}}{\text{m}}/\text{seg}$
10	5g	
100	20g	$40''/\text{seg}$ $200 \frac{\text{cm}}{\text{m}}/\text{seg}$



14



ZAPATA

15



2-5-74





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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION

EJEMPLOS DE CIMENTACIONES ANCLADAS

Mayo, 1981

1. c) Permeabilidad

En los barrenos de exploración geológica se realizaron pruebas de permeabilidad tipo lugem, obteniéndose en 8 de ellos una permeabilidad variable entre 4 y 18 Unidades lugem. Estas pruebas se realizaron en perforaciones verticales.

En un barreno inclinado 30° con la vertical, se obtuvo una permeabilidad del orden de 15 a 20 Unidades lugem. Las perforaciones fueron del orden de 12 m de profundidad.

NOTA: De acuerdo con los datos anteriores se infiere lo siguiente:

1. La masa de roca es impermeable.
2. El agua escurre a través de las fracturas.

1.1) COLENTARIOS

1.1.a) Cuando se sacó el agua del tanque en 1971 se observó que las fracturas α y β eran las que aportaban más agua, y el gasto mayor se encontraba en la H. y donde se inicia la losa horizontal del fondo del tanque (en ese sitio se colocó la bomba de achique). También en la H.I. al final de la losa horizontal del fondo del tanque, existían filtraciones de agua.

1.1.b) De acuerdo con el sistema de fracturas, se consideró necesario colocar anclas en la roca que ligaran los bloques aislados por las fracturas y por planes de deslizamiento horizontal de la estratificación, impidiendo así el...

1.1.c) Cuando se colocaron las anclas $\phi 1\frac{1}{2}$, A2-80 @ 25 m en a. d. ^{indicadas en el} desde el nivel inferior de la losa del tanque se presentaron filtraciones a través de las perforaciones de $\phi 3"$ que se realizaron para alojar a las anclas. Las anteriores medidas en algunos de las perforaciones que tenían este flujo de agua variaron entre 0.5 kg/cm^2 y 1 kg/cm^2 .

NOTA: Cuando se midieron estas presiones en la boca de alguna perforación por la cual escurría el agua, no se repusieron las demás perforaciones que también tenían filtraciones, ni se colofateó el contacto entre la roca y el concreto de reposición de roca, de manera que esos valores no son completamente representativos de la subpresión. Se supone que podría duplicarse (?).

Los piezómetros de la S.R.H. tienen cargos hasta de 30 m sobre el nivel superior de la losa del fondo del tanque.

2. LOCALIZACIÓN DE LA FALLA DE LA LOSA DEL TANQUE, EN 1972.

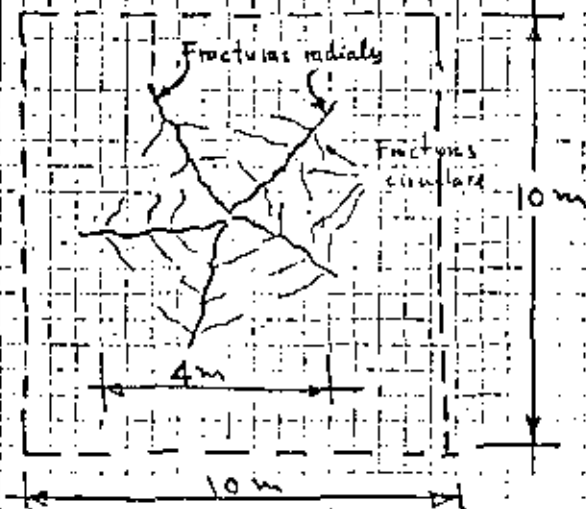
En la fig. 1 (Plan estructural de Proyecto Cíviles) se ha indicado la zona fallada de la losa del fondo del tanque observándose lo siguiente:

- a) El sitio coincide con la zona donde las fracturas aportaban mayor cantidad de agua ^{indicado en 1.1.a)} ^{que coincide con la direcc. del flujo}
- b) Esta desplazada ^{hacia la izquierda} ^{que coincide con la direcc. del flujo} de las losas nuevas construidas por C.F.F. con paralela de 2.9 m.

3. FORMA EN QUE SE PRESENTO LA FALLA DE LA LOSA DEL TANQUE, EN 1972

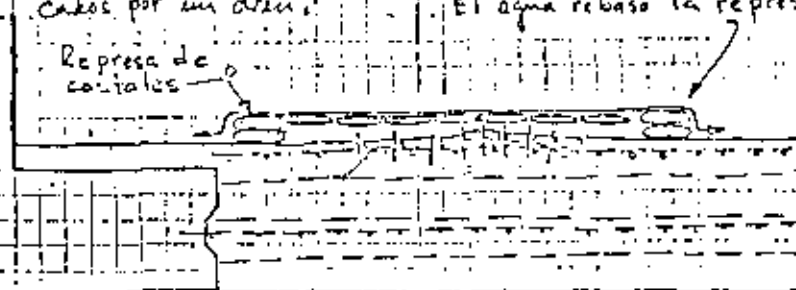
NOTA: Dctos proporcionados por Personal de mantenimiento civil de la Obra.

- a) Cuando quedaba una lámina de agua de aprox. 10cm de espesor sobre la losa del fondo del tanque, se observaron a los trabajadores al caminar sobre esa zona que se abría que la losa vibraba.
- b) Se presentó la falla de la losa, agrietándose el concreto del recubrimiento del refuerzo principal de la losa como se indica a continuación:

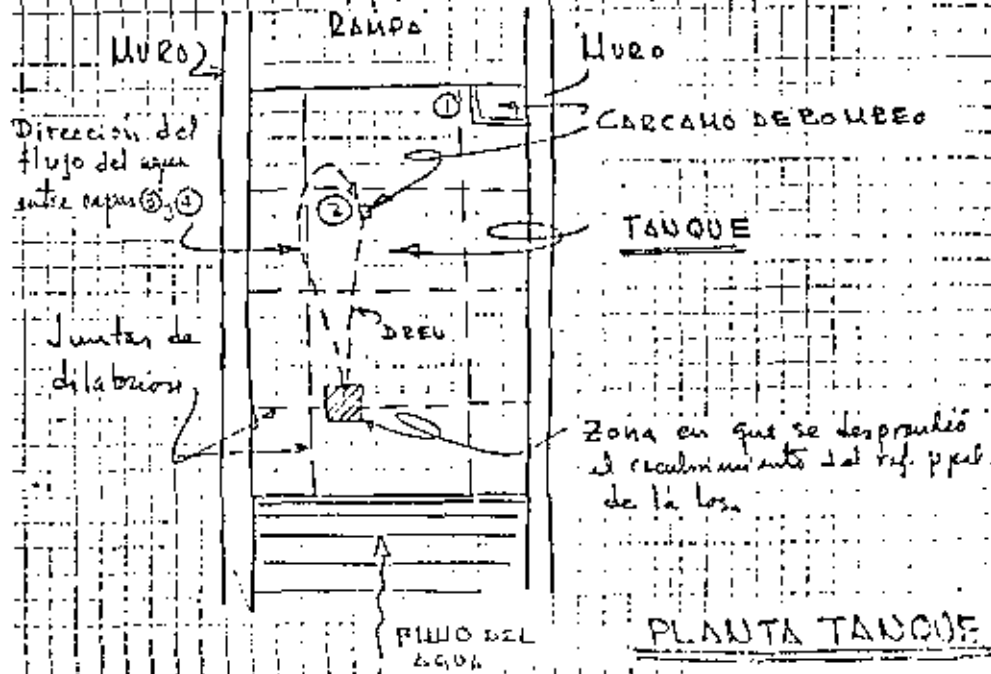


- c) Una vez que se usó toda el agua del tanque, se observó que existían filtraciones de agua en la zona donde se desprendió el recu-

brimiento del refuerzo, haciéndose entonces una represa para que el agua que fluía a través de la zona fracturada no aumentara el volumen de bombas. ^(El agua rebasó la represa, y luego se disminuyó el agua de la zona dañada, pues se tenía conexión con el drenaje principal de la obra) Se usó bombas o hidrantes al cárcamo 2 para disminuir el agua de la zona dañada, pues se tenía conexión con el drenaje principal de la obra. El agua rebasó la represa.



CORTE TANQUE DREN



4. FRACTURAMIENTO DE LA LOSA (SUPERFICIAL Y PROFUNDO)

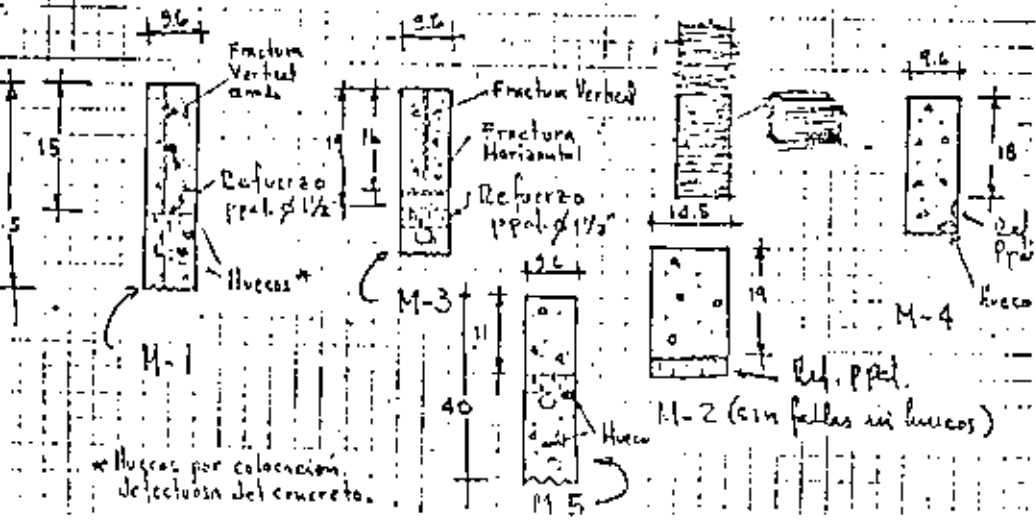
a) Fracturas observadas en superficie

Prácticamente el área total del fondo del tanque amortiguador se encuentra fracturada. Las fracturas son verticales (?) y casi curvas, observándose que tienen flujo de agua, pues existen depósitos de material color blanco a lo largo de ellas. El espaciamiento entre ellas es de y son perpendiculares (conviene realizar un levantamiento de estas fracturas).

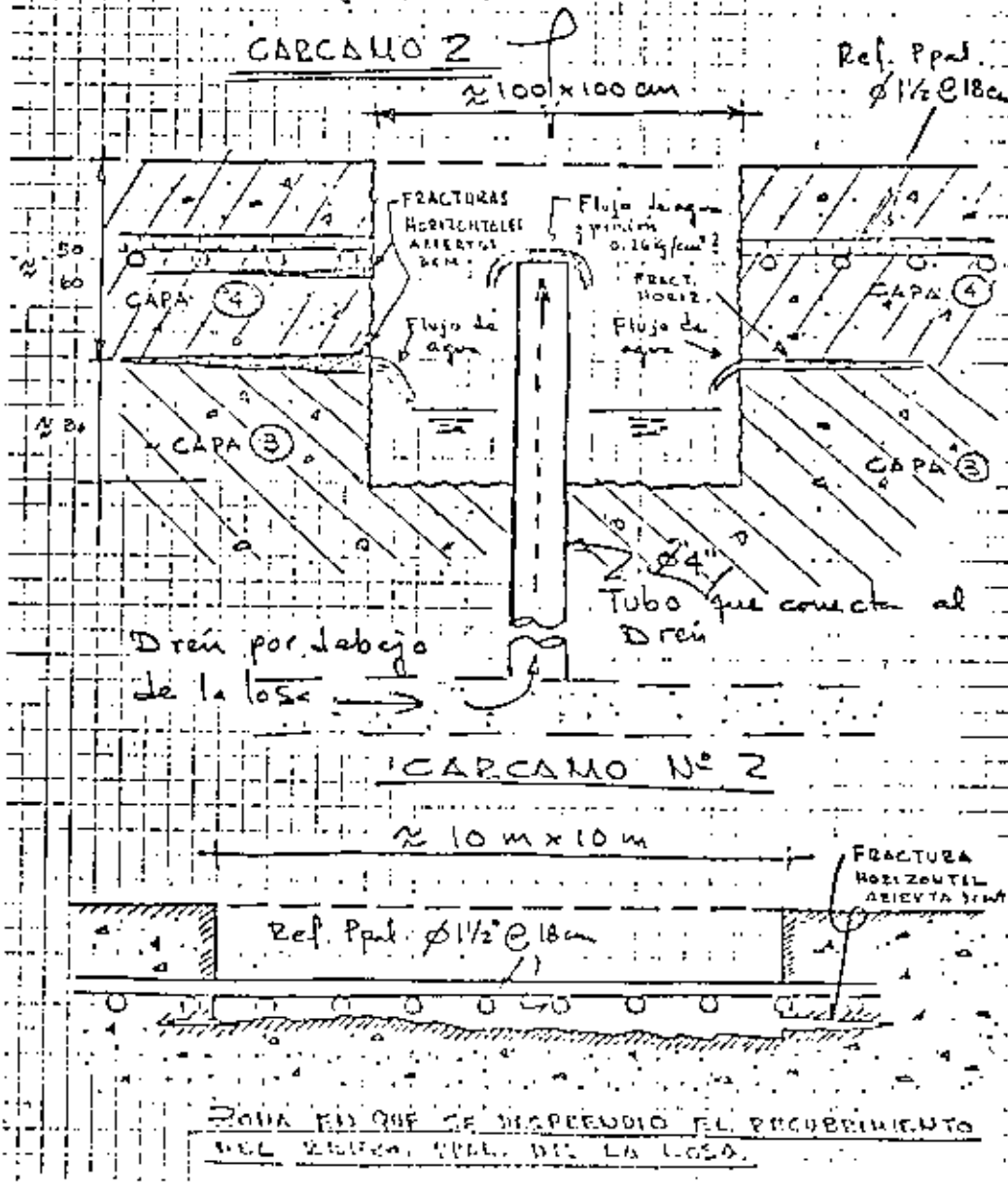
b) Fracturas observadas en núcleos de concreto

Con objeto de conocer en qué condiciones se encuentran la losa del tanque se extrajeron 5 muestras $\phi 3"$ por 30 a 50 cm de longitud. Con estas muestras se realizaron diferentes ensayos de laboratorio.

Observación Características de los núcleos



c) Fracturas observadas en el carcamo de bombeo 2 y en la zona donde se desprendió el recubrimiento del refuerzo principal



5.- HIPOTESIS SOBRE LAS CAUSAS DEL DESPRENDIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO DEL REFUERZO PRINCIPAL DE LA LOSA

a). El recubrimiento de concreto del refuerzo principal de la losa se desprendió por exceso de esfuerzos de tensión provocados por flexión.

b). No hubo trabajo estructural monolítico de la losa. (La losa se fabricó en 4 ó 5 capas cuyos espesores varían entre 60 cm y 75 cm, y no se colocaron conectores de corte entre cada capa la transmisión de este esfuerzo queda proporcionado por el andaje largo constituido por barras AR-30 de $\phi 1\frac{1}{2}$ separadas 2.5' c a c. en tres bolillo).

c). La carga que actuó sobre la losa fue presión hidrostática del agua que escurre por las fracturas que conectan al tanque con el vaso (familia de fracturas α y β).

d). Esta presión hidrostática actuó sobre la última capa de concreto, una vez que se vació el tanque, con un valor de la presión del orden de 1 Kg/cm^2 (o más) (El agua se infiltró por medio de fracturas verticales, juntas de dilatación, juntas con el concreto antiguo y juntas de construcción horizontales.)

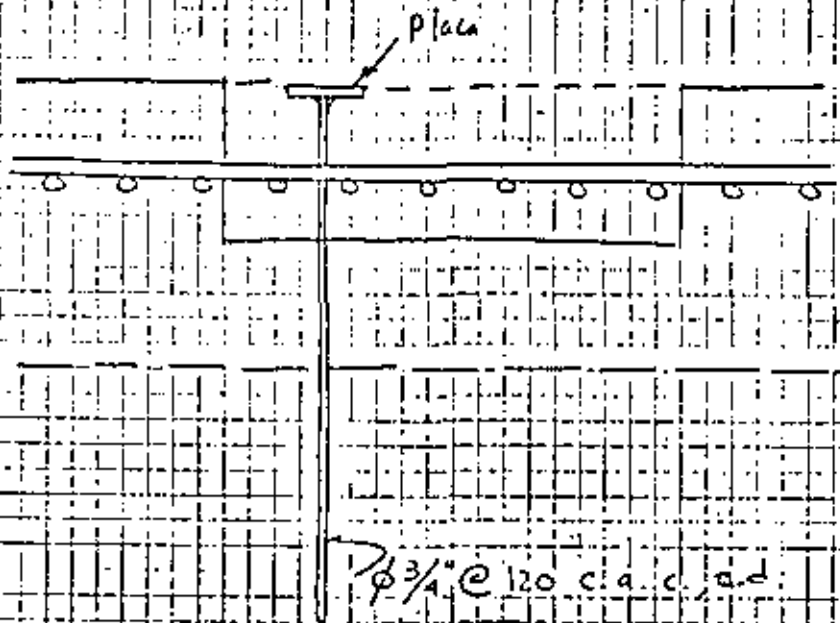
e). Es factible que esta presión hidrostática (Empresión) haya actuado en un plano horizontal localizado inmediatamente abajo del refuerzo principal, en cuyo caso no existe refuerzo de tensión para soportar esta sollicitación de carga.

Las causas para que se haya formado esta fractura horizontal son las siguientes:

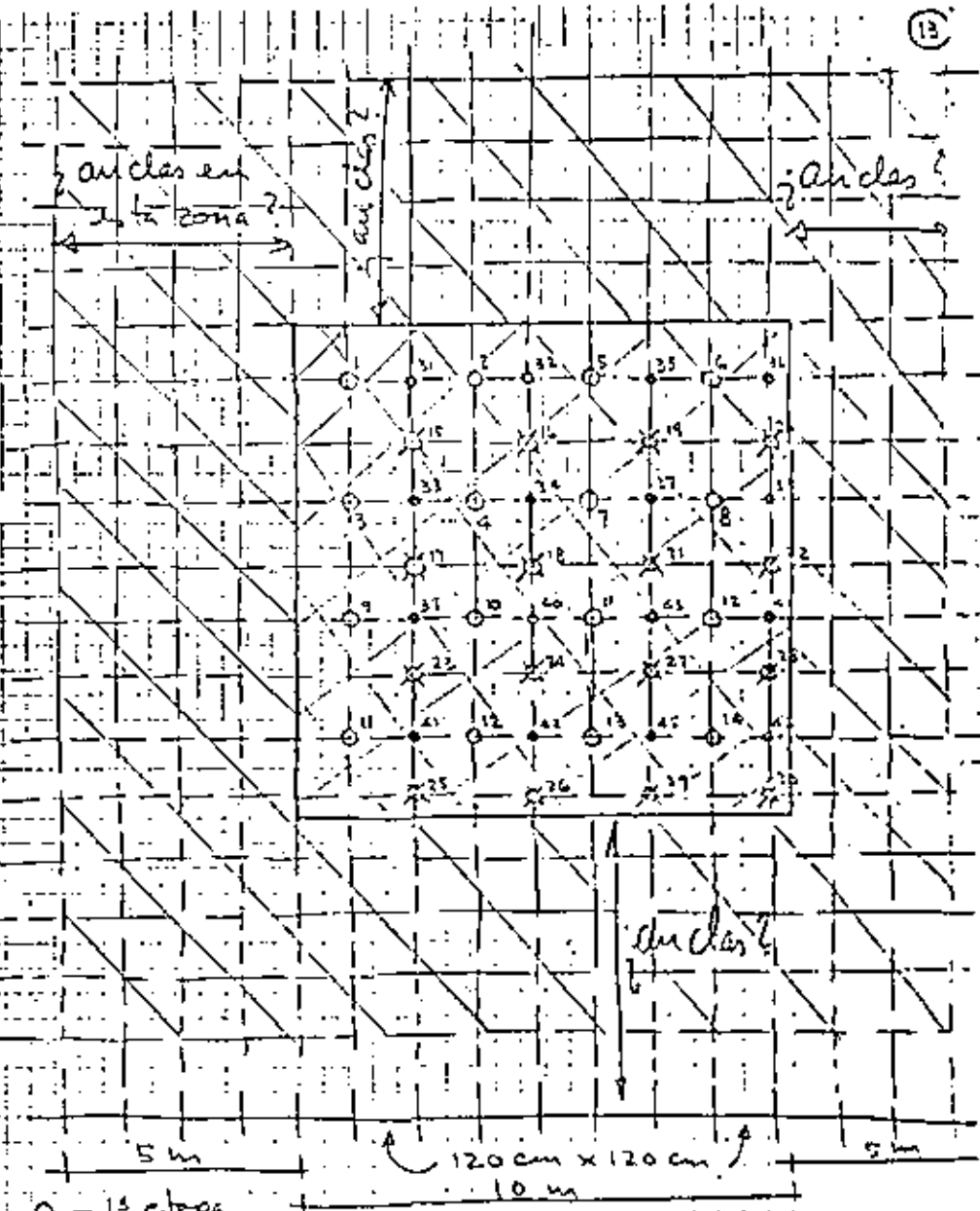
- 1. Colocación defectuosa del concreto en la última capa de la losa (Se comprueba con la existencia de huecos por debajo del acero de refuerzo, observados en los núcleos de exploración del concreto).
- 2. Esfuerzos de temperatura debidos a la diferencia entre los coef. de dilatación térmica entre el acero de refuerzo y el concreto.

f). El área en la cual actuó la presión hidrostática (Empresión), para el caso indicado en d) probablemente tenga sido del orden de $10 \times 10 \text{ m}^2$ ^{o más} para el caso e) se requiere un área considerablemente menor para que se produzca la falla. Para el caso indicado en d) se supone que el espesor de la losa @ 25 cm c.a.c. proporcionado por las anclas $\phi 1\frac{1}{2}$ no es suficiente, ya que las anclas para desarmar en capacidad total necesitan un anclaje mínimo del orden de 1.6 m y físicamente sólo tienen 45 cm en el mejor de los casos, pues ~~en otros~~ en otros el ancla no requiere llegar al nivel del refuerzo principal (de acuerdo con información sobre la construcción).

(12)



(13)

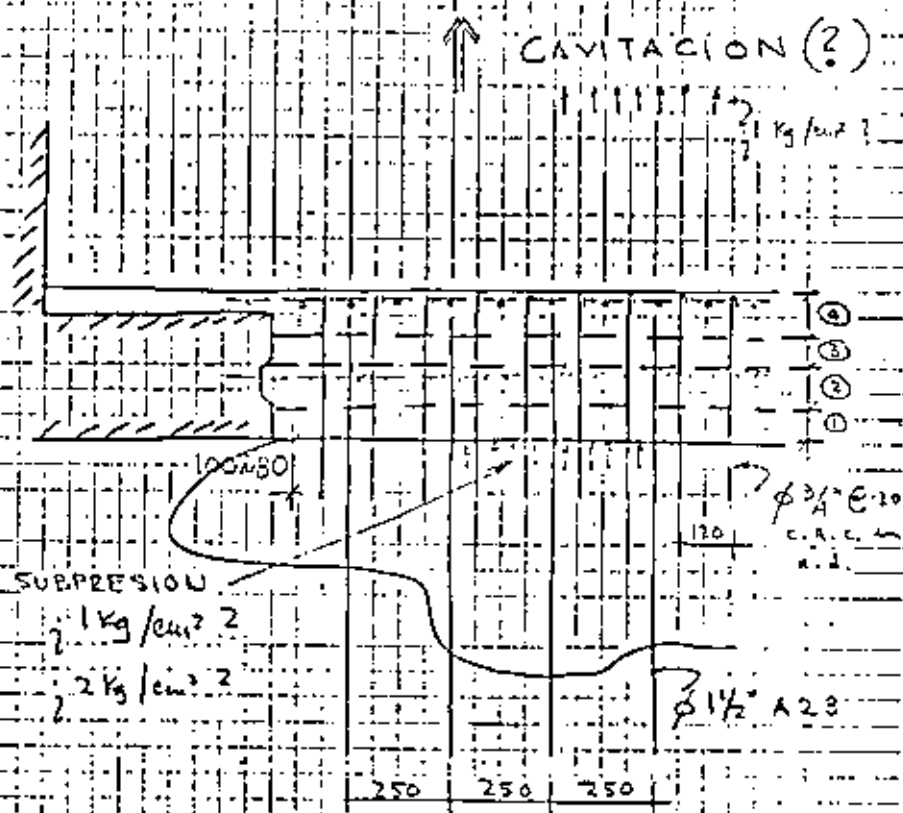


- o - 1ª etapa
- X - 2ª etapa
- o - 3ª etapa

PLANTA INYECCION

6.2.- Zona donde la losa tiene 2.90m de espesor

(14)



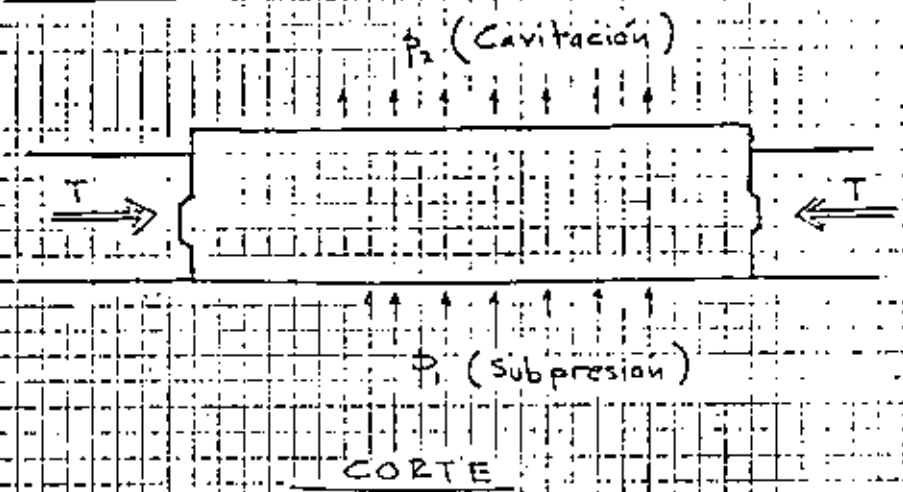
$$p = \frac{90^T}{6} = 15 \frac{S}{m^2}$$

[Con las anclas cortas se tendría mayor resistencia y podrían soportarse las presiones de subpresión y cavitación que son del mismo orden (?). De este modo se propone no ser necesario efectuar dibujo.]

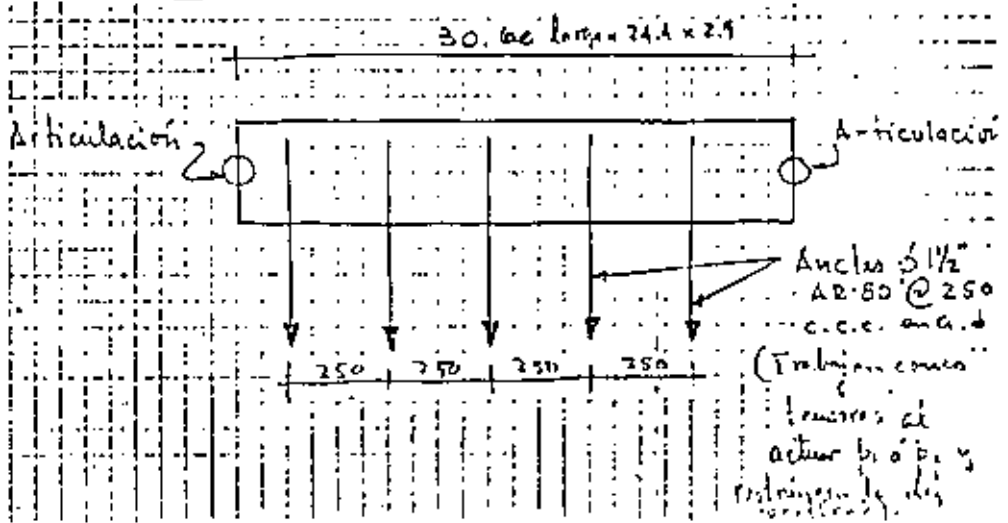
③ SOLICITACION DE CARGAS SOBRE LA LOSA

(15)

7.1.- Cargas

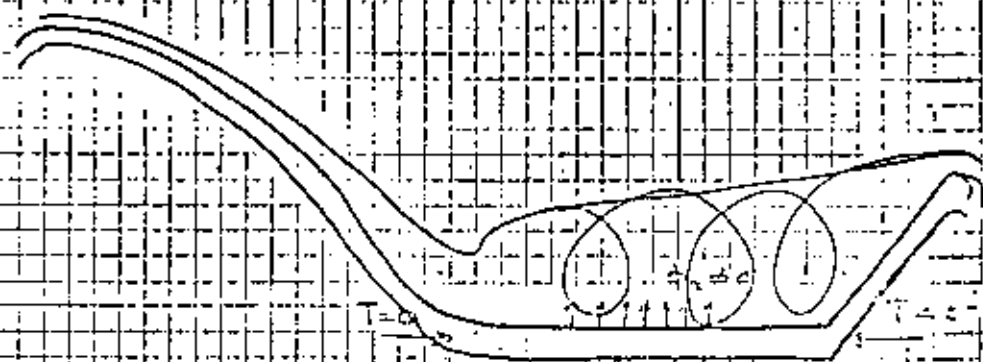


7.2.- Condiciones de apoyo



8.3. Caso 3

Tanque amortiguador lleno, con escurrimiento de agua a través del vertedor



Actúan

p_1 (Subpresión) y

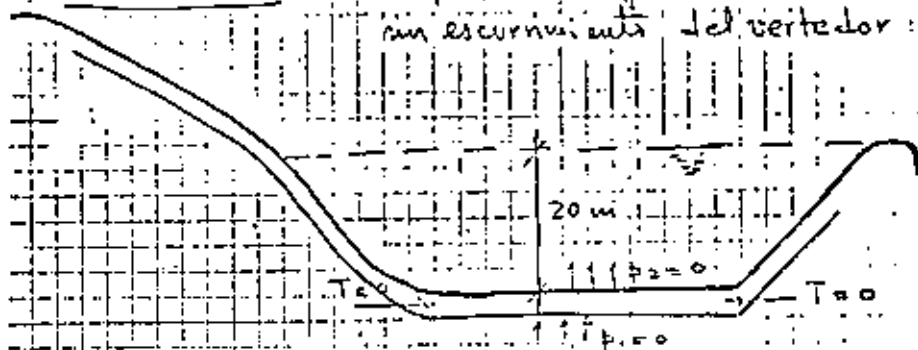
p_2 (Centrición)

T (temp) = 0. Se supone no hay cambios bruscos de T .

8. - COMBINACION DE CARGAS EXTERIORES

~~8.1. Tanque amortiguador lleno de agua con escurrimiento del vertedor~~

8.1. Caso 1 - Tanque amortiguador lleno de agua con escurrimiento del vertedor:

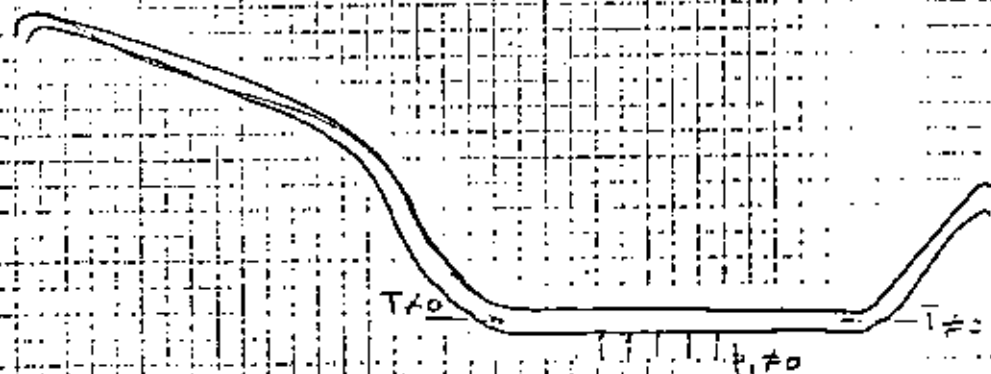


Actúan

p_1, p_2, T

8.2. Caso 2

Tanque amortiguador vacío, sin escurrimiento de agua por el vertedor

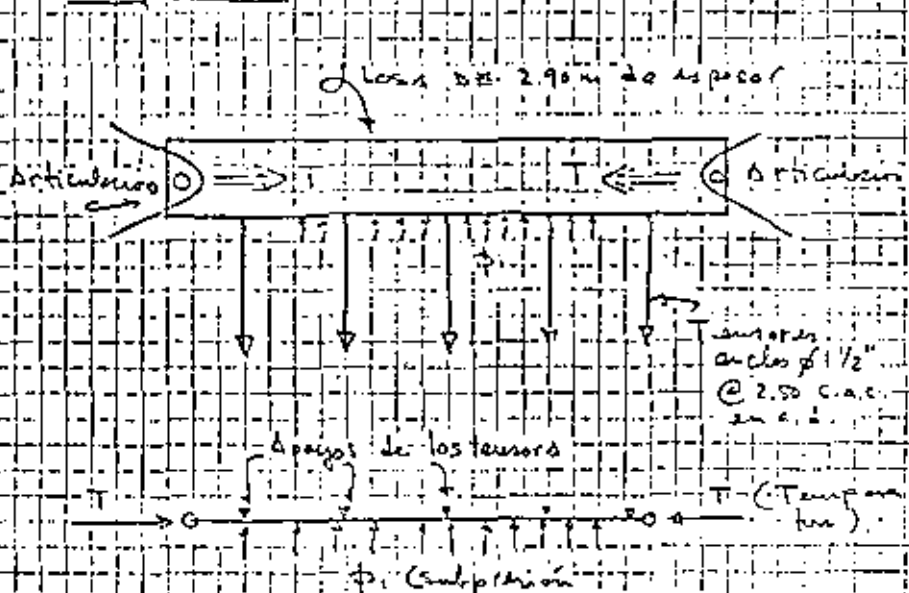


Actúan

p_1 (subpresión) y T (temp)

9.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA LOSA BAJO LA SOLICITACION DE LAS CARGAS

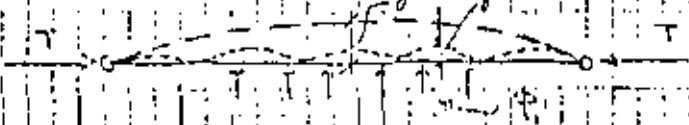
9.1.- Accion de Subpresión y Tension con el tanque vacío



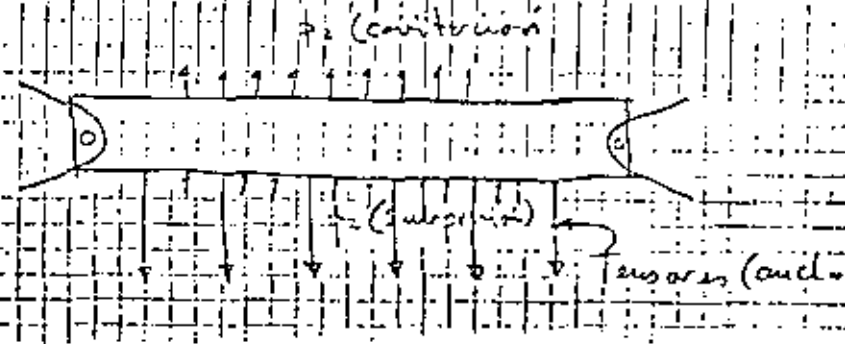
Elemento sujeto a Flexo-Compresión

(Caso en que no es válida la superposición de causas y efectos)

- a) Primero actúa ϕ_1 y se calcula la deformación
- b) Segundo, actúa ϕ_2 aumentando los momentos flexionantes.



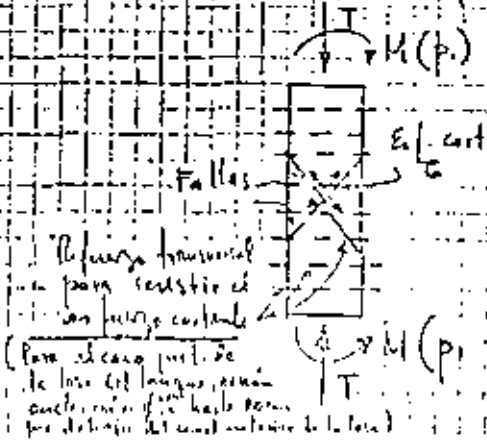
9.2.- Accion de ϕ_1 y ϕ_2 (Subpresión y Tension) con el tanque lleno y encendido agua a presión del vertedor.



Elemento sujeto a flexión

(Es válida la superposición de causas y efectos al actuar ϕ_1 y ϕ_2)

9.3.- Falla de un elemento trabajando a flexo-compresión (Supresión que trabaja monolíticamente)

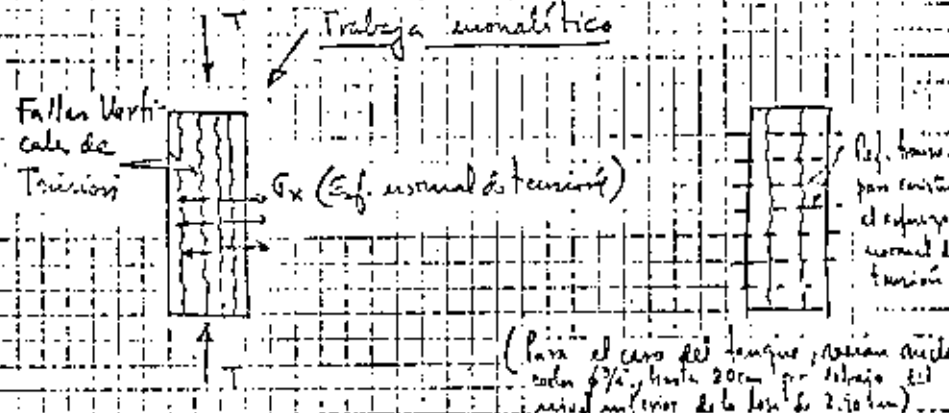


1) Este tipo de falla requiere refuerzo para resistir el momento cortante sobre los planos de falla.

2) Este refuerzo debe ser transversal al eje del elemento \perp a la diric. de la falla.

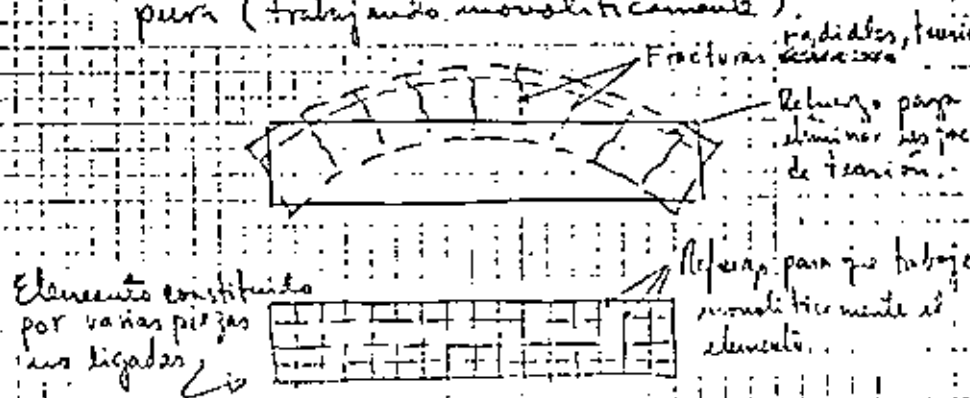
(Para el caso particular de la losa del tanque, como ancha, en el eje debe tener un detalle del cual se trata de la losa)

9.4. Falla de un elemento trabajando a compresión pura (Se supone que no se presenta en el caso de la losa del tanque).

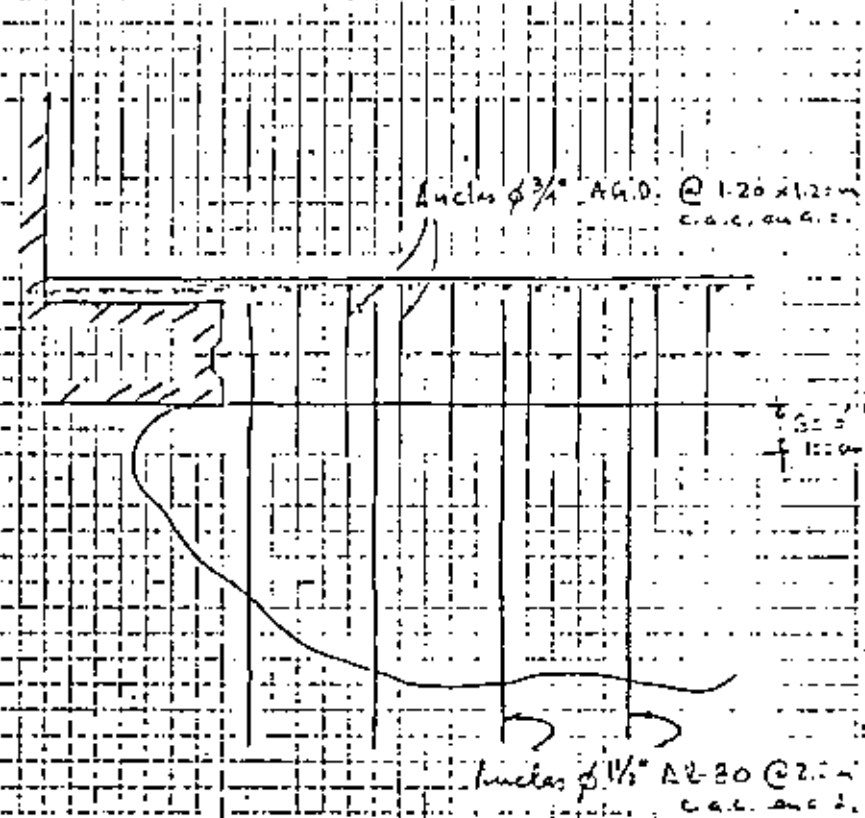


Si el elemento no es monolítico, es necesario proporcionar resist. al esp. existente entre las diferentes piezas que constituyen el elemento por medio de conexiones (que puedan ser las anclas cortas $\phi/4$ que atraviesan la losa.)

9.5. Falla de un elemento trabajando a Flexión pura (trabajando monolíticamente).



10. PROPUESTA DE REFUERZO ADICIONAL PARA QUE LA LOSA TRABAJE MONOLÍTICAMENTE



- a) Se obtiene un comportamiento estructural de la losa como monolítico, bajo flexo-compresión (9.1) y σ los (9.2)
 - b) Se obtiene una resistencia mayor por ^{entrecruzamiento} las fuerzas combinadas de ^{tracción} tracción y compresión (¿en cuyo caso sea necesario revisar?)
- Formado: P. Cuellar B.

MALPASO-034-22
MAYO-22 de 1978

ANEXO:

ENSAYE A COMPRESION EN NUCLEOS DE CONCRETO RECUPERADOS EN DARSINOS DE EXPLORACION EFECTUADOS EN EL FONDO DEL TANQUE DEL VERTICOR DEL P.H. MALPASO, CHIS.-

ANTECEDENTES:

Para detectar la continuidad del concreto, en la zona adyacente al lugar donde ocurrió el desprendimiento de una costra de concreto, en el fondo del tanque del vertedor de P.H. Malpas, Chis., se perforaron barrenos de 100 mm (4") y 150 mm (6") de diámetro.- Mediante los núcleos recuperados se observó discontinuidad en el concreto, a la profundidad en que se encuentra ubicado el acero de refuerzo por temperatura (15 a 20 cm., aproximadamente).-

ENSAYE:

Se ensayaron a compresión cuatro de los núcleos recuperados, utilizando la porción superior.- Se obtuvieron los siguientes resultados:

<u>Núcleos</u>	<u>Diámetro:</u>	<u>Densidad:</u>	<u>Esfuerzo de Ruptura</u> (Rel. esboles = 2)
1	143 mm	2 396 Kg/m ³	425 Kg/cm ² .
2	96 "	2 465 "	574 "
3	96 "	2 444 "	555 "
4	96 "	2 411 "	515 "

MM/mjt

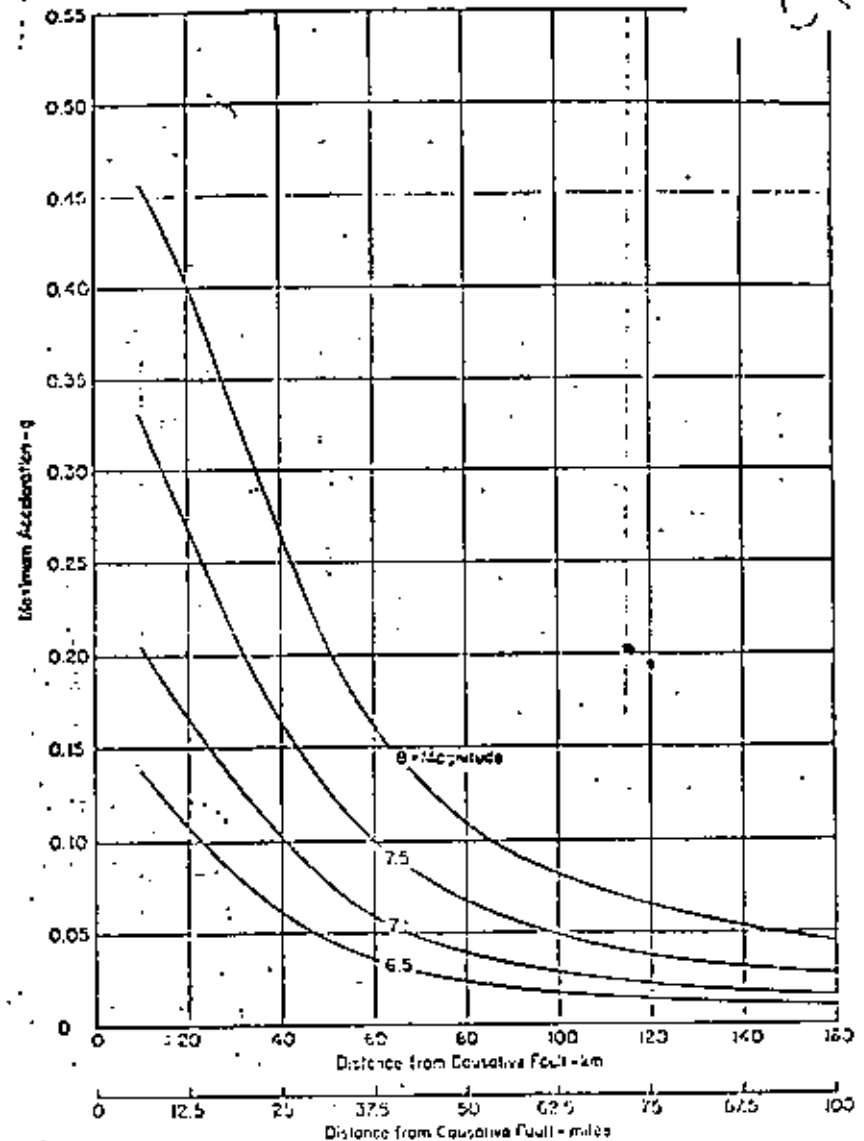


FIG. 17 VARIATION OF MAXIMUM ACCELERATION WITH EARTHQUAKE MAGNITUDE AND DISTANCE FROM CAUSATIVE FAULT.



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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION

EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCION CON RESINAS EXPEDICAS
EN TUNELES DE LA MINAS DE CARBON DE RIO ESCONDIDO, COAH.

Ing. Jorge E. Castilla Camacho

Mayo, 1981

EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCIÓN CON RESINAS
EPOXICAS EN TUNELES DE LA MINA DE CARBÓN DE RÍO ESCONDIDO, COAH.

Por: Jorge E. Castilla Casacho*

1. INTRODUCCION

Como parte integrante de los programas de expansión de la Comisión Federal de Electricidad se planea la construcción de la Planta Termoeléctrica de Río Escondido en el Estado de Coahuila, aproximadamente a 35 km al Sur de la Ciudad de Piedras Negras, Coah.

La planta tendrá una potencia instalada total de 1200 MW y en ella se utilizará como combustible el carbón mineral que será explotado de una mina construida ex profeso en la misma zona. La ubicación de la planta obedece a que en el sitio se encuentran la mayor cuenca carbonífera explorada en el país, cuya explotación permitirá suministrar a la planta un máximo de 16,000 toneladas diarias de carbón. Las reservas detectadas permiten estimar la vida útil de la planta en 26 años.

El proyecto de la mina, cuya producción será mayor que la producción anual total en el país en los últimos años, ha propiciado numerosos estudios siendo uno de ellos el relacionado con el soporte de las bóvedas de los túneles en la forma más eficiente desde los puntos de vista de seguridad, economía y maniobrabilidad en el interior de la mina.

*Oficina de Mecánica de Rocas, Departamento de Estudios Experimentales.

A principio de 1977 las autoridades encargadas del proyecto de la mina invitaron a la Oficina de Mecánica de Rocas del Departamento de Estudios Experimentales de C.F.E. y al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. a colaborar en los programas de estudio para el diseño de un sistema de soporte adecuado para las características de la mina.

El presente trabajo describe las actividades desarrolladas por la Oficina de Mecánica de Rocas de C.F.E. en tramos experimentales de túneles, cuyas bóvedas se soportaron mediante anclas de fricción con resinas epóxicas, la instrumentación colocada en dichos tramos, los resultados obtenidos en las mediciones y las conclusiones derivadas de los mismos.

2. PRACTICA USUAL EN EL SOPORTE DE MINAS DE CARBÓN

Generalmente las minas de carbón se explotan mediante sistemas de túneles a partir de los cuales se extrae el mineral hasta provocar la falla del techo, por lo que en estos la estabilidad de la bóveda sólo es necesaria por un cierto tiempo. Sin embargo, existen túneles principales que deben ser estables durante toda la vida productiva de la mina y que por lo tanto deben contar con sistemas permanentes de soporte.

En México el sistema de soporte para bóvedas en minas de carbón se ha desarrollado por métodos empíricos y ha consistido principalmente en el uso de marcos de madera constituidos por dos troncos verticales de madera rolliza que soportan libremente a un tercero horizontal, el cual sostiene al techo.

Los troncos son generalmente de 6" u 8" de diámetro, con longitud variable. Ocasionalmente el tronco horizontal es substituido por una vigueta de acero de 4" ó 6" de paralelo en túneles en los que la carga de roca es exclusiva. La separación de los marcos es usualmente de un metro, en el sentido del túnel, pero llega a ser menor cuando por observación del comportamiento se juzga necesario.

En los túneles que funcionarían permanentemente se acostumbra construir muros de mampostería paralelos al eje del túnel y próximos a las paredes a través de los cuales se transmite la carga del techo al piso. Transversalmente a ellos se colocan viguetas de acero con espaciamientos variables, generalmente de un metro.

En los frentes de explotación, sea esta por medio de pequeños túneles o por el método de pared larga, en donde la carga aumenta por falta de apoyo al extraer el carbón, y el techo está en franco proceso de falla, se colocan, para seguridad de los mineros y del equipo de ataque, "huacales" formados por pares de troncos superpuestos hasta llegar al techo, tratando de formar una columna.

En países de Europa (Francia, Bélgica, Alemania, Inglaterra, etc.) y en los Estados Unidos, es práctica común el uso de anclas como soporte en túneles de duración temporal. El tipo de ancla más utilizado es el de fricción y de entre estos lo es el de resinas epóxicas que ofrecen un fraguado rápido y por lo tanto su trabajo es prácticamente inmediato. Las an-

clas del tipo de expansión o de cuña son menos utilizadas debido a que en la mayoría de los casos la roca que se encuentra junto con los depósitos de carbón no tiene la dureza necesaria para propiciar un buen trabajo de este tipo de ancla.

El sistema de soporte mediante anclas ofrece algunas ventajas con respecto al sistema tradicional del uso de marcos de madera como son un aumento en la maniobrabilidad dentro de los túneles al evitarse la presencia de postes verticales, que aunque próximos a las paredes ocupan un área dentro del túnel; la disminución del riesgo de derrumbes por deterioro del sistema de soporte al golpear los elementos verticales por los movimientos propios en el interior del túnel; el menor volumen de material que constituye el soporte lo que frecuentemente puede representar también disminución en su costo; la facilidad de colocación sistematizada, así como la rapidez en lograr el trabajo de los elementos de soporte.

No obstante lo anterior, existen desventajas del sistema de soporte con anclas como pueden serlo el que se requieren condiciones especiales de la roca sobre el techo de la mina para lograr un buen trabajo de las anclas, y el efecto psicológico que causa en el personal que trabaja en la mina al no observar los elementos de soporte por estar estos ocultos en perforaciones. El uso de anclas en túneles de duración temporal es práctica común en los Estados Unidos.

3. LA MINA DE CARBÓN DE RÍO ESCONDIDO, COAH.

3.1 Aspectos generales del proyecto

La breve descripción que a continuación se incluye, corresponde con el proyecto elaborado por la compañía polaca que aseguró a la C.F.E. en el año de 1976. No obstante que el proyecto ha sufrido modificaciones a la fecha, se efectúa esta descripción general debido a que los programas de ensayos en los tramos experimentales se realizaron con base en las características del proyecto mencionado. Sin embargo, las experiencias obtenidas pueden ser aplicadas a otros proyectos pues las características de los túneles serán similares.

Como se mencionó anteriormente la mina se proyectó para una producción máxima de 16,000 toneladas diarias. La explotación será por medio del sistema de pared larga con derrumbe de techo. El acceso a la mina se hará por tiros inclinados hasta la profundidad del manto. La mina se dividirá en dos secciones.

En cada sección de la mina existirán tres túneles o cañones principales que deberán funcionar durante toda su vida productiva. Un cañón será el de acarreo, para extracción de material; otro el de transporte de personal y equipo y un tercero de ventilación. Consistirán en túneles de 4.0 m de ancho por 2.2 m de altura, y serán paralelos dejando entre ellos un espesor de 25 m de carbón. La longitud de los túneles permanentes será en total del orden de 20 km.

Transversalmente a estos túneles existirán los cañones de acceso a los frentes de pared larga. Estos consistirán en pares de túneles de 4.5 m de ancho por 2.5 m de alto separados por un espesor de 15 m de carbón. Cada par de túneles quedará separado del siguiente por 180 m de carbón, que corresponde con el largo del frente de explotación.

Las medidas anteriores corresponden con las mínimas necesarias para la maniobrabilidad del equipo para explotación de los túneles, lo que se hará con mineros continuos, y para el movimiento de los escudos de protección de la frente de pared larga al trasladarlos de una frente a otra.

Los túneles o cañones de acceso a los frentes de pared larga, deberán ser estables durante la explotación del frente al que dan acceso, lo que de acuerdo a los programas es del orden de un año. El soporte de estos túneles, los cuales en conjunto tendrán una longitud total del orden de 180 km, es el objeto de los trabajos que se incluyen en el presente reporte.

3.2 Descripción de la geología

La geología en la zona de la mina se ha determinado con ayuda de más de 200 barrenos con recuperación de núcleos.

La secuencia litológica en el área es muy uniforme existiendo en la superficie, con espesor variable entre 15 y 22 m, una capa de caliza de origen continental, de color blanco lechoso a café claro. Su dureza es muy variable.

Subyaciendo a este depósito existe un manto de lutita color

gris pardo en el que se encuentran lentes de conglomerado e interestratificaciones de arenisca de grano fino a medio, constituida por fragmentos de diferentes tipos de roca y por feldspatos y cuarzo. Su matriz es arcillosa. En la zona de la mina la parte inferior de este manto se encuentra entre 42 m y 172 m de profundidad.

Bajo este manto y con espesor promedio de 2.0 m y máximo de 2.8 m se encuentra el estrato de carbón explotable. Presenta una inclinación hacia el este de 1 a 2 grados y se alarga en dirección Norte-Sur.

A continuación del manto de carbón existen areniscas de grano fino a medio, de matriz arcillosa.

El nivel freático se define entre 5 y 10 m abajo de la superficie del terreno. Sin embargo, es probable que corresponda con mantos colgados confinados en los acuíferos constituidos por el conglomerado.

1.3 Propiedades de la roca

De ensayos efectuados en laboratorio en núcleos de roca extraídos de profundidades próximas al manto de carbón se determinaron las siguientes propiedades:

Propiedad	Valor medio	Coefficiente de variación
a) Lutita:		
peso volumétrico seco	2.15 ton/m ³	41
resistencia a la compresión	137 kg/cm ²	17
resistencia a la tensión	11 "	65
resistencia al corte simple	4 "	25

	Valor medio	Coefficiente de variación
b) Carbón:		
peso volumétrico seco	1.37 ton/m ³	11
resistencia a la compresión	174 kg/cm ²	33
resistencia a la tensión	9.5 "	38
resistencia al corte simple	10.5 "	50
c) Arenisca:		
peso volumétrico seco	2.20 ton/m ³	6
resistencia a la compresión	323 kg/cm ²	59
resistencia a la tensión	38 "	55
resistencia al corte simple	19 "	18
Índice de alteración	10 "	7

4. TRAMOS EXPERIMENTALES DE TUNEL

La falta de experiencia en el uso de los sistemas de anclaje como soporte de la bóveda en minas de carbón, originaron la necesidad de efectuar ensayos en tramos de túnel y observar el comportamiento de los mismos.

Para la ejecución de los ensayos se eligió una pequeña mina, propiedad de C.F.E., próxima al sitio, de la que se extrae carbón para abastecer a la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah. Esta mina se explota por métodos manuales, a base de túneles de 3 m de ancho y 2 m de alto, para obtener una producción de 400 ton diarias de mineral. El soporte en los túneles temporales de esta mina es el usual, a base de marcos de madera, dejándose además in situ los 10 ó 15 cm superiores del manto de carbón para proteger del intemperismo a la lutita que lo superyace.

9.

Las características de los tramos de prueba se fijaron con la asesoría de los ingenieros A.G. Douthwaite y C. Rudge del National Coal Board de Inglaterra quienes visitaron la mina antes mencionada y conocieron el proyecto de la nueva mina. En un principio se pensó en ejecutar cinco tramos de prueba, de 50 m cada uno, en los que se soportaría el techo de la siguiente forma:

Tramo 1: anclas de 2.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. Entre las hileras de anclas se colocaría malla de 3 x 3 pulgadas de alambre calibre 20, sujetándolo con las placas de las anclas.

Tramo 2: anclas de 2.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. En cada hilera de anclas transversales al túnel se colocaría un tablón de 14 pies de largo, 3 pulgadas de ancho y dos pulgadas de grueso que estaría sujeto por las placas de las anclas y atravesado por estas últimas.

Tramo 3: igual al tramo 1 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 4: igual al tramo 2 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 5: sistema de anclaje "truss" patentado por la Torque Tension, Ltd. de Inglaterra, consistente en un par de anclas colocadas con una inclinación de 45° en el techo, junto a las paredes, unidas por un tensor horizontal que troquea al techo con polines de madera.

0.

Las anclas deberían de ser del tipo de fricción colocadas con resina. Los tramos de prueba deberían tener 4.8 m de ancho y la altura sería igual a la del manto de carbón menos 15 cm que se dejarían para proteger a la lutita del intemperismo. Deberían escogerse tramos recién excavados de túnel para colocar las anclas, evitando así tramos en que el techo hubiera sufrido deformaciones anteriores. Los sistemas de soporte experimental deberían colocarse junto con el soporte de uso convencional en la mina y sólo cuando en los túneles se suspendiera la circulación de personal se procedería a retirar el soporte convencional y a observar el comportamiento de los tramos.

Una vez establecidas las características que deberían reunir los tramos experimentales y con el fin de no alterar los planes de explotación de la mina, se eligieron los cañones de regreso de ventilación números 1 y 4 para localizar los tramos de prueba. La elección se hizo también considerando que estos cañones irían a permanecer abiertos un período de un año y medio, tiempo en que se realizarían las observaciones.

5. INSTALACION DEL SISTEMA DE SOPORTE

Los tramos elegidos para la ejecución de las pruebas se ampliaron de 3 a 5 m como se aprecia en las Figs. 1 y 2. Para soportar el techo se colocaron dos marcos colineales cada metro. El sistema experimental de soporte se colocó intermedio a los marcos.

5.1 Cañón 4

En este cañón la longitud del tramo de prueba fue de 41 m; colocándose cinco anclas de 1.80 m de longitud cada metro, como se ve en el recuadro de la Fig. 2. Se colocó también malla ciclón de 2 1/2 pulgadas por 2 1/2 pulgadas cubriendo el ancho del techo del túnel. En un tramo de 20 m de longitud, indicado en las figuras 1 y 2, se colocó un ancla adicional de 1.40 m de longitud, inclinada 45° y a una distancia del orden de un metro de la pared derecha del cañón, como refuerzo adicional, pues en esta parte, en el resto del tramo de prueba, se venía abriendo una grieta inclinada hacia el centro del techo del túnel.

Las anclas instaladas en el tramo fueron de dos tipos. Hasta la línea de anclas número 26 se colocaron anclas constituidas por varilla corrugada de acero grado duro ($f_{yp}=4200\text{kg/cm}^2$) de 1 pulgada de diámetro con una tuerca soldada en su extremo exterior; el resto de las anclas consistió en varillas corrugadas de 7/8 de pulgada de diámetro con cabeza en forma de tuerca preparada en fragua.

Las anclas se instalaron en perforaciones de 1 3/8 de pulgada de diámetro en las que se introdujeron dos o tres cartuchos de resina epóxica de 20 pulgadas de longitud y 32 mm de diámetro. Se experimentó con diferentes cantidades de resina tratando de que se rellenara completamente el espacio entre las paredes de la perforación y el ancla. Se optó por utilizar 3 cartuchos pues el uso de más impedía la entrada del an-

cla hasta el fondo.

Las perforaciones se efectuaron con un "stooper" y con este mismo se introdujo el ancla previa colocación de los cartuchos en el interior de la perforación. El stooper permitió introducir el ancla en la perforación con una velocidad de rotación de 200 revoluciones por minuto aproximadamente, lo que provocó el batido del catalizador y el endurecer de la resina. La instalación de cada ancla desde el inicio de la perforación hasta su introducción total en la misma tomó entre 3 y 4 minutos. Para lograr un fraguado inicial suficiente se sostuvo el ancla, posteriormente a su colocación, por un lapso de 5 minutos.

La resina utilizada fue la Celtite cuyas características son siguientes:

peso volumétrico:	1.85 gr/cm ³
resistencia a la compresión:	1125 kg/cm ²
resistencia a la tensión:	170 kg/cm ²
resistencia al corte:	527 kg/cm ²
tiempo de fraguado:	1 minuto
tiempo de mezclado:	15 segundos

5.2 Cañón 1

En este cañón el tramo de prueba fue de 50 m de longitud, dividido en tres zonas. Conforme se aprecia en la figura 3, en la zona A se colocó un ancla central de 1.80 m de longitud completamente vertical, dos anclas con 60° de inclinación

hacia las paredes del túnel y 2.40 m de longitud, y dos anclas a 45° también de 2.40 m de longitud. Estas cinco anclas se colocaron atravesando una pieza de madera rolliza de 14 pies de longitud y 8 pulgadas de diámetro que sostenía a la malla ciclón. Además se colocó un ancla adicional, de 2.40 m de longitud y con 45° de inclinación separada entre 60 cm y un metro de la pared izquierda del cañón.

En la zona B no se colocó anclaje para poder contar con un tramo de referencia con el sistema convencional de soporte.

En la zona C el anclaje colonado consistió en anclas verticales de 1.80 m de longitud, espaciadas como se ve en la figura 3, colocadas sujetando un tablón de 16 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos de espesor, el cual sostenía una malla ciclón.

Las anclas utilizadas en este cañón fueron todas varillas corrugadas de acero grado duro, de $7/8$ de pulgada de diámetro con cabeza formada en fragua.

Por lo que respecta al procedimiento de instalación, tipo de resina, etc. fueron los mismos utilizados en el cañón 4.

Durante la instalación de los sistemas de soporte experimental en ambos cañones, se procuró estar siempre lo más próximo posible al frente de explotación. Se llevaron registros del avance del frente, de la colocación de los marcos de madera y del anclaje en el techo. Con los datos reunidos se formaron las gráficas de las figuras 2 y 4. Se observó que

el hecho de no colocar el anclaje inmediatamente después de abierto el frente, permite la deformación del techo, aunque están colocados los marcos. Cuando el anclaje se separó del frente del orden de 3 m, se produjo una grieta paralela al eje del túnel en cada lado del techo. No se pudo determinar la profundidad de la grieta pero su dirección tenía tendencia a ir hacia el centro del túnel con aproximadamente 60° de inclinación con la horizontal.

6. INSTRUMENTACION

Para observar el comportamiento de las paredes, piso y techo del túnel, se fijaron secciones instrumentadas cada cinco metros de distancia en los tramos experimentales.

La instrumentación de las secciones consistió en la colocación de extensómetros de barra cuyo dispositivo de medición fue un potenciómetro eléctrico de precisión. En el techo y paredes se utilizaron potenciómetros Kelipot de 10 Ohms, 0.3 de linealidad y 1.5 cm de radio. En el piso se utilizaron potenciómetros Spectrol también de 10 Ohms y 0.3 de linealidad pero de 3.5 cm de radio y sellados para protegerlos contra el agua.

La distribución de extensómetros en las secciones instrumentadas puede apreciarse en las figuras 7 a 17, junto con la profundidad a la que fueron fijados dentro de la roca. En algunas secciones se colocó, además de los extensómetros, un dispositivo para medir la convergencia del piso y el techo. En la figura 5 se incluye un croquis de la colocación de los

extensómetros y del dispositivo para medir convergencia.

A los lados de la sección instrumentada 7 se colocaron dos extensómetros de 2 m de longitud y 2 de 3 m para conocer la distribución de los movimientos de la roca sobre el techo.

Todos los cables de los potenciómetros se llevaron a una consola fuera del área de prueba para evitar riesgos del personal que efectuaba las mediciones. Estas se realizaron con un puente de Wheatstone.

Se colocó además un sistema de niveles hidráulicos para seguir las deformaciones del techo, pero este presentó problemas por la evaporación que ocurría en el interior de los túneles.

7. PRUEBAS EFECTUADAS

Como primer paso del programa de pruebas se extrajeron tres anclas de 1.80 m de longitud y 1 pulgada de diámetro, instaladas en perforaciones de 1 1/2 pulgada de diámetro. La figura 6 muestra las gráficas carga-deformación determinadas en los ensayos.

Una vez que los tramos experimentales dejaron de funcionar para la circulación en la mina, se procedió a la ejecución de las pruebas programadas.

Para retirar el soporte convencional se construyeron cerca de 100 gatos mecánicos de tornillo que se utilizaron para sustituir los troncos verticales de los marcos de madera, colocándose con una distribución de 1 m x 1 m bajo los troncos horizontales.

Al ir aflojando los gatos mecánicos el techo comenzó a deformarse y las anclas comenzaron a trabajar. Las deformaciones que se fueron presentando se detectaron con los instrumentos colocados. Algunas de las gráficas elaboradas se incluyen en las figuras 7 a 17.

La deformación máxima permisible en el techo se fijó en 12cm correspondiente a 2t de expansión del techo entre el punto de medición y la cara libre (profundidad del extensómetro igual a 6 m).

A continuación se detallan las pruebas y resultados obtenidos en cada cañón.

7.1 Cañón 4

La prueba en este cañón se verificó en dos etapas. En la primera etapa, iniciada el 26 de septiembre de 1977 se movieron seis marcos, tres a cada lado de la sección instrumentada número 8 (ver fig. 1). La segunda etapa se inició el 17 de octubre siguiente moviendo 8 marcos más, hasta llegar a la sección instrumentada 6.

Al inicio de la primera etapa se aflojaron los tornillos de los gatos mecánicos hasta dejarlos prácticamente sin cargar. Se observaron las deformaciones en forma continua principalmente en la sección 8 llegándose a tener una deformación de 2 cm en el extensómetro central del techo después de 2 hrs. de iniciada la prueba, y 3.4 cm después de 74 hrs. Se prosiguió de esta forma, aflojando los gatos que se notaban cargando, diariamente, registrándose las deformaciones que se

iban produciendo.

Al comenzar la segunda etapa, ampliando el tramo con marcos apoyados en gatos mecánicos, las deformaciones sufrieron un aumento brusco llegando a ser del orden de 12 cm en el extensómetro central del techo de las secciones 7 y 8, el día 21 de octubre. En este momento se decidió suspender la prueba para no poner en peligro la estabilidad del túnel, por lo que se colocaron nuevamente los postes verticales de los marcos de madera y se retiraron definitivamente los gatos mecánicos. Las lecturas de deformaciones continuaron tomándose por un tiempo.

Las figuras 7 a 12 muestran gráficas de deformación de algunas de las secciones instrumentadas, de los extensómetros cortos (2 y 3 m) y de las mediciones de convergencia.

7.2 Cañón 3

En este tramo sólo fue posible efectuar pruebas en la zona A, iniciándose esta el 18 de enero del presente año. Se removieron todos los marcos de la zona (ver figura 3), en total 8 marcos, teniéndose lecturas de las deformaciones que ocurrían. El día 26 de enero en la sección 2 la deformación acumulada en el extensómetro central del techo alcanzó 12 cm, por lo que se decidió suspender la prueba colocando nuevamente los postes verticales de madera y retirando los gatos mecánicos.

No fue posible efectuar la prueba en la zona C de este ca-

nón debido a que la mina fue cerrada al dejarse de operar la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah.

8. CONCLUSIONES

- a) Los instrumentos colocados proporcionaron mediciones congruentes con el comportamiento estructural del túnel y consistencia durante su operación por lo que los datos obtenidos se juzgan confiables.
- b) Las deformaciones que ocurrieron en el techo en los tramos experimentales (secciones 7 y 8 del cañón 4 y sección 2 del cañón 3) fueron excesivas para la estabilidad del túnel de acuerdo a experiencias publicadas. Se alcanzaron deformaciones de 12 cm, correspondientes a una expansión del 2% entre el punto de medición y la cara libre de la roca, en un tiempo corto para lo que deben estar abiertos los túneles temporales de la mina.
- c) Las deformaciones del techo ocurridas en secciones en las que no se removieron los postes verticales de madera fueron entre 1 y 2 cm en el tiempo que duraron las pruebas (ver figuras 7, 13, 15, 16).
- d) De acuerdo a las mediciones de extensómetros colocados a diferentes profundidades en el techo, entre 2 y 3 m hay una deformación importante, posiblemente una grieta.
- e) Las anclas de 1.80 m de longitud parecen ser reducidas para el ancho de túnel ensayado. Anclas de mayor longitud

RAFFOIX, J.F., P.SINDOU y E.TINCELIN "Le boulonnage des voûtes et des galeries minières" Revue de L'Industrie minière, Julio, '71.

podrían conducir a resultados más prometedores.

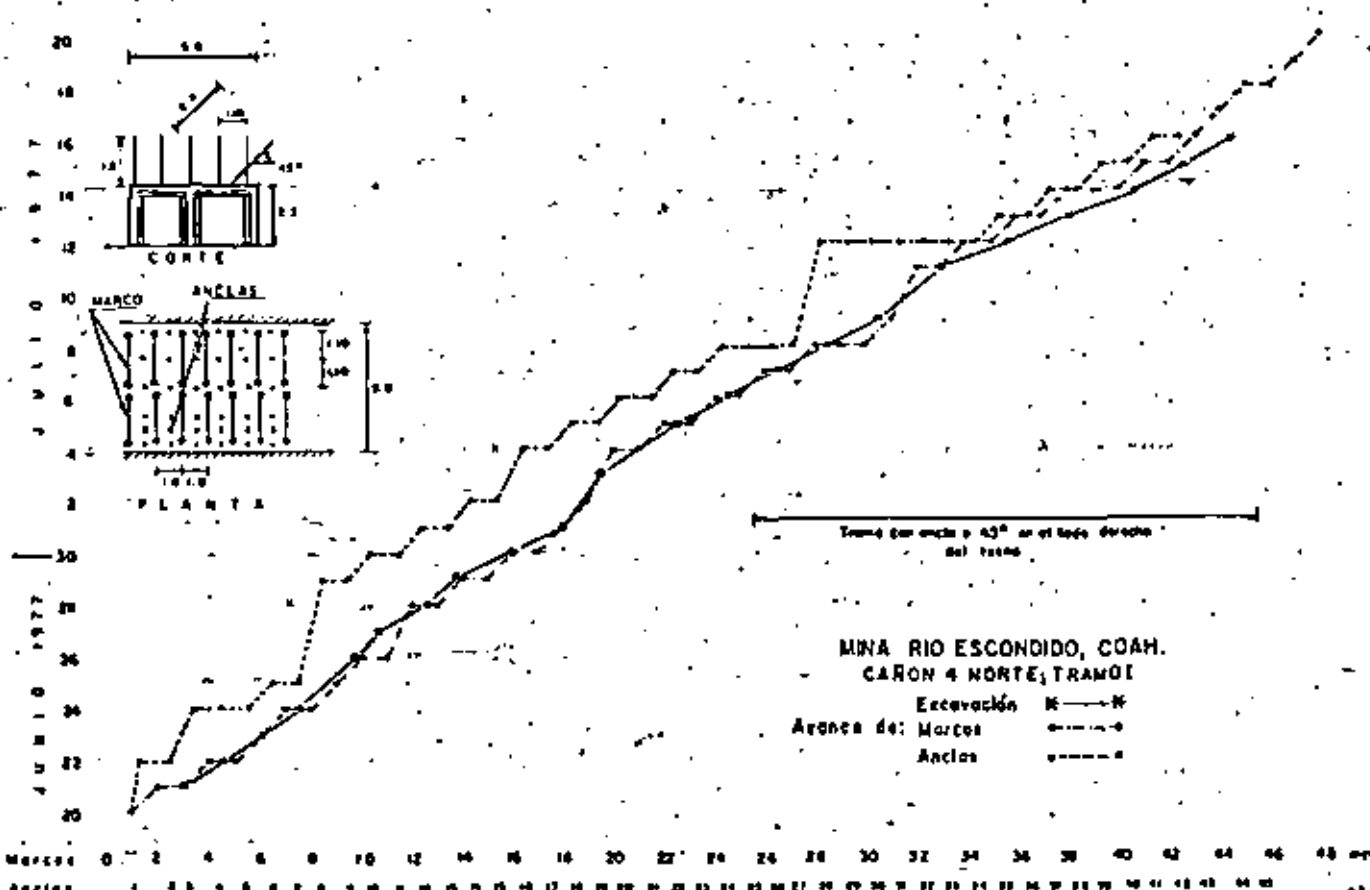
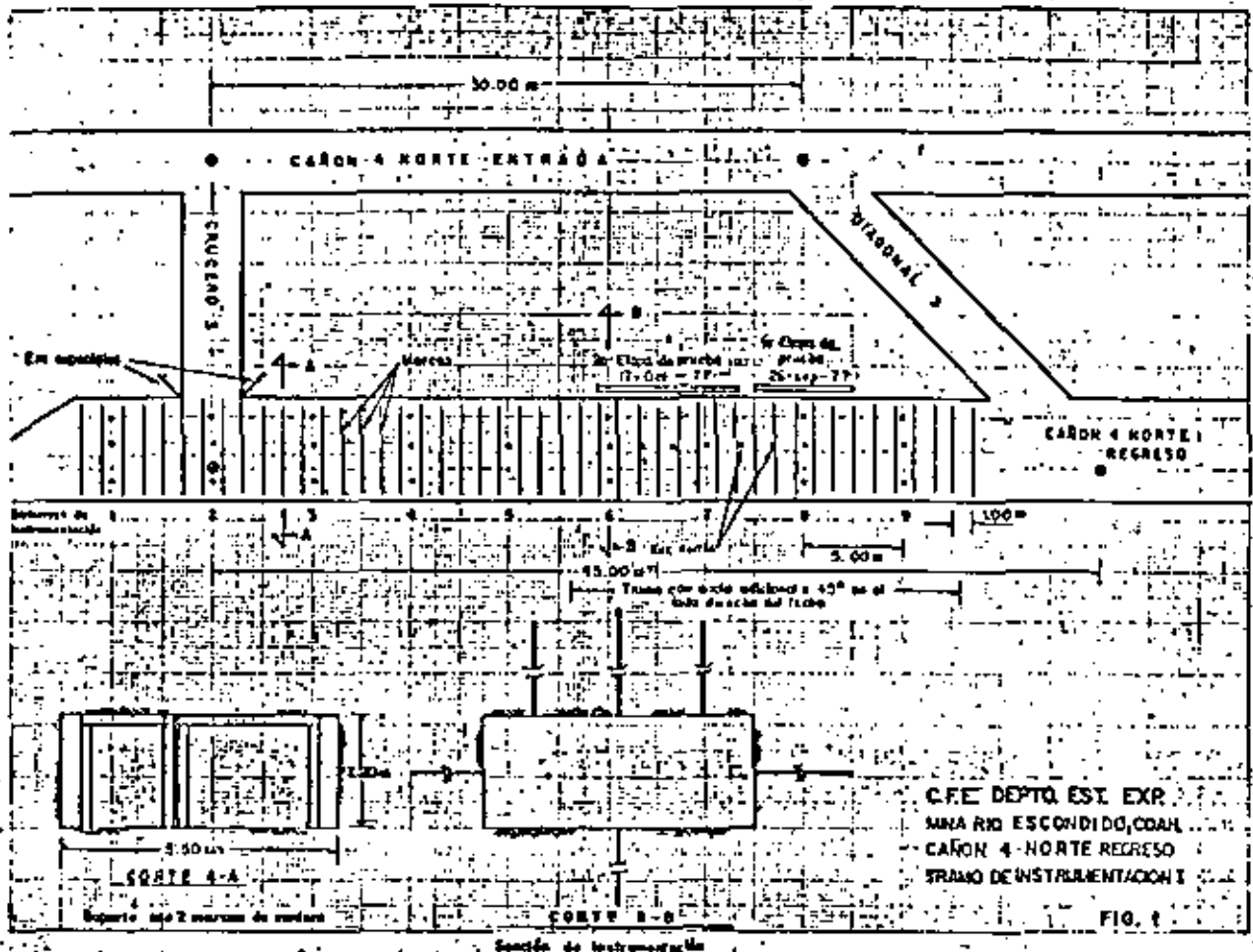
- f) La deformación de las paredes de los túneles fue muy reducida, con valores máximos de 2 ó 1 mm.
- g) El piso del túnel manifestó expansión con valores del orden de 2 cm como máximo
- h) Los dispositivos para medición de convergencia proporcionaron datos congruentes con los obtenidos por medio de los extensómetros de piso y techo combinados.
- i) El tramo en el que se colocaron anclas con madera rolliza como travesaños (zona A del cañón 3) presentó un comportamiento más uniforme que el tramo con anclas solas (cañón 4). Además hubo menos agrietamiento en el techo. Sin embargo, la longitud de anclaje y separación del mismo, no representó un soporte adecuado por la rapidez con que se llegó a la deformación máxima permisible.
- j) Se pudo observar que es muy importante para el buen funcionamiento del anclaje colocarlo inmediatamente atrás del frente abierto para evitar deformaciones del techo. En las ocasiones en que hubo defasamiento entre ambas operaciones se formaron grietas en el techo, próximas a las paredes y paralelas a ellas.

9. RECONOCIMIENTOS

Los trabajos descritos en el presente reporte fueron posibles gracias al patrocinio de la Coordinadora de Río Escondido, Coah. La colaboración del personal de la Mina de Río Escondido, Coah.

y especialmente del Ing. Salvador Uribe V., Superintendente de la Mina, permitieron el desarrollo de los programas de ensayo. La colocación del anclaje estuvo a cargo del Sr. Mario Urquijo S. En la coordinación de los trabajos de campo participaron los Ings. Raúl Ramírez Aranda, Sergio Ochoa Ochoa y Alfonso Rodríguez García. La colocación de instrumentos y ejecución de mediciones fue hecha por los Sres. Filadelfo Ayanegui U., y Humberto León M. Los trabajos de laboratorio fueron ejecutados por los Sres. Efraín Esperón O., y Francisco Valles C. La fabricación de instrumentos fue hecha por personal del taller del Departamento de Estudios Experimentales, a cargo del Ing. Jorge Burbón.

NOTA: La suspensión imprevista de la operación de la mina al cerrarse la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah. impidieron llevar a cabo la totalidad de las pruebas programadas. Se pretende continuar con los ensayos una vez se cuente con la mina nueva.



INTRODUCCIÓN PARA NEÓN CONVERGENCIA

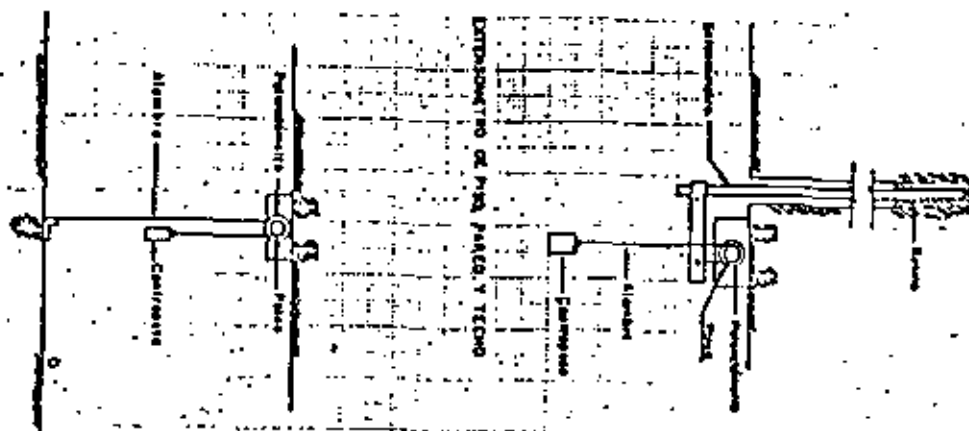
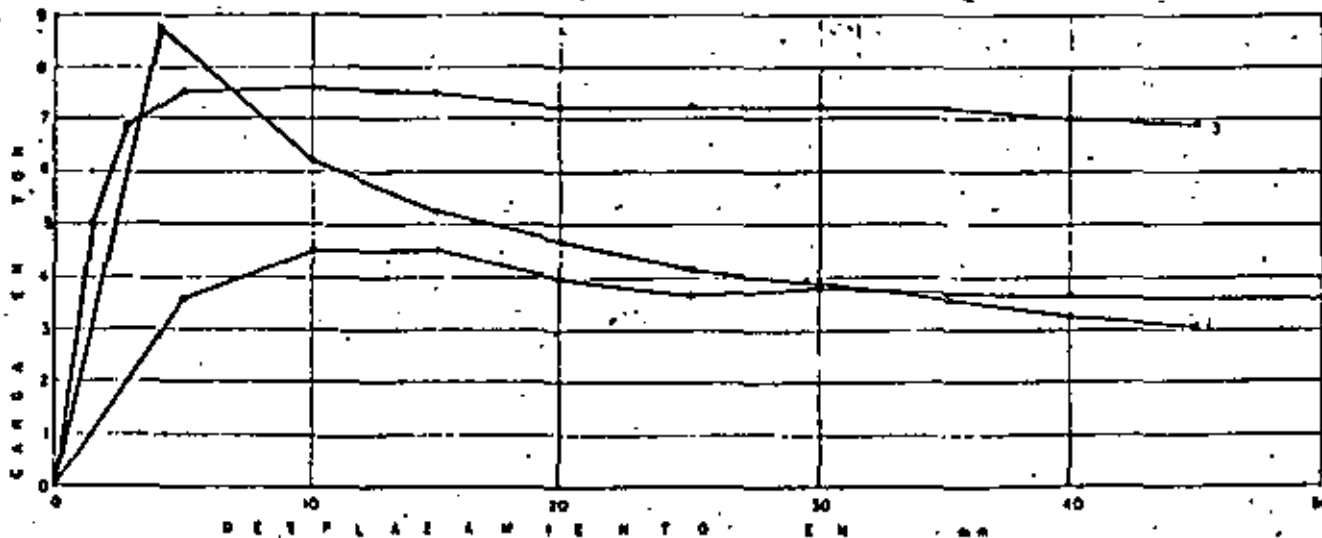


FIG. 5

MINA RIO ESCONDIDO, COAH.
PRUEBA DE TENSADO DE ANCLAS
CAÑON 4 NORTE, REGRESO

FIG. 6

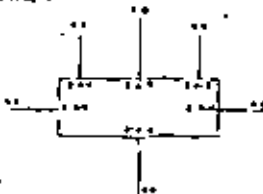
Las anclas consistieron en varillas corrugadas de acero grado duro de 1" de diámetro y 1.80 m de longitud. Se instalaron en perforaciones de 1 1/2" de diámetro. La falla ocurrió siempre en el contacto resina-roca. El ancla No. 2 quedó con 38 cm sin resina en la proximidad de la boca del barreno. Las otras anclas quedaron totalmente cubiertas de resina.



C.F.E. DEPTO. EST. EXP.
 Oficina de Mecánica de Ruedas
 Mina Río Escondido, Csm.
 Cables N° 3 Norte, registro
 Tramo N° 2, Sección 2, hoja A

FIG. 19

- 0-1-1-0-0
- 0-1-2-0-0
- 0-1-3-0-0
- 0-1-4-0-0
- 0-1-5-0-0
- 0-1-6-0-0



Cables sección 2

Sección de cables en el punto de partida

Inicio de la línea
 (Inicio de la línea en 10-1)

Terminación de la línea
 (Inicio de la línea en 10-1)

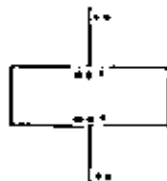
DESPLAZAMIENTOS EN CM



C.F.E. DEPTO. EST. EXP.
 Oficina de Mecánica de Ruedas
 Mina Río Escondido, Csm.
 Cables N° 3 Norte, registro
 Tramo N° 2, Sección 2, hoja C

63

- 0-1-3-0-0
- 0-1-4-0-0



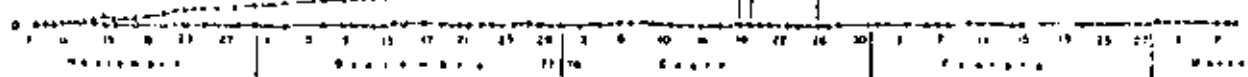
Cables sección 2

Sección de cables en el punto de partida

Inicio de la línea
 (Inicio de la línea en 10-1)

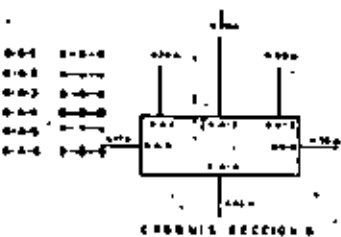
Terminación de la línea
 (Inicio de la línea en 10-1)

DESPLAZAMIENTOS EN CM

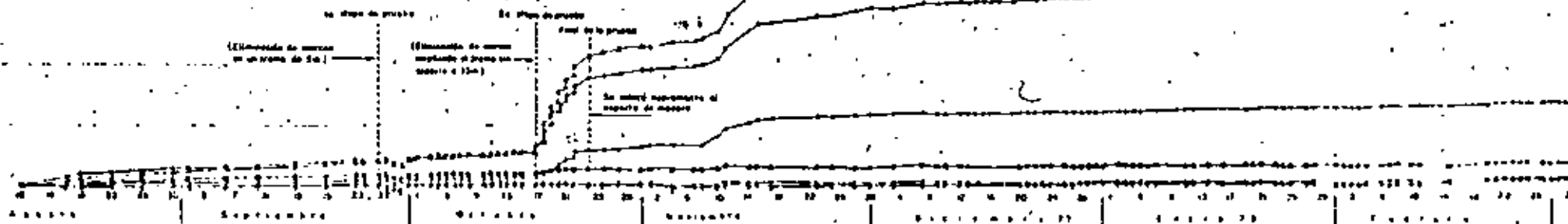


C.F.E. DEPTO. CST. EXP.
 Oficina de Ubicación de Redes
 Avda. Río Estero de Coahuila
 C.A.S. No. 4 Norte, 1497000
 Tercera Etapa, Sección 6

FIG. 8

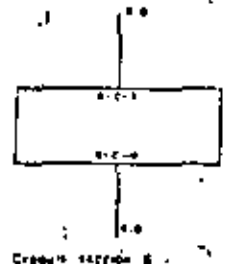


En Etapa de prueba: Se colocan 8 marcaciones seccionales 0-07, longitud de prueba 20 km.
 En Etapa de prueba: Se colocan 8 marcaciones seccionales 0-01, longitud de prueba 20 km.



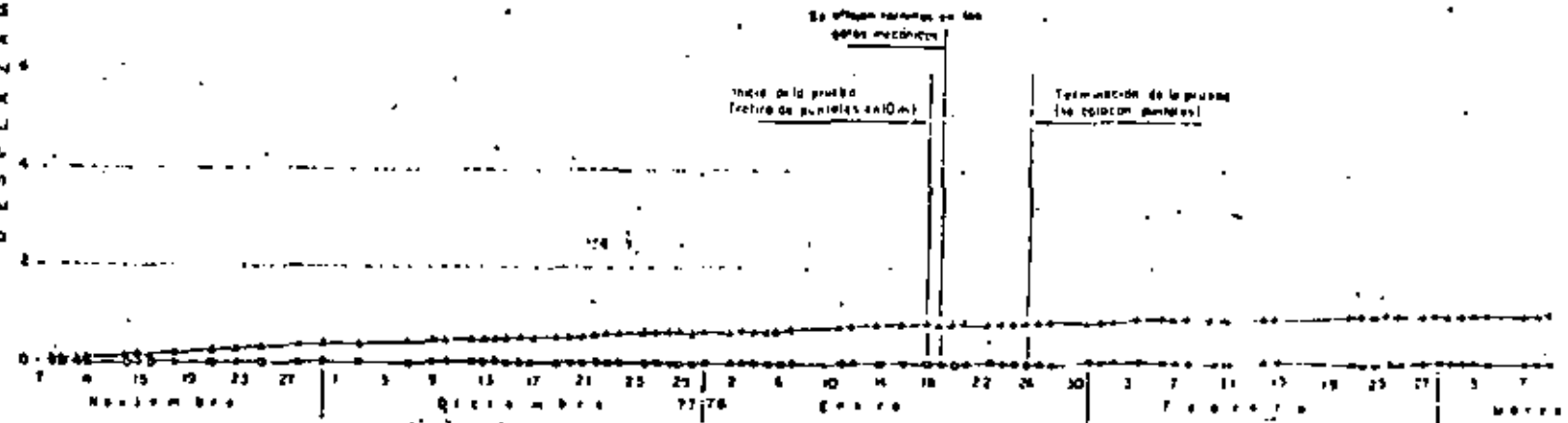
C.F.E. DEPTO. EST. EXP.
 Oficina de Mecánica de Rocas
 Mina Río Escondido, Cdmh.
 Cañón NT 3 Norte, represa
 Tramo NT 3, Sección E, tipo C

0-C-3 A-O-D
 0-C-4 D-O-D



Croquis 1427048 E

DESPLAZAMIENTOS EN CM





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

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

Mayo, 1981

Propiedades mecánicas de las rocas

INTRODUCCION

El comportamiento de una presa de tierra y enrocamiento depende, en muchos aspectos, de las propiedades mecánicas de su roca de cimentación. En efecto, la inestabilidad o permeabilidad de las formaciones geológicas del sitio pueden ocasionar problemas serios durante la vida de la obra y aun reducir su utilidad en conjunto. Además, aunque en casos especiales la compresibilidad y capacidad de carga de las masas rocosas no son motivo de preocupación al proyectar la cimentación de una corina de tierra y enrocamiento, revisten importancia al analizar la estabilidad de las obras puntuales. El estudio de las propiedades mecánicas de las rocas es, por tanto, fundamental.

La característica principal de una masa rocosa es su fisuración, su carácter discontinuo. Ciertas discontinuidades de la masa son visibles directamente (dientados, fisuras, fallas), dando al macizo rocoso la apariencia de un amontonamiento de bloques más o menos regulares y de aspecto monolítico (Fig. II.1). Un análisis más detallado muestra que los propios bloques están afectados por discontinuidades microscópicas. De hecho, la existencia de fisuras de este tipo queda demostrada mediante la observación directa en laminas delgadas, con inyección de resina. La generación de ruidos internos en una probeta sometida a una prueba de carga es, además, una manifestación cualitativa del crecimiento de dichas fisuras.

Son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas que pueden ser interpretadas con base en la existencia de discontinuidades microscópicas o macroscópicas. En el laboratorio, la anisotropía, la influencia del agua en la resistencia, la compresibilidad, la variación de la permeabilidad hidráulica al aire y de la velocidad de transmisión de ondas, en función del estado de esfuerzos aplicados, son ejemplos de la influencia anómala. En el campo hasta con mención a la

compresibilidad, permeabilidad y anisotropía de los macizos rocosos, especialmente regidos por las juntas de estratificación, fracturas o fallas, para percibirse de la importancia de estas superficies de discontinuidad. Por tanto, no resulta excesivo afirmar que la propiedad fundamental de las rocas es su carácter discontinuo.

II.1. MUESTRAS DE ROCA

Una roca está formada por un conjunto de minerales sustrado por discontinuidades. Se estudiará primero la estructura de la matriz rocosa, con objeto de definir las propiedades índice de las muestras de roca.

II.1.1. Estructura y propiedades índice de las rocas. Porosidad. Las rocas son materiales porosos. Ciertas rocas sedimentarias o ígneas extrusivas alcanzan valores de la porosidad de 20 por ciento, mientras que en las rocas ígneas intrusivas resultan del orden de 0.1 por ciento. La porosidad de la mayoría de las rocas queda comprendida entre esos límites.

La forma de las discontinuidades de la matriz rocosa es variable. Las rocas muy porosas tienen agujeros equidimensionales, aperturadamente esféricas, que proceden de atrapamientos de gases durante el enfriamiento de la roca líquida extrusiva o de disoluciones por agua metéorica. Opuestamente, las rocas de porosidad reducida están sustradas por discontinuidades alargadas, en forma de grietas, producto de los esfuerzos internos generados en la matriz rocosa por efecto de la dilatación térmica diferencial de los minerales y, también, por efecto de los esfuerzos tectónicos. Los granitos, por ejemplo, formados por minerales de cuarzo y feldespato de coeficientes de dilatación volumétrica y de compresibilidad muy diferentes entre sí, son particularmente sensibles a los cambios de temperatura o del volumen aplicado. Por tanto, no es sorprendente que tratando con granitos se haya podido

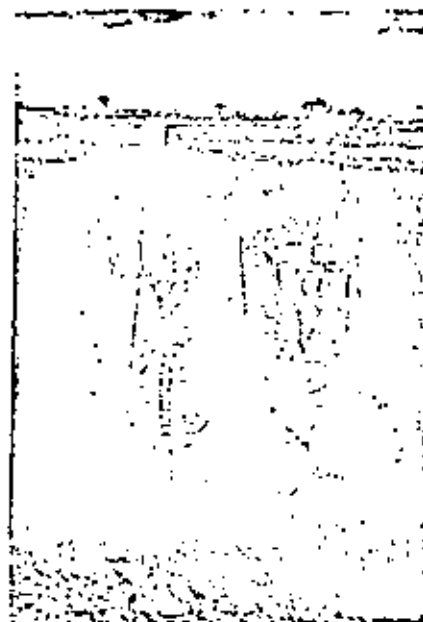


Fig. II.1. Los macizos rocosos son medios discontinuos

demostrar (Isnard y Leymarie, 1963) que las direcciones de fisuramiento de los minerales de cuarzo coinciden con las direcciones de las fracturas macroscópicas de la masa rocosa estudiada. En consecuencia, existe la posibilidad de que se puedan determinar las direcciones preferentes de las discontinuidades macroscópicas de un macizo rocoso (dientados, fallas, fracturas) a partir del estudio de las discontinuidades microscópicas de la roca, lo que ha promovido el estudio detallado de la estructura microscópica de las rocas en el laboratorio.

Con base en la distinción entre la porosidad ocasionada por las inclusiones y la dilatación a la presencia de grietas, se han definido la porosidad absoluta y la de fisuración. La primera se determina a partir de la medición del peso volumétrico de la muestra y de la densidad de sólidos. Este procedimiento, cuya precisión es del orden de 10 por ciento, arroja resultados variables, de acuerdo con el grado de comminación logrado en la roca. Para determinar la porosidad de fisuración se utiliza un porosímetro (Farran y Thomas, 1965) que permite medir el volumen de aire que llena las fracturas microscópicas interconectadas. En forma alternativa, Walde (1965) ha comprobado la posibilidad de fisuración β_2 mediante la obtención

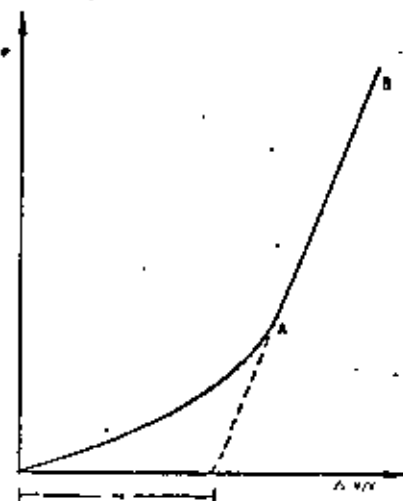


Fig. II.2. Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

ción del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hi-

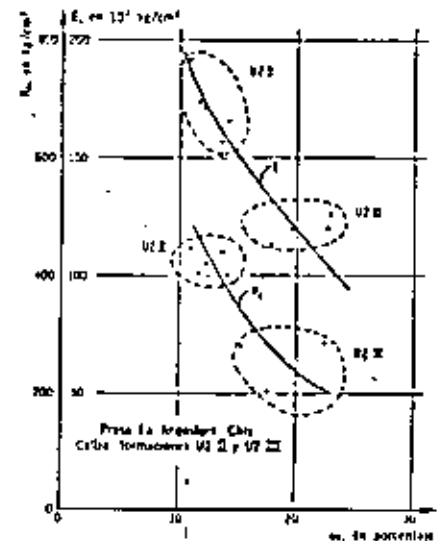


Fig. II.3. Porosidad de fisuración β_2 vs. resistencia a la compresión, β_1 y módulo de compresibilidad, E

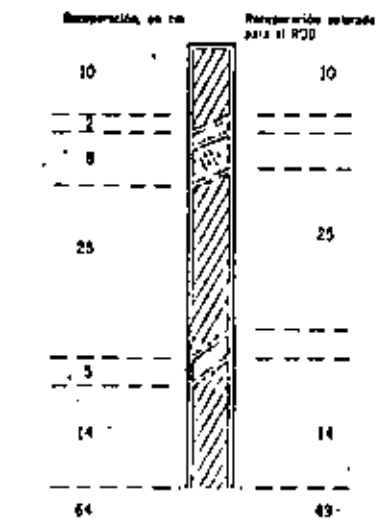


Fig. 11.4. Recuperación total e índice de calidad de la roca.

drástica. En la fig. 11.2 se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra en función de la presión aplicada σ . Para niveles reducidos de σ , las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comportamiento de la matriz no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de valor σ .

La porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial tangente (Fig. 11.3). También se ha establecido una correlación experimental entre la velocidad de las ondas longitudinales y transversales y la porosidad de fisuración (Molner, 1969).

En Ingeniería se ha definido (Dacre, 1963) un índice de calidad de la roca, RQD, basado indirectamente en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo. En lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el cociente de la longitud que resulta de sumar únicamente las trozos de roca mayores de 10 cm (Fig. 11.4) y la longitud de donde el núcleo de la roca se clasifica de acuerdo con los valores del RQD (Tabla 11.1).

Este índice se utiliza para establecer comparaciones entre muestras provenientes de diversos sondos o zonas de un sitio estudiado.

Tabla 11.1 Descripción de la calidad de la roca

RQD, en porcentaje	Calidad
0-25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Aceptable
75-90	Buena
90-100	Excelente

Contenido de agua. Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. Dicha reducción de resistencia puede ser notoria, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por efecto de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeramente cementados y que no han estado sometidos previamente a saturación. En ciertas tobas muestreadas en el sitio de la presa Santa Rosa, Jal., la saturación produjo una disminución de la resistencia a la compresión simple de 210 a 30 kg/cm² en condiciones no drenadas (Instituto de Ingeniería, 1965). Más pormenor es el caso mencionado por Colback y Wild (1965). Al variar el contenido de agua de una muestra de 0.005 a 0.107 por ciento, pasando del estado seco al saturado, la resistencia a la compresión simple varía de 1900 a 900 kg/cm² (Fig. 11.5).

La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la

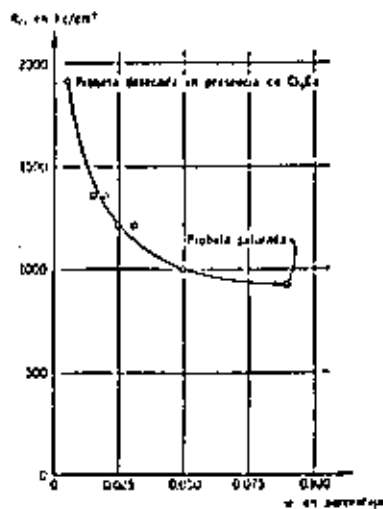


Fig. 11.5. Relación entre la resistencia a la compresión simple, R_c , y el contenido de agua, w , de una muestra (Colback y Wild, 1965).

roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye (Bower et al., 1962). Asimismo, las laderas del embalse de una presa, al saturarse, pueden sufrir una reducción drástica de su resistencia al corte, por lo que pueden generarse movimientos notables de la masa rocosa y aun fallas de talud.

Alteración y alterabilidad. Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica o, en otros términos, se alteran. En relación con este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

Cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Las clasificaciones de las muestras provenientes de una formación rocosa dada, adoptando como criterios el grado de alteración o la porosidad serán, por tanto, lentas. Sin embargo, resulta delicado determinar una buena medida de la porosidad de una roca. Por esta razón, tomando en cuenta la existencia de una relación entre esta magnitud y el peso de agua absorbida por la muestra previamente secada, al saturarla (Krynine y Judd, 1957) se ha optado (Hammill, 1962) por definir el grado de alteración como

$$i \text{ por ciento} = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (11.1)$$

donde:

- P_1 peso de la muestra al finalizar la prueba de absorción
- P_2 peso de la muestra secada en horno a 105°C

La prueba de absorción se realiza manteniendo la muestra sumergida en agua durante un lapso constante de hora y media.

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca: a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material. También el efecto de escala (función 11.1.2) disminuye al crecer el grado de alteración. Esto implica que la alteración, al aumentar, opaca el carácter discontinuo de la muestra rocosa y que, para valores grandes del índice de alteración, el comportamiento de la roca tiende al de un suelo en que el efecto de escala es reducido.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar nuevamente la importancia de

su microfisuración. De hecho, las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa entonces sobre áreas importantes de los minerales. Sin fisuras, la alteración de la masa rocosa sería prácticamente nula; sin embargo, resulta difícil valorar la influencia de la fisuración sobre la alterabilidad de una roca, pues su importancia está condicionada por otro factor: la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio, o sea que la alterabilidad de una roca es consecuencia de la fisuración y la alterabilidad específica de sus minerales.

Se ha comprobado experimentalmente que la circulación de agua en las rocas compactas es posible solo a partir de un valor de la permeabilidad al que igual a 10^{-12} cm/sec, aproximadamente (Carroll y Thomas, 1965). De acuerdo con este criterio, que refleja la influencia de la fisuración de la roca en su alterabilidad, se pueden distinguir dos grandes familias de rocas. La primera queda integrada por las muy compactas, en las que el agua no circula y, por tanto, son inalterables sea cual fuere la alterabilidad específica de sus minerales. Las rocas de la segunda familia son permeables al agua y por tanto alterables, en caso de que sus minerales sean de elevada alterabilidad específica. Con objeto de valorar la alterabilidad específica de los minerales de una roca, se procede a una prueba de percolación con agua del sitio investigado a través de una muestra de la roca (Carroll y Thomas, 1965). La disminución o aumento del coeficiente de permeabilidad de la roca en función del tiempo indica la existencia de una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos, o sea una alterabilidad específica diferente de cero. También es significativa la comparación entre la composición química del agua succionada y la filtrada.

Al tratar de aplicar en la obra los resultados obtenidos en el laboratorio, es necesario tener en cuenta los daños mencionados a la roca por los métodos de ataque, principalmente, las explosivos. Una roca que es inalterable *in situ* por ser su permeabilidad al aire inferior a 10^{-12} cm/sec, puede tornarse alterable si los procedimientos de excavación utilizados aumentan en forma notable su fisuración.

En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherentemente o provocada, y de la alterabilidad específica de sus minerales.

Sensibilidad. El concepto de sensibilidad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicado (Hammill, 1967).

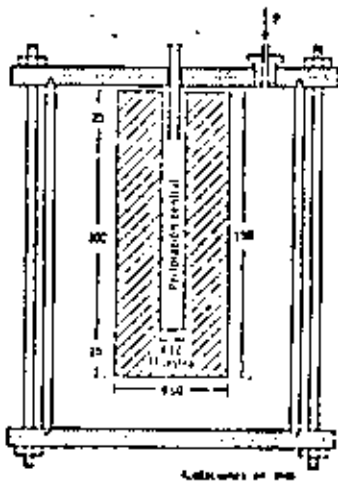


Fig. 11.6 Prueba de permeabilidad. Flujo radial convergente.

La muestra probada (fig. 11.6) está formada por un corazón de 60 mm de diámetro y 150 mm de longitud, perforado en la parte central. En el extremo superior del conducto central, de 12 mm de diámetro y 100 mm de largo, se adapta un tubo metálico pegado a la roca con araldina. Las pruebas de permeabilidad se efectúan provocando un flujo radial de agua a través de la muestra, flujo que puede ser convergente o divergente. En el primer caso (fig. 11.6), la muestra se introduce en un recipiente hermético alimentado con agua a presión, p . El conducto central, que comunica con el exterior del recipiente, colecta el agua de filtración. En el segundo caso el agua a presión se inyecta en el conducto central de la muestra y se mide el gasto de filtración que fluye a través de la superficie lateral de la muestra.

Las redes de flujo, en las muestras probadas con flujo convergente o divergente, son idénticas. En consecuencia, la magnitud de las fuerzas de volumen debidas al gradiente hidráulico son iguales en ambas pruebas, pero ocasionan esfuerzos efectivos de compresión en el caso de flujo convergente y de tensión en el de flujo divergente. Si las rocas son fisuradas, las permeabilidades medidas con flujo divergente o convergente resultan diferentes, debido a la apertura o cierre de las fisuras por efecto de los esfuerzos de tensión o de compresión involucrados en las respectivas pruebas. Se demuestra sensibilidad S de la roca a la magnitud:

$$S = \frac{k_{10}}{k_{50}} \quad (11.2)$$

coeficiente de las permeabilidades medidas en condiciones de flujo radial divergente a presión de 1 kg/cm² y flujo radial convergente a una presión de 50 kg/cm².

En numerosos casos de roca de diversas características se ha podido establecer una correlación entre el valor de la sensibilidad S y la intensidad de su fisuración (Habib y Bernal, 1979). La sensibilidad de las rocas porosas no fisuradas es igual a 1 y alcanza valores de 1000 para las muy fisuradas, como por ejemplo el gres de Malpasiet en Francia.

La variación de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos aplicado, que constituye la base del concepto de sensibilidad, no solo permite valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca, sino interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad. Lupon efectuadas en el campo (Sahariv, 1968). El gasto Q de inyección de agua con presión p en una masa de roca fisurada que se comporta elásticamente, sigue la ley

$$Q = Ap^r \quad (11.3)$$

siendo A una constante.

En otros términos, la permeabilidad de la masa rocosa depende de la magnitud de la presión aplicada, pues provoca la apertura de las fisuras existentes en el medio. Esta ley se ha verificado en ciertos casos (fig. 11.7), como los presentados por Sahariv (1968).

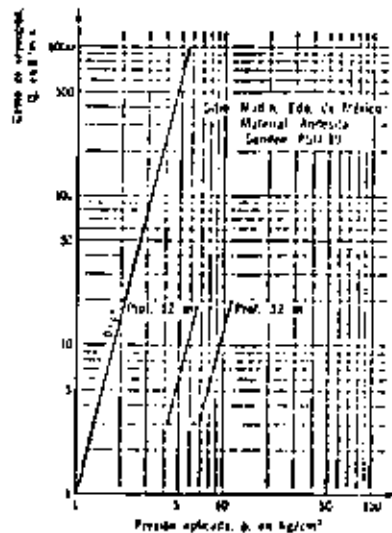


Fig. 11.7 Resultados de las pruebas Lupon.

En conclusión, la permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable en función del estado de esfuerzos aplicados por su efecto en el ancho de las fisuras tanto microscópicas como macroscópicas. La falla de la presa Malpasiet en Francia, así como la variación del gasto de filtración en la cimentación en función del nivel de agua en el embalse, son manifestaciones a gran escala de este fenómeno (Sahariv, 1968); asimismo, en la presa Santa Rosa, Jal. (fig. 11.8a) se observaron filtraciones en la paleta de drenaje del arco de concreto que aumentan conforme al nivel del embalse de acuerdo con la ley presentada en la fig. 11.8b, según la cual

$$\frac{Q}{Q_1} = \left(\frac{Z - Z_1}{Z_1 - Z_2} \right)^{2n} \quad (11.4)$$

donde Q y Q_1 son los gastos de filtración correspondientes a los niveles Z y Z_1 del embalse. Esta ley de variación corresponde a la siguiente idealización del fenómeno de apertura y cierre de las fisuras: puede suponerse que el gasto de filtra-

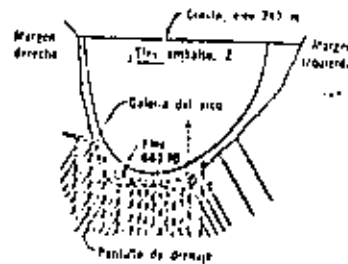


Fig. 11.8a Presa Sta. Rosa, Jal. Vista desde aguas abajo.

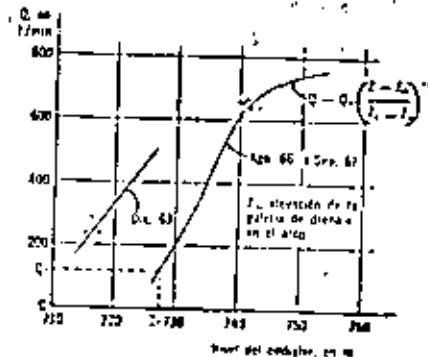


Fig. 11.8b Variación de los gastos de filtración en la paleta del arco de drenaje del agua en el embalse.

ción en la cimentación de la presa es proporcional al cubo del ancho e de las fisuras y a la carga de agua H . A su vez, el ancho de las fisuras varía con el estado de esfuerzos en la cimentación de la presa, que se modifica de acuerdo con el nivel H del agua en el embalse. Suponiendo que el ancho e de las fisuras en la cimentación aguas arriba de la presa varía proporcionalmente al momento de empotramiento del arco en su base, resulta que

$$e \sim H^2$$

por lo cual

$$q \sim H^3 \sim H^6$$

11.1.2 Resistencia y deformabilidad. La resistencia y la deformabilidad de la matriz rocosa, ocasionalmente pueden ser de utilidad directa para el diseño de las obras (pilares de excavaciones subterráneas, por ejemplo). Sin embargo, en la mayoría de los problemas planteados en una obra, la resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa es de poco interés; en efecto, tratando con masas rocosas, la resistencia de las discontinuidades macroscópicas, como fallas o juntas, es la que impone el problema. Por tanto, los estudios de laboratorio se han utilizado fundamentalmente para abordar en el comportamiento básico de las rocas, consideradas como medios discontinuos, utilizando un enfoque estadístico. Se ha logrado determinar en el laboratorio la influencia de la forma y dimensiones de las probetas, velocidad de carga y presión del fluido intersticial. La dispersión de los resultados obtenidos con muestras probadas en iguales condiciones, es también un parámetro fundamental.

Efecto de escala. Los resultados numéricos de las pruebas de resistencia realizadas con muestras cilíndricas de igual relación de esbeltez, varían con el volumen de las probetas ensayadas. Esta propiedad es característica de los medios fracturados o discontinuos.

La interpretación teórica de la disminución de resistencia en compresión simple al aumentar el volumen se basa en conceptos probabilísticos expuestos por Weibull (Jaeger y Cook, 1969), como el del *eslabón más débil* de una cadena. Según este concepto, la resistencia de un material varía cada por discontinuidades queda controlada por la resistencia del elemento de volumen que contiene la zona más débil, o sea la más fisurada. Se toma una densidad de fisuraciones dada el volumen de la probeta ensayada, el número total de discontinuidades aumenta, así como la probabilidad de incluir una zona grande en la muestra.

Suponiendo una función de densidad probada previa de la resistencia, se puede establecer una

relación entre el volumen de la muestra y su resistencia. De acuerdo con la función exponencial para la densidad probabilística de la resistencia, propuesta por Weibull, la relación entre la resistencia media en compresión simple, \bar{R}_s , de una probeta y su volumen, V , está dada por

$$\bar{R}_s = (\sigma V)^{-1/m} \left\{ \frac{1}{m} \Gamma \left(\frac{1}{m} \right) \right\} \quad (11.5)$$

en que σ y m son constantes características del material y Γ es la función gamma. También se puede establecer que la variación de la resistencia es igual, en esas condiciones, a

$$\sigma = (\sigma V)^{-1/m} \left\{ \frac{2}{m} \Gamma \left(\frac{2}{m} \right) - \frac{1}{m^2} \Gamma^2 \left(\frac{1}{m} \right) \right\} \quad (11.6)$$

Con base en las relaciones anteriores se utiliza que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras de una misma roca es

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_s} = \sqrt{\frac{2/m}{(1/m)^2}} - 1 \quad (11.7)$$

Este resultado es interesante, pues indica que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras es, de acuerdo con la teoría de Weibull, independiente del volumen de la probeta. La experiencia muestra que, por lo menos en ciertos casos (Bernaix, 1967), este coeficiente de variación es efectivamente independiente del volumen de los experimentos probados y, por tanto, constituye un parámetro característico de la roca ensayada en el sentido de que depende únicamente de m , que es una constante para cada material.

Tomando entonces como valor índice del efecto de escala el cociente de las resistencias a la compresión simple de probetas de relación de esbeltez 2 y diámetros 1 cm y 6 cm, resulta, de acuerdo con la ec 11.5:

$$\frac{\bar{R}_{s, 6\text{cm}}}{\bar{R}_{s, 1\text{cm}}} = (216)^{1/m} \quad (11.8)$$

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_s} = \sqrt{\frac{2/m}{(1/m)^2}} - 1 \quad (11.9)$$

Ambas ecuaciones dependen únicamente del parámetro m y, en consecuencia, son independientes. En la fig. 11.9 se presentan las variaciones de los parámetros $\bar{R}_{s, 6\text{cm}}/\bar{R}_{s, 1\text{cm}}$ y σ/\bar{R}_s en función de m .

De acuerdo con la ley de Weibull (fig. 11.9), a mayor valor de m mayor efecto de escala y menor coeficiente de variación de los resultados.

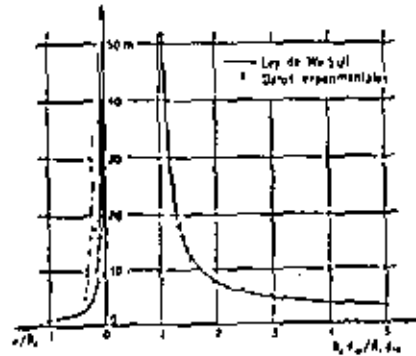


Fig. 11.9 Efecto de escala y dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple

En otros términos, a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala y mayor dispersión.

La tendencia mostrada por los resultados experimentales es la misma (fig. 11.9). Con estos mismos datos reportados por Bernaix (1967) y Jaeger y Cook (1969), que se obtuvieron ensayando un número grande de probetas, se llenó la tabla 11.2.

Aunque la aplicación de la ley de Weibull al caso de las rocas sea conceptualmente discutible (Bernaix, 1967; Hudson, 1968), los resultados obtenidos en pruebas de compresión simple verifican satisfactoriamente esta ley.

El efecto de escala es un factor fundamental para el diseño de los pilares de excavaciones subterráneas. La resistencia a la compresión simple de un pilar de una mina puede ser notablemente inferior a la de corchones de tamaño reducido, si la roca se encuentra muy fisurada. La dispersión de los resultados experimentales de pruebas de compresión simple permite orientar la elección del parámetro m que rige la magnitud del factor de escala.

El factor de escala disminuye al aumentar la presión confinante que actúa sobre la muestra, pues reduce el número de las fisuras persistentes y, por tanto, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca (Hobbs y Vossler, 1968). Correlativamente, cuando aumenta la presión de confinamiento, disminuye el coeficiente de variación de la resistencia al corte.

La combinación de las resistencias al esfuerzo cortante determinadas en el laboratorio con probetas de dimensiones reducidas, e *in situ* en pilares grandes, muestra también que el efecto de escala es tanto más pronunciado cuanto más accidentada es el carácter discontinuo de la roca. Por

Tabla 11.2. Efecto de escala

Roca	Fisuración	m	$\frac{\sigma}{\bar{R}_s}$	$\frac{\bar{R}_{s, 6\text{cm}}}{\bar{R}_{s, 1\text{cm}}}$	Referencia
Gneis de Malpasen, margen derecha	Microfisuración y microfisuración muy finas	5	0.37	1.3	Bernaix (1967)
Gneis de Malpasen, margen izquierda	Microfisuración y microfisuración medias	8	0.30	1.4	Bernaix (1967)
Carbón de Duffryn	Sarcado de fibras y deformación visible	9.4	0.26	1.1	Jaeger y Cook (1969)
Cedra (Amada)	Microfisuración débil. Macrofisuración débil	16	0.25	1.4	Bernaix (1967)
Gneis con basita y muscovita	Microfisuración media	30	0.22	1.3	Bernaix (1967)
Carbón de Bernesley Harde	Macrofisuración nula	17.5	0.19	1.35	Jaeger y Cook (1969)
Caliza de Saint Vaast	Fisuras discontinuas	∞	0.05	1.00	Bernaix (1967)

ejemplo, Rocha (1964) muestra que al aumentar el grado de alteración de un granito, o sea, al disminuir su carácter de material fisurado, el efecto de escala disminuye (fig. 11.10).

En conclusión, y de acuerdo con lo expuesto en el inciso 11.1.7, la sensibilidad de una roca, así como el factor de escala o la dispersión de su resistencia a la compresión simple, son manifestaciones de una misma realidad: su fisuramiento. En consecuencia, no es raro que estos parámetros no sean independientes. De hecho, se la establecida (Bernaix, 1967; Hobbs y Bernaix,

1970), una correlación entre la sensibilidad S , el coeficiente de variación σ/\bar{R}_s , y el factor de escala $\bar{R}_{s, 6\text{cm}}/\bar{R}_{s, 1\text{cm}}$: a mayor sensibilidad, mayor dispersión de la resistencia a compresión simple y mayor factor de escala.

Efecto de la forma. Son numerosos los estudios relativos a la influencia de la forma de las probetas sobre la resistencia a la compresión simple, así como las fórmulas propuestas para representar la reducción de resistencia observada al aumentar la relación de esbeltez de los experimentos. Parece claro, en realidad, la búsqueda de una fórmula general aplicable cualesquiera que sean los materiales probados, la forma de las muestras y los procedimientos de ensayo utilizados; sin embargo, los estudios efectuados por Dietrich y Tomasz (1968) y Gokceoren (1963) han establecido que la ley de escala disminuye apreciablemente al aumentar la relación de esbeltez hasta 2. Para valores superiores a 2, la variación de resistencia es reducida. En la fig. 11.11 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple de muestras de distinta alteración en función de su relación de esbeltez.

En consecuencia, la práctica común consiste en efectuar los pruebas de resistencia con esbelteces que impliquen relación de esbeltez igual a 2.

Anisotropía. Las rocas metamórficas presentan a menudo textura tabular en la cual los minerales laminares, como mica y clorita, están alineados paralelamente unos con otros (gneis, pizarra, esquistos, por ejemplo). Se supone que en esos casos el comportamiento de las rocas es anisotrópico. En efecto, el módulo de deformabilidad en el sentido normal a la foliación es inferior al módulo paralelamente a la foliación hasta un 40 por ciento para los esquistos (Jaeger y Cook, 1969), 25 por ciento para las pizarras y los 14 deas, y 10 por ciento para los esquistos (Hance, 1970). Para estas últimas, en el plano

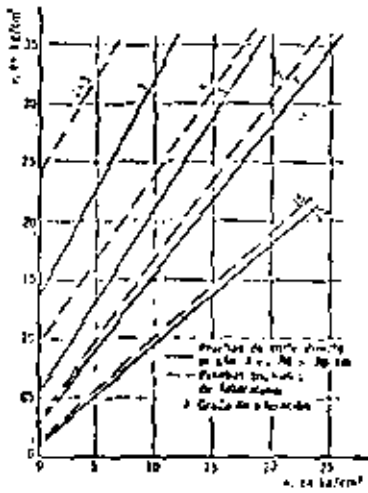


Fig. 11.10 Distribución del efecto de escala con el aumento del grado de alteración (véase 11.1.1)

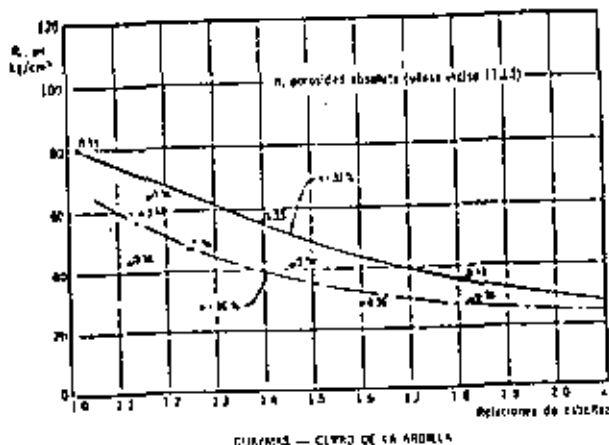


Fig. 11.11 Variación de la resistencia a la compresión simple con la relación de estrías en la muestra de roca anisotrópica impermeabilizada

de la foliación, en cualquier dirección los módulos son aproximadamente iguales, o sea que se trata de materiales ortotrópicos. Su resistencia a la compresión simple varía con la magnitud del ángulo α , formado por la normal al plano de esquistosidad y la dirección del esfuerzo aplicado, y su valor mínimo se alcanza para α comprendido entre 50° y 80° (Bajaj y Sinha, 1965) (fig. 11.12). A este tipo de anisotropía se denomina comúnmente anisotropía intrínseca.

La anisotropía en el comportamiento puede deberse a otra causa: una fisuración según direcciones privilegiadas, preexistente o inducida durante la prueba por los esfuerzos aplicados. A este respecto, Walsh (1965) insistió que el módulo de deformabilidad, en sentido normal a una fisura abierta, disminuye en función del cubo de la longitud de esta. En consecuencia, el estado de esfuerzos aplicado, sea por efecto del tectonismo, sea durante una prueba de laboratorio, y la consiguiente fisuración inducida ocasiona una anisotropía cuya magnitud depende de la longitud de las fisuras astrecidas.

La utilización de esos datos en la práctica resulta delicada, pues son numerosos los casos de problemas estructurales en los cuales es desconocida la dirección de los esfuerzos principales actuantes en cada punto de la masa. En esas condiciones, no queda otra solución que realizar el diseño utilizando los valores mínimos de los parámetros de resistencia de las rocas involucradas.

Efecto de las presiones de poro. Las pruebas realizadas efectuadas con muestras de con un módulo sin lugar a dudas, que el principio de los esfuerzos efectivos se aplica al comportamiento de las rocas. La resistencia a la falla de una muestra

de roca sometida a una prueba triaxial es función del esfuerzo confinante efectivo, o sea del esfuerzo confinante total aplicado menos la presión de poro desarrollada (Baron et al. 1963; Handin et al. 1963).

Es importante señalar que, en los experimentos diseñados con el fin de determinar la resistencia de una roca en términos de esfuerzos efectivos, resulta fundamental la consideración de la velocidad de carga o de deformación aplicada. En efecto, la permeabilidad de las probetas de rocas compactas es muy pequeña (de orden de 10^{-10} o 10^{-11} cm/seg), y en consecuencia el lapso de la presión de poro de la muestra es grande. Si el intervalo de tiempo a la falla impuesto no es mayor que el lapso de uniformación de la presión de poro, la medición de esta en la base de la probeta carece de sentido, pues no

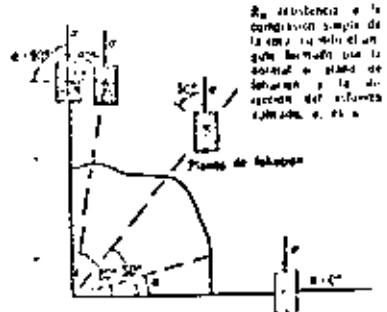


Fig. 11.12 Diagrama polar de la resistencia a la compresión simple de una roca foliada

es representativa de la presión de poro media actuante en la muestra. Por tanto, la resistencia en términos de esfuerzos efectivos de un material dilatante y saturado, probado en forma rápida, resulta superior a la del mismo material en estado seco, porque las presiones de poro negativas que se desarrollan no son medidas correctamente en la base de la muestra (Brace, 1970).

La generación y disipación de estas presiones de poro negativas bajo el efecto de una carga rápida ocasiona, por tanto, un incremento transitorio de resistencia de la roca, en términos de esfuerzos totales. Este fenómeno puede explicar el retraso que se presenta en ciertas minas profundas entre la apertura del tnel y la falla violenta de las paredes (popping).

También en el caso de tudes se ha observado que el proceso de falla ocurre en forma discontinua, a saltos, y una de las causas de este mecanismo podría ser la mencionada antes.

Estas evidencias experimentales subrayan la importancia del factor tiempo en la resistencia y deformabilidad de las rocas, que además muestran a largo plazo un comportamiento viscoso.

Comportamiento viscoso. La reducción en el diámetro de lumbreras de las antiguas minas romanas en el norte del Adriático, del antiguo "Pozo de Abraham", cerca de Jerusalén, y de las lumbreras de acceso a túneles de riego de Irán, son ejemplos del comportamiento viscoso de las rocas a largo plazo (Westergaard, 1952).

En la fig. 11.13 se presenta la variación con el tiempo de las deformaciones de muestras de una misma roca sometidas a esfuerzos desviadores σ crecientes. Cuando σ es menor que el esfuerzo s , llamado resistencia última, las deformaciones alcanzan un valor máximo siguiendo una ley asintótica. En cambio, si σ es mayor que s , el flujo viscoso de la roca presenta tres fases:

a) Transitoria (fase I), con velocidad decreciente de deformación.

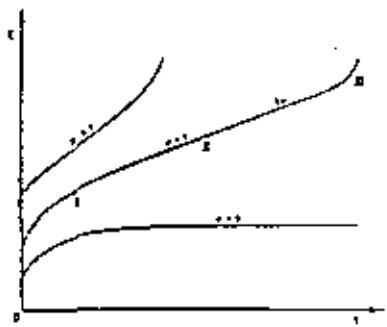


Fig. 11.13 Variación de la deformación en función del tiempo

b) Estacionaria (fase II), con velocidad constante de deformación $\dot{\epsilon}_s$.

c) De falla (fase III), en que la velocidad de deformación aumenta.

Las leyes experimentales utilizadas para describir cada una de estas fases son muy numerosas (Jasper y Cook, 1969; Morlier, 1966).

Generalmente, la ley empírica utilizada para representar el comportamiento de flujo transitorio es la propuesta por Lomnitz (1956):

$$\epsilon(t) = \epsilon_s + A \ln(1 + at) \quad (11.10)$$

donde ϵ_s es la deformación instantánea, y A y a son constantes del material que dependen de la temperatura y de la presión confinante aplicada.

La velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_s$, durante el etapa de flujo estacionario es, de acuerdo con Griggs

$$\dot{\epsilon}_s = \dot{\epsilon}_0 \sinh\left(\frac{\sigma - s}{\sigma_0}\right) \quad (11.11)$$

en que $\dot{\epsilon}_0$ y σ_0 son constantes del material y s es su resistencia última.

Al comparar esta relación con la propuesta por Morlier (1966) para calcular el tiempo a la falla, t_f , de una muestra:

$$\dot{\epsilon}_s t = cte \quad (11.12)$$

resulta que

$$\dot{\epsilon}_0 \sinh\left(\frac{\sigma - s}{\sigma_0}\right) = cte \quad (11.13)$$

En otras palabras, el tiempo a la falla de una muestra sometida a un esfuerzo desviador σ es inversamente proporcional al seno hiperbólico de la diferencia $(\sigma - s)$. Este resultado es importante, pues coincide con numerosos datos experimentales (Morlier, 1966; Saito y Uesawa, 1961) y permite calcular el tiempo a la falla de una masa de roca a partir del momento en que su velocidad de deformación es constante.

Con base en su comportamiento reológico, las rocas pueden clasificarse en tres familias: densas duras, porosas y plásticas blandas. En la tabla 11.3 se presentan los valores de la resistencia última para distintas rocas sometidas a pruebas de creep bajo esfuerzo axial constante y esfuerzo confinante nulo, a la temperatura ambiente.

El comportamiento reológico de las rocas varía también en función del esfuerzo confinante y la temperatura; al aumentar el esfuerzo confinante aplicado o la temperatura ambiente, predominan el comportamiento plástico. En consecuencia, comuni-

Tabla 11.2. Resistencia última de varias rocas

Familia	Roca	Resistencia última, en porcentaje de R_c	Referencia
I. Rocas densas duras	Granito	80	Molier (1964)
	Basalto	80	
	Caliza	80	
	Cahza	80	
II. Rocas pesadas	Dolomita	50	Price (1966)
	Ancarita	40	
	Wolframita	40	
	Alicina y Darley	35	
	Caliza	25	
	Granulita	25	
III. Rocas plásticas blandas	Eschista	30	Molier (1964)
	Arenita y Píscano	20	
	Eschista	20	

R_c : resistencia a la compresión simple

tan sus deformaciones diferidas y disminuye la relación de la resistencia última a la resistencia medida con velocidad de carga convencional.

Esos datos experimentales han sido integrados mediante el uso de modelos reológicos tipo Kelvin o Burgers, en el análisis de las deformaciones a largo plazo medidas en pruebas de placa u observadas en estructuras subterráneas.

Finalmente, es digno de mención el hecho de que al tratar de representar, mediante modelos, los fenómenos reológicos que ocurren en la corteza terrestre, haya sido necesaria el por materiales tan viscosos como la parafina para representar el comportamiento de las rocas.

11.1.3 Criterios de falla. El comportamiento de las rocas sometidas a pruebas de compresión triaxial varía en función del tipo de roca y del nivel de esfuerzos confinantes aplicados.

Al probar una serie de muestras prismáticas de un mismo macizo rocoso, a presiones confinantes σ_2 crecientes, se observa una variación en las relaciones esfuerzo-deformación (fig. 11.14). En efecto, para presiones σ_2 reducidas, la muestra se comporta en forma elástica hasta niveles altos del esfuerzo desviador y falla repentinamente en forma frágil, produciéndose fisuras paralelas a la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . Cuando las presiones σ_2 aumentan, la curva esfuerzo-deformación presenta un máximo seguido de una disminución de resistencia y la muestra falla a lo largo de planos inclinados con respecto a la dirección del esfuerzo σ_1 . Finalmente, para presiones σ_2 muy elevadas, el comportamiento de la muestra se asemeja al de un material elasto-plástico perfecto o con endurecimiento por deformación.

El valor del esfuerzo confinante σ_2 para el cual el material se torna plástico o ductil a la temperatura ambiente, depende del tipo de roca. Las rocas densas duras (granitos, mármoles, cuarcitas y calizas compactas) se tornan plásticas

para valores del esfuerzo confinante superiores a 1400 kg/cm^2 (Baron et al., 1963), que, evidentemente, no se presentan en ingeniería civil. Sin embargo, al tratar con problemas de vulcanología puede ser útil considerar esfuerzos confinantes de esta magnitud asociados a elevadas temperaturas (Mauzer, 1969). Las rocas que se tornan dúctiles a niveles de esfuerzos confinantes comunes en obras de ingeniería son las más blandas y porosas (calizas recientes, margas, silinitas, etc). Puede decirse, sin embargo, que en general la mayoría de las rocas se comportan en forma frágil en los problemas de ingeniería civil.

En vista de la complejidad del comportamiento de una roca, es evidente que no se puede definir un criterio de falla único. Por tanto, en el intervalo de comportamiento frágil, el criterio comúnmente utilizado es el propuesto por Griffith (1925); para niveles intermedios de la presión confinante se emplea el criterio de falla de Mohr-Coulomb, y para valores elevados de la presión confinante se aplican los criterios clásicos de Tresca o de Von Mises.

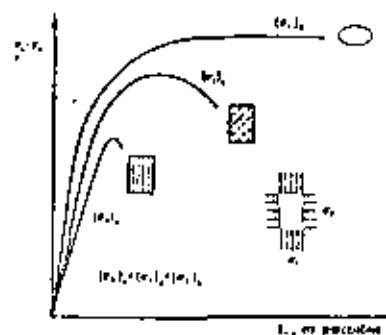


Fig. 11.14. Variación del comportamiento de una roca en función del esfuerzo confinante aplicado

289 Saclos, enrocamientos y rocas

Criterio de falla frágil de Griffith. El esfuerzo T teóricamente necesario para fallar a tensión un material frágil y perfectamente homogéneo es:

$$T = \frac{E}{10} \quad (11.14)$$

siendo E su módulo de elasticidad (Freudenthal, 1950). Sin embargo, este material ideal está mucho de ser representativo de las rocas, que fallan a tensión bajo esfuerzos mucho menores. Por tanto, es preciso admitir que esta discrepancia se debe a las concentraciones de esfuerzos que se presentan en la vecindad de las fisuras que surgen en la matriz rocosa. Griffith (1925) analizó estas concentraciones de esfuerzos y supuso que las discontinuidades de la matriz son de forma elíptica.

Consideremos el caso de una muestra de roca sometida a una prueba triaxial (fig. 11.15). La discontinuidad supuesta se asemeja a una elipse de ejes Ox y Oy inclinados según el ángulo β con respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor. En tales condiciones y suponiendo que el material es elástico, se demuestra que en la cercanía de la cúspide de la discontinuidad:

$$\sigma_x = \frac{2(\sigma_1 m - \sigma_2 \sigma)}{m^2 + \sigma^2} \quad (11.15)$$

siendo m la excentricidad de la elipse, σ sea el cociente de la longitud b de su eje menor y la de su eje mayor, σ ; σ es el ángulo polar correspondiente

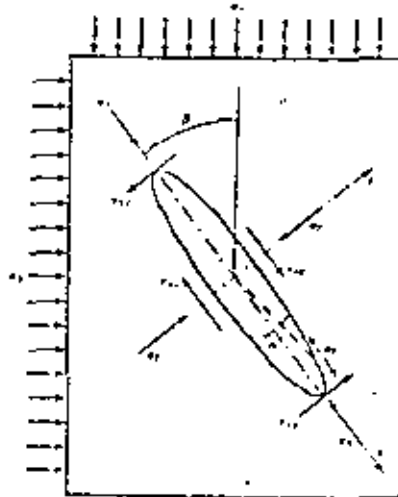


Fig. 11.15. Criterio de Griffith. Nomenclatura

diente al punto de intersección de la elipse con el plano normal a esta en que actúa σ_1 (fig. 11.15).

Para $\sigma = 0$, $\sigma_x = \sigma_1$ y $\sigma_y = 0$, la ec. 11.15 se reduce a la propuesta por Griffith para la resistencia a tensión del material, σ_c .

$$\sigma_c = \frac{2\sigma_1}{m} = 2\sigma_1 \sqrt{\frac{a}{r_0}} \quad (11.16)$$

siendo r_0 el radio de curvatura de la elipse, en su cúspide.

El máximo valor de σ_1 se obtiene para

$$\sigma = \frac{m^2 \sigma_2}{\sigma_1 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)^{1/2}}$$

y vale

$$\sigma_1 = \frac{1}{m} [\sigma_2 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)^{1/2}] \quad (11.17)$$

Reemplazando en esta última expresión la magnitud m σ_1 obtenida mediante la ec. 11.16, resulta:

$$2\sigma_1 = [\sigma_2 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)^{1/2}]$$

o sea

$$\sigma_1^2 = 4\sigma_2(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (11.18)$$

La ecuación parabólica 11.18 representa la envolvente de Molier correspondiente al criterio de Griffith.

Si en lugar de haber una sola discontinuidad en la masa la fisuración fuera isotrópica, la falla ocurriría a lo largo de las fisuras para las que el esfuerzo de tensión penetrado fuera máximo. Dichas fisuras están orientadas según el ángulo β , tal que

$$\cos 2\beta = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2(\sigma_1 + \sigma_2)} \quad (11.19)$$

En ese caso, los esfuerzos principales correspondientes a la falla se relacionan mediante la ecuación

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 8\sigma_2(\sigma_1 + \sigma_2) = 0 \quad (11.20)$$

La resistencia a la compresión simple resulta, por tanto, igual a ocho veces la resistencia a la tracción del material, lo cual concuerda satisfactoriamente con los datos experimentales.

La teoría de Griffith aquí expuesta define las relaciones entre esfuerzos principales que determinan el inicio de la propagación de las fisuras,

pero no abarca su desarrollo subsecuente. Esta relación entre esfuerzos principales no siempre coincide con un criterio de falla. En efecto, si para una prueba de tensión es de esperarse que la propagación de la fisura normal al esfuerzo aplicado lleve de inmediato a la falla del espécimen, no ocurre lo mismo en una prueba de compresión triaxial. En este caso, la fisura se propaga siguiendo un camino curvo hasta que se torna paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor de compresión; en ese momento la fisura deja de propagarse (Beane y Lombolakis, 1953). Este fenómeno se correlaciona con las observaciones de los microtraídos que se generan durante la prueba a partir de esfuerzos de 75 y 80 por ciento de la resistencia a compresión simple para granitos porosos y densos, respectivamente (Pearl y Theon, 1959).

En conclusión, el criterio de falla de Griffith representa adecuadamente el comportamiento de las muestras de roca sometidas a esfuerzos de tensión. En el caso de pruebas de compresión, la relación entre esfuerzos principales que resulta de la teoría de Griffith corresponde, más bien, al inicio de la fase de microfisuración de la roca; en cuanto a la falla, esta ocurre por generación de esfuerzos cortantes excesivos a lo largo de las discontinuidades así creadas (Fig. 11.16). En consecuencia, el criterio de falla comúnmente utilizado para el caso de compresiones triaxiales es el de Mohr-Coulomb.

Criterio de Mohr-Coulomb. Este criterio que matemáticamente puede expresarse

$$\tau = c + p \mu \quad (11.21)$$

implica la falla por cortante a lo largo de planos. La teoría de Griffith desprecia el hecho de que las fisuras pueden cerrarse cuando los esfuerzos de compresión son suficientemente grandes. En tal caso, es de esperarse que se generen fuerzas de fricción entre las caras de la fisura, y para tomar en cuenta este efecto Mc Clintock y Walsh (1962) modificaron la teoría de Griffith. El resultado más importante de esta proposición es que para presiones normales elevadas, el criterio modificado de Griffith coincide estrictamente con el de Mohr. Sin embargo, para presiones confinantes superiores a 11000 kpf/cm² y en el caso de rocas duras y densas, el material dejó de comportarse como friccionante y se torna dúctil, siendo aplicables los criterios de falla de Tresca o Von Mises.

Criterios de Tresca y Von Mises. Se ha estudiado detenidamente el comportamiento dúctil

de las rocas debido a sus implicaciones en problemas de geofísica y geología. En el campo de la mecánica de rocas su importancia es mucho menor, pues son pocas las circunstancias en que las temperaturas y presiones aplicadas a las rocas las tornan dúctiles.

Los criterios clásicos utilizados son los de Tresca y Von Mises, que suponen que la falla ocurre cuando el máximo esfuerzo cortante o la energía de distorsión, respectivamente, alcanzan un valor prefijado. Las expresiones correspondientes son, para el criterio de Tresca

$$\sigma_1 - \sigma_3 = cte \quad (11.22)$$

y para el criterio de Von Mises

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = cte \quad (11.23)$$

siendo σ_1 , σ_2 , y σ_3 los esfuerzos principales.

11.2 MASAS ROCOSAS

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa de roca depende primordialmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de juntas, plinos de estratificación, superficies de foliación y fallas. El primer paso al estudiar un sistema de vet, por tanto, la clasificación y levantamiento de las superficies de discontinuidad de la masa rocosa.

11.2.1 Clasificación y levantamiento de discontinuidades. La característica que permite diferenciar las fallas de las juntas es su corrimiento; las juntas son fracturas sin corrimiento y transversales a la estratificación o espesitudinal, mientras que las fallas constituyen superficies de discontinuidad con un corrimiento relativo entre ambos bloques de roca.

Las fallas se clasifican como normales, inversas, o transversas según las direcciones de los

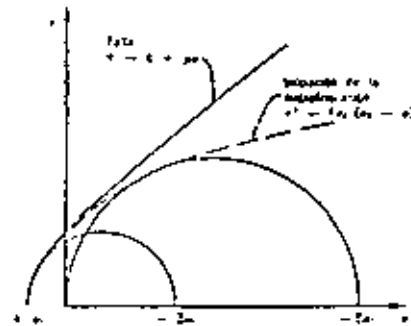


Fig. 11.16. Envoltorio de falla de las rocas.

Propiedades mecánicas de las rocas

A. J. Hendron, Jr.

2.1 Introducción

En muchos problemas de Mecánica de las Rocas son de importancia fundamental las propiedades de la sustancia rocosa. En otros, como se indicó en el capítulo anterior, debe considerarse el comportamiento de la roca *in situ* con las discontinuidades geológicas inherentes. En la primera parte de este capítulo se comentan las propiedades mecánicas de la sustancia rocosa. Entre ellas se incluyen la resistencia a tracción y a compresión simple, las características tensión-deformación en compresión simple, la resistencia y las características tensión-deformación de las rocas sometidas a tensiones combinadas y la dureza. En la segunda parte del capítulo se analiza la resistencia y cohesión de los macizos rocosos diaclasados.

2.2 Propiedades de la sustancia rocosa

2.2.1 Resistencia a tracción

Resulta difícil la determinación de la resistencia a tracción mediante el ensayo directo de una probeta cilíndrica, ya que aún no se ha conseguido un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión. Brace¹ ha utilizado muestras de forma especial que reducen el problema anterior, pero el método operatorio es costoso y quizá demasiado complicado para su empleo rutinario. El método más práctico para determinar la resistencia a tracción directa se consigue pegando, con resina epoxy, cabecales de metal a muestras cilíndricas de roca que se ponen en tensión mediante cables o cadenas.

Como no suele ser necesaria una determinación exacta de la resistencia a tracción del material rocoso, ésta se suele medir generalmente por métodos rápidos indirectos. El «ensayo brasileño»² es un método indirecto muy usado para determinar la resistencia a tracción de la roca. En este ensayo, una probeta cilíndrica de longitud L y diámetro D se carga diametralmente con una carga P . La muestra se suele romper separándose en dos mitades según el eje de carga diametral. Se calcula entonces la resistencia a tracción σ_t en rotura mediante la Ee. (2.1) que da la tracción uniforme que actúa sobre la mayor parte del diámetro, normalmente a la línea que une los puntos de carga de acuerdo con la teoría elástica.

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (2.1)$$

Un segundo método indirecto es el ensayo de tracción con carga puntual descrito por Reelmuith³. La resistencia a tracción para carga puntual se determina aplicando cargas de compresión puntuales a la superficie lateral de un testigo cilíndrico con el eje en posición horizontal. Las cargas puntuales se aplican mediante una prensa a través de rodillos de acero endurecido de pequeño diámetro, normales al eje del testigo. Esta carga produce tracciones perpendiculares al eje de carga; la resistencia a tracción σ_t viene dada por la expresión empírica:

$$\sigma_t = 0.0675 P/D^2 \quad (2.2)$$

donde P es la carga de rotura en kg y D el diámetro del testigo en centímetros. Miller⁴ ensayó veintiocho tipos diferentes de roca, según este método encontrando que la resistencia a tracción media σ_t estaba relacionada con la resistencia a compresión simple σ_c por la Ee. (2.3).

$$\sigma_t \approx 21\sigma_c + 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

Para fines prácticos, probablemente es suficientemente exacto en la mayoría de los casos el suponer una resistencia a tracción del 5 al 10 % de la resistencia a compresión simple. Una determinación más exacta puede no estar justificada debido a la amplia variación de resistencias a tracción observadas en cualquier serie de muestras de roca. Además, por otro lado, las variaciones direccionales son muy grandes en rocas metamórficas y en rocas sedimentarias de estratificación lina⁵.

2.2.2 Comportamiento a compresión simple

El comportamiento de la sustancia rocosa a compresión simple viene afectado en cierta extensión por las condiciones de ensayo. Las variables de ensayo más importantes son la relación longitud/diámetro de la muestra, L/D , la velocidad de carga y las condiciones de fricción de la muestra.

Si se ensayan testigos de roca con valores L/D pequeños, es probable que no se puedan formar los planos de corte en la muestra sin atravesar el plano formado por la base de la muestra y el plato de la prensa. Así pues, el rozamiento entre la muestra y la prensa produce un efecto de confinamiento o triaxial que aumenta la resistencia obtenida. Una relación empírica debida a (Obert y Duvall⁶ relaciona la resistencia a compresión medida σ_c con la esbeltez L/D :

$$\sigma_c = \sigma_{c1} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right) \quad (2.4)$$

donde σ_c es la resistencia a compresión para $L/D \neq 1$, y σ_{c1} es la resistencia a compresión para $L/D = 1$. Se recomienda una relación L/D de 2.5 para asegurar una distribución de tensiones bastante uniforme en la muestra y aumentar la posibilidad de que el plano de rotura se pueda formar libremente sin interferir con el plato de la prensa.

La velocidad de carga es una variable de ensayo que influye sobre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad. La Tabla 2.1 compara las resistencias medidas en la arenisca de Berea y en gabbro con dos velocidades

Tabla 2.1 Influencia de la velocidad de carga¹

Roca	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)		
	Tiempo hasta rotura = 30 s	Tiempo hasta rotura = 0.010 s	Incremento de resistencia (%)
Arenisca de Berea	560	640	50
Granito	2.170	2.800	30

de carga diferentes². La figura 2.1 muestra el efecto de la velocidad de carga sobre el comportamiento del hormigón en masa³. Al aumentar la velocidad, la resistencia y el módulo de elasticidad aumentan, disminuyendo la deformación de rotura. Resultados semejantes se han obtenido con sal gema; en un cierto grado puede esperarse que otras rocas se comporten de manera similar.

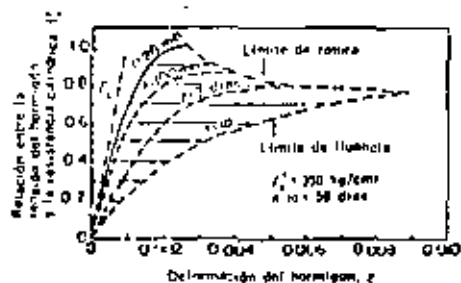


Figura 2.1 Influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia y el módulo de elasticidad⁴

Para velocidades comprendidas entre 0,70 y 7 kg/cm²s, sin embargo, Wuerker⁵ y Watstein¹² han indicado que la influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia de las rocas y el hormigón es despreciable. Normalmente se utilizan velocidades comprendidas entre esos límites en los ensayos monoaxiales en rocas¹.

Las condiciones de borde de la muestra influyen sobre la forma de rotura y sobre la resistencia de las rocas. Oberst y otros¹¹ recomiendan el empleo de muestras sin refrentar, ya que el material de refrentado suele ser más blando que la mayoría de las rocas. La tendencia de este material a romperse escapando radialmente produce una rotura por tracción que da lugar a una menor resistencia que en las muestras sin refrentar. Por esta razón las muestras de roca deben ensayarse sin refrentado, bastando con dejar bien pulidas sus caras extremas.

Como resultado de una amplia serie de ensayos en veintiocho tipos de rocas, Miller⁶ clasifica las curvas de tensión-deformación en los seis tipos que aparecen en la figura 2.2. El tipo I presenta una forma prácticamente lineal hasta que se produce una rotura repentina. Este comportamiento es típico de los basaltos, cuarcitas, diabasa, dolomita y calizas extraordinaria-

mente duras, como la de Solenhöfen. Las calizas más blandas, argilitas y tobas presentan una fluencia anelástica, continuamente creciente, al aproximarse a la carga de rotura, la cual puede caracterizarse por la curva del tipo II de la figura 2.2.

La curva tipo III es típica de la arenisca, granito, esquistos cortados paralelamente a la estratificación y algunas diabasas. Las rocas metamórficas,

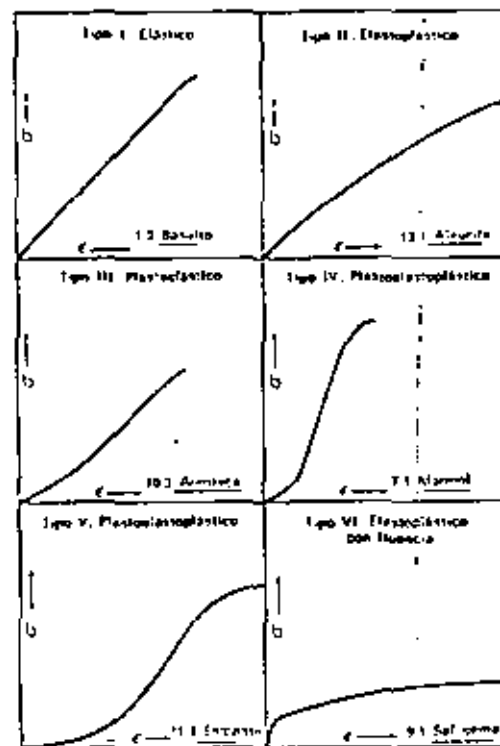


Figura 2.2 Curvas típicas tensión-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta rotura⁶

como los mármoles y gneis, están representadas por una curva en S con una parte central muy escarpada, de acuerdo con el tipo IV. Únicamente las muestras de esquistos cortados perpendicularmente a la estratificación presentan la elevada compresibilidad que señala la curva en S del tipo V. Las curvas de los tipos III, IV y V se caracterizan por una parte inicial cóncava hacia arriba que se hace más pendiente al cerrarse las superficies de microfisuras o exfoliación. La parte inicial se continúa por otra claramente lineal que va mostrando gradualmente diversos grados de fluencia anelástica al acercarse a la rotura. Las rocas del tipo III no presentan fluencia apreciable y se rompen de una forma frágil semejante a las del tipo I.

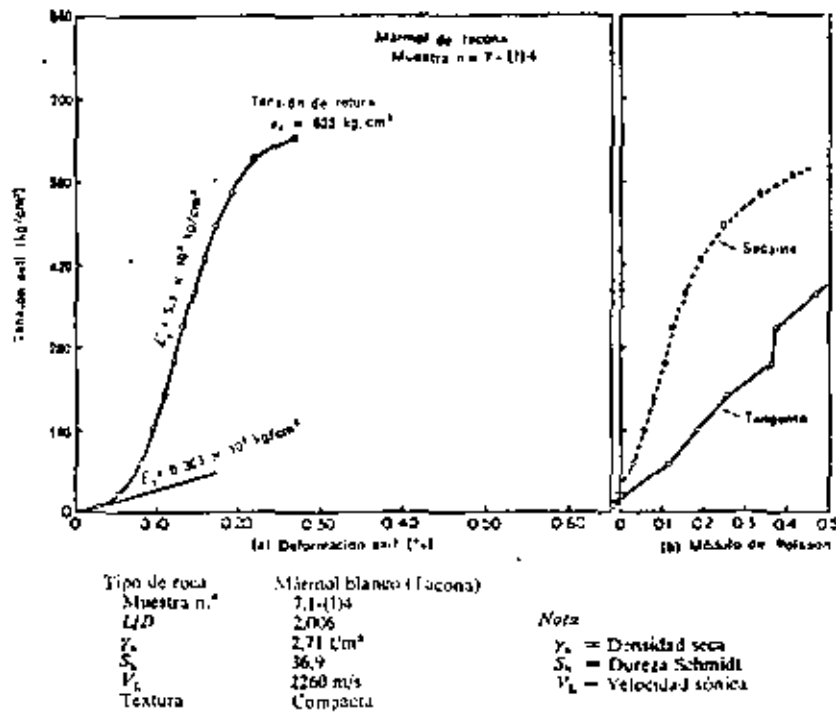


Figura 2.3 Curva tensión-deformación y módulo de Poisson de una roca a compresión simple¹

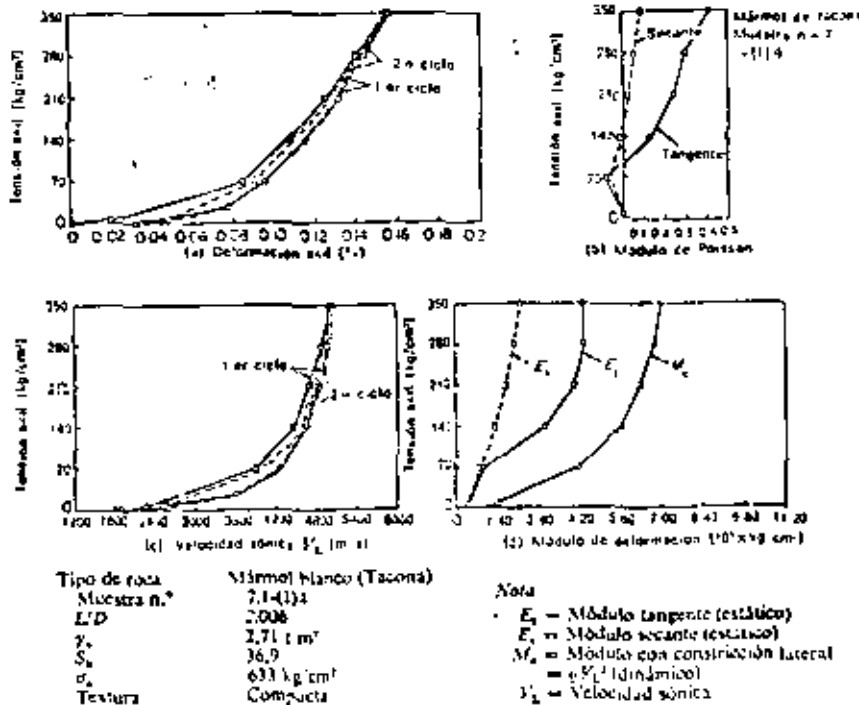


Figura 2.4 Comportamiento de tensión-deformación y velocidad sónica en compresión simple¹

La curva tipo VI es característica de la sal gema y tiene una pequeña parte recta inicial seguida por una deformación anelástica creciente y una fluencia continua. Esta curva es también típica del comportamiento de la sal potásica y otras evaporitas.

En las figuras 2.3 y 2.4 se representan datos detallados de compresión simple del mármol de Tacóna*. Con tensiones bajas la curva tensión-deformación es cóncava hacia arriba, habiéndose medido un valor del módulo de Poisson ligeramente negativo. Las grandes deformaciones verticales se deben muy probablemente al cierre de las microfisuras y no vienen acompañadas por deformaciones radiales o circunferenciales. Los valores ligeramente negativos de la deformación circunferencial se deben probablemente a la sensibilidad transversal de los extensómetros. Al aumentar el nivel de tensiones, la curva tensión-deformación se vuelve lineal con un módulo tangente E_1 de $5,1 \times 10^3$ kg/cm² para el 50% de la carga de rotura. Los valores del módulo de Poisson, calculados a partir de las deformaciones axiales y circunferenciales medidas, aumentan gradualmente a lo largo del ensayo y superan el valor 0,5 con tensiones elevadas debido a que la muestra presenta dilatación al acercarse a la rotura. En la figura 2.4 aparecen las variaciones de las propiedades estáticas de tensión-deformación y de la velocidad sónica con las tensiones axiales para el mármol de Tacóna. En la figura 2.4 c puede advertirse que la velocidad sónica V_1 (medida en la dirección de la tensión axial) aumenta de 1.800 a 4.800 m/s cuando la tensión axial pasa de 0 a 175 kg/cm². Por encima de 175 kg/cm² el aumento de la velocidad sónica con la tensión axial es pequeña, habiéndose medido una velocidad de 5.100 m/s para 350 kg/cm². La curva estática de tensión-deformación (fig. 2.4 a) también se vuelve aproximadamente lineal para 175 kg/cm². Así pues, la velocidad

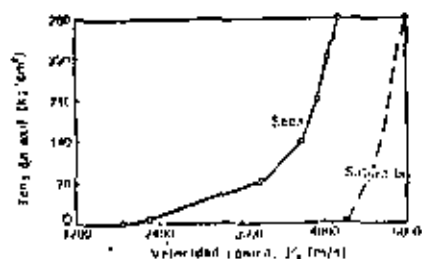


Figura 2.5 Variación de la velocidad sónica con la tensión axial en muestras secas y saturadas de mármol de Tacóna

sónica, prácticamente constante por encima de 175 kg/cm², indica probablemente que las discontinuidades de la muestra perpendiculares al eje de carga se han cerrado al alcanzar ese nivel de tensiones. Todos los ensayos con muestras inalteradas de rocas con curvas tensión-deformación de los tipos III, IV y V, muestran que la velocidad sónica depende mucho del nivel de tensión en la parte de estas curvas con concavidad hacia arriba*. Una vez que la tensión axial alcanza la parte lineal de las mismas, la velocidad sónica tiende a un valor constante.

* En realidad se trata de una caliza a la que se ha dado comercialmente el nombre de mármol (N. del T.).

La variación de la velocidad sónica con la compresión axial para muestras de mármol de Tacóna secas o saturadas se muestra en la figura 2.5. La velocidad sónica en la muestra seca es sensible a cambios en la tensión axial, como se ha comentado anteriormente, mientras que la muestra saturada sufre pequeñas variaciones en la velocidad sónica al variar la tensión axial. Este comportamiento indica que el agua consigue transmitir el impulso a través de las microfisuras con niveles de tensiones bajos; por tanto, la velocidad sónica no es un indicador claro de la presencia de fracturas en muestras saturadas. Debido a que un comportamiento similar, a gran escala, puede preverse en un macizo rocoso natural, la velocidad sísmica no parece resultar adecuada para detectar las discontinuidades existentes en un medio rocoso saturado.

2.2.3 Comportamiento bajo cargas combinadas

El estado tensional influye sobre las propiedades de resistencia, rigidez, ductilidad y fluencia de la sustancia rocosa. La figura 2.6 a muestra la variación del desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) en función de la deformación axial

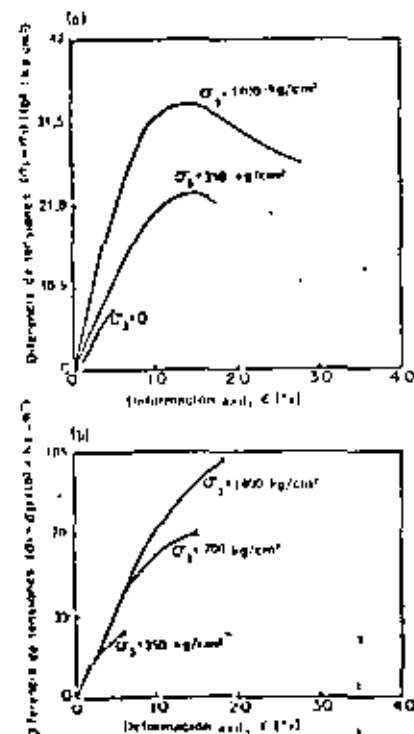


Figura 2.6 Variación de las propiedades tensión-deformación y de la resistencia de (a) arenisca de Berea y (b) sabón con la presión de confinamiento*

en muestras cilíndricas de arenisca de Berea sometidas a presiones de confinamiento de 350 y 1.400 kg/cm² en el ensayo triaxial. El aumento de la presión de confinamiento da lugar a un aumento de la resistencia de pico y residual así como a una mayor deformación para la carga de rotura. Además, las deformaciones anelásticas antes de llegar a rotura aumentan con la presión de confinamiento. En las rocas más blandas, el módulo inicial tangente a la curva tensión-deformación también aumenta con la presión de confinamiento; este comportamiento es evidente en las curvas tensión-deformación que aparecen en la figura 2.6 a correspondientes a la arenisca de Berea.

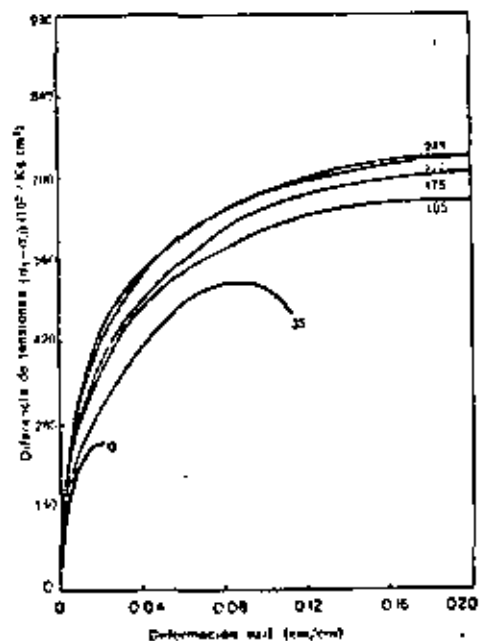


Figura 2.7 Variación de las propiedades tensión-deformación y de resistencia de la sal gema con la presión de confinamiento (indicada en kg/cm² en cada curva)

Las rocas muy duras también muestran un aumento de resistencia con la presión de confinamiento, pero frecuentemente los valores de los módulos resultan poco afectados por las variaciones de la misma. La figura 2.6 (b) reproduce los resultados de un ensayo triaxial con un granito, donde el aumento de resistencia y las propiedades elásticas iniciales no vienen afectadas por la presión de confinamiento. Debe también advertirse que el aumento de esta presión no produce en el granito el grado de deformación anelástica y comportamiento dúctil antes de llegar a rotura que se observa en la arenisca de Berea, más blanda.

En la figura 2.7 se muestran curvas típicas tensión-deformación de los ensayos triaxiales realizados con sal gema por el U. S. Bureau of Reclamation.

tion¹². Puede advertirse que la resistencia a compresión ($\sigma_1 = \sigma_3$) se duplica prácticamente cuando la presión de confinamiento σ_3 aumenta de 0 a 35 kg/cm², pero el aumento no es proporcional a la variación de la presión de confinamiento. Con presiones de confinamiento más elevadas (175, 250 y 350 kg/cm²) la resistencia sólo aumenta ligeramente. En la sal gema las deformaciones de rotura aumentan mucho con la presión de confinamiento. Para la muestra en compresión de la figura 2.7 la deformación en rotura es del 2% y la curva tensión-deformación indica una rotura frágil. La deformación en rotura con una presión de confinamiento de 35 kg/cm² es aproximadamente del 11%, y la curva tensión-deformación muestra una rotura más dúctil. Con presiones de confinamiento más elevadas se han observado deformaciones axiales del 20% o mayores, generalmente sin una clara evidencia de rotura.

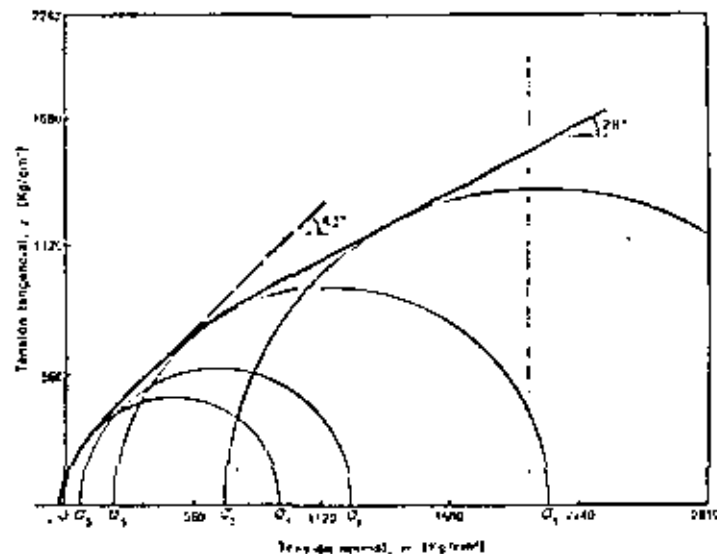


Figura 2.8 Curva de resistencia intrínseca de un granito esquistoso intacto¹³

Los resultados de los ensayos triaxiales pueden resumirse en un diagrama de Mohr como el que aparece en la figura 2.8¹³. En este diagrama cada ensayo triaxial está representado por un círculo de Mohr, función de las tensiones principales mayor y menor en rotura, ignorándose la influencia de la tensión principal intermedia. Normalmente la rotura se define por el punto del diagrama tensión-deformación (fig. 2.6), donde la diferencia de tensiones es máxima. La curva tangente a la familia de círculos de Mohr correspondientes a ensayos realizados con diferentes presiones de confinamiento es la denominada *curva de resistencia intrínseca* de la roca ensayada. Mediante ensayos realizados con una amplia gama de presiones, suele ser posible aproximar la curva de resistencia intrínseca mediante una línea recta. En este caso, el ángulo que la envolvente forma con el eje de abscisas se denomina ángulo

de rozamiento interno ϕ , y la ordenada en el origen es la llamada cohesión c . La relación entre las tensiones principales mayor y menor en rotura puede expresarse en función de los parámetros de Mohr-Coulomb por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (2.5)$$

siendo $N_\phi = (1 + \text{sen } \phi)/(1 - \text{sen } \phi)$. Los valores representados en la figura 2.8 para un gránito esquisto tienen la particularidad de que, con tensiones

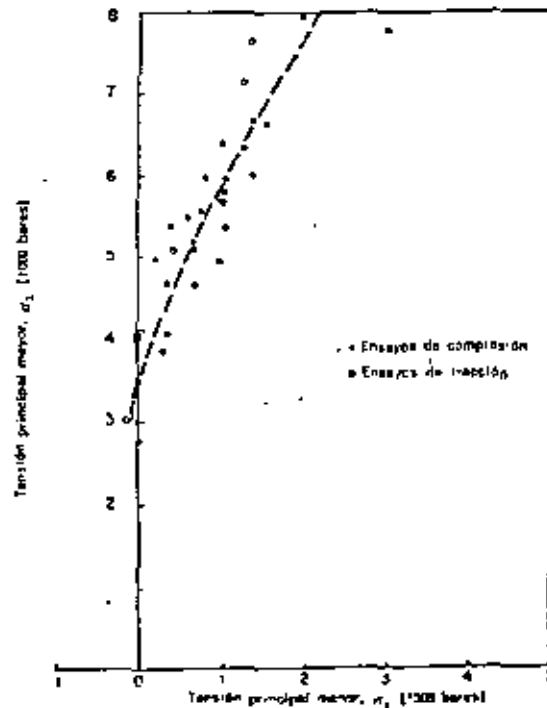


Figura 2.9 Relación entre las tensiones principales máxima y mínima en ensayos de tracción y compresión triaxial en la caliza de Solenhofen¹¹

bajas, el ángulo de rozamiento interno es elevado (43°) y la curva de resistencia intrínseca va variando de forma que el ángulo de rozamiento interno disminuye con niveles de tensiones más altos. Debe advertirse que los parámetros de resistencia al corte de Mohr-Coulomb c y ϕ varían en las rocas con la presión y sólo representan una aproximación de la curva de resistencia intrínseca dentro de una cierta gama de tensiones normales al plano de rotura potencial.

Muchos investigadores también representan los datos de los ensayos triaxiales en función de las tensiones principales mayor y menor en rotura,

como se indica en la figura 2.9 para la caliza de Solenhofen¹¹. Aunque en este diagrama no se consideran los efectos de la tensión principal intermedia, los puntos correspondientes a ensayos triaxiales de compresión o tracción muestran la misma tendencia dentro de la dispersión de los datos experimentales. Por tanto, el efecto de la tensión principal intermedia carece aparentemente de importancia, ya que los ensayos triaxiales de compresión o tracción dan valores extremos de la misma ten los ensayos de compresión $\sigma_1 = \sigma_3$ y en los de tracción $\sigma_2 = \sigma_1$. Los datos de resistencia triaxial representados en la forma de la figura 2.9 presentan una pendiente decreciente al aumentar la presión y para materiales dúctiles como la sal o el mármol tienden

Tabla 2.2 Parámetros típicos de resistencia al corte de rocas intactas

Tipo de roca		σ_c (kg/cm ²)	c , cohesión (kg/cm ²)	ϕ (°)	$N_\phi = K$
Granito	Variación	700-2.800	98-403	51-58	8-17
	Media	1.750	250	55	11
Caliza	Variación	210-2.100	15-330	37-58	4-13
	Media	1.050	175-210	50	8
Arenisca	Variación	210-2.100	42-420	48-50	6-7
	Media	500-1.000	112-200	49	6

Relación entre las tensiones principales en rotura:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \\ \sigma_2 &= K\sigma_3 + c \end{aligned}$$

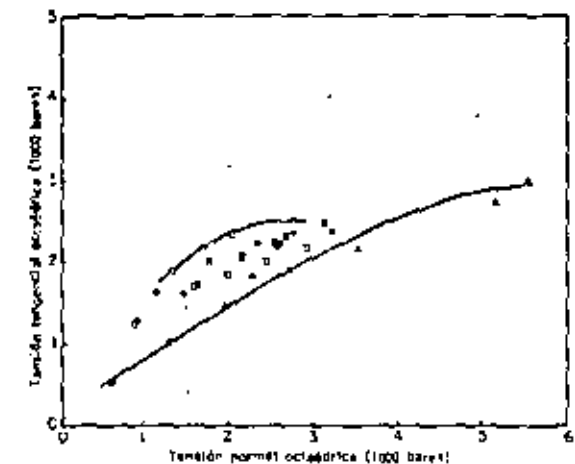
asintóticamente a 45° para presiones elevadas. En general, si se aproxima la curva de resistencia intrínseca por una línea recta, como se indica en la figura 2.9, las tensiones principales en rotura vienen dadas por:

$$\sigma_1 = K\sigma_3 + c \quad (2.6)$$

donde K tiene el mismo valor que N_ϕ y c , es la resistencia a compresión simple. En la tabla 2.2 se resumen las propiedades resistentes típicas de diversos tipos de rocas en función de los parámetros de resistencia al corte de Mohr, que son los más empleados en la práctica.

Existe una tendencia entre los investigadores actuales a representar los datos de resistencia en un gráfico que expresa la tensión tangencial octaédrica en función de la tensión normal octaédrica. Este diagrama tiene de común con el de Mohr que la tensión tangencial y la tensión normal octaédricas actúan sobre el mismo plano. Sin embargo, el diagrama presenta la ventaja adicional de considerar el efecto de la tensión intermedia σ_2 sobre la curva de resistencia intrínseca. En la figura 2.10 se dan los datos de tracción y compresión triaxial de la caliza de Solenhofen¹¹ representados de esta manera. Se deduce de este diagrama que la tensión principal intermedia tiene importancia y que la resistencia al corte octaédrica es mayor a compresión que a tracción. Esta conclusión es en cierta forma contradictoria con los mismos datos recogidos en la figura 2.9 que muestra resultados semejantes para los ensayos de tracción y compresión. Un estudio más detallado de los gráficos tensión tangencial-tensión normal octaédricas ha revelado que, incluso aunque la resistencia del

materiales fuera totalmente independiente de la tensión principal intermedia, la curva de resistencia intrínseca en compresión triaxial estaría por encima de la correspondiente a la tracción triaxial. Por tanto, las posiciones relativas de



Ensayos de compresión
 ○ Bloque 5
 □ Bloque 1, 2, 4
 ● Bloque 3 (Heard, 1960)
 ⊙ Bloque 6 (Robertson, 1962)
 ⊠ Bloque 7 (Serdengecti, 1961)

Ensayos de tracción
 ▲ Bloque 5
 ▼ Bloque 3 (Heard, 1960)

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$$\gamma_{tr} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

$$\sigma_{tr} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 - \sigma_3)$$

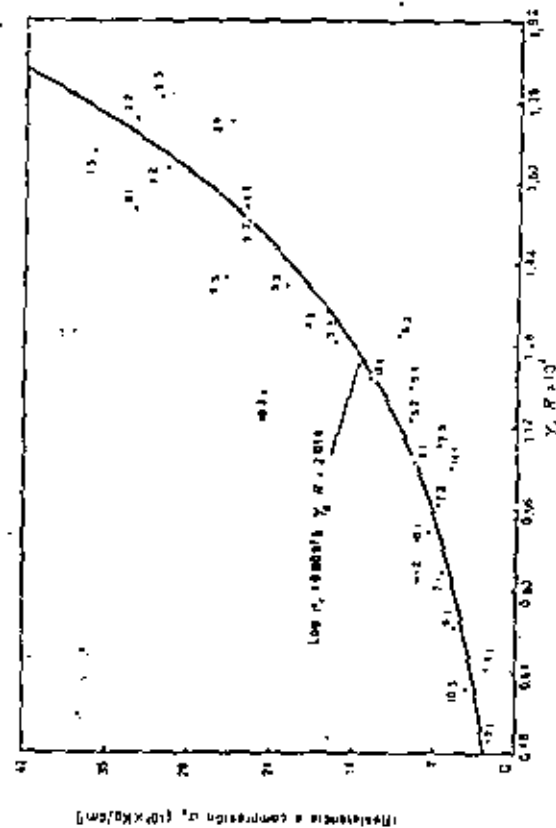
Figura 2.10 Relación entre las tensiones octaédricas normal y tangencial para la caliza de Solenhöfen en ensayos de tracción y compresión triaxial*

los puntos de tracción o compresión en la figura 2.10 son función del método de representación y no puede deducirse la influencia de σ_2 a partir de este diagrama*.

2.2.4 Dureza

Diversos estudios han mostrado que la dureza de las rocas medida por el ensayo de indentación de Rockwell, el esclerómetro Shore o el aparato de impacto de Schmidt (energía del martillo en l. = 0.74 in·kg) está relacionada con la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad (módulo tangente para el 50 % de la resistencia a compresión) para un gran número de rocas¹⁶. La resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad se

* El significado físico del término tensión octaédrica se puede interpretar más fácilmente mediante el empleo de los invariantes de tensiones. La «tensión tangencial octaédrica» es proporcional al segundo invariante y la «tensión normal octaédrica» es proporcional al primer invariante. Ambos términos se emplean ampliamente en la literatura (N. del E.).



S = dureza Schmidt (mm²)
 R = dureza Schmidt (mm²) en l. 1
 $\log \sigma_1 = 0.0013 S + R + 3.16$ (para S en lb/pulg²)
 $\log \sigma_1 = 0.0013 S + R + 2.14$ (para S en l/cm²)

Figura 2.11 Relación entre los valores medidos de γ , R y la resistencia a compresión simple*

relacionan mejor con el producto de la dureza (valor Shore o Schmidt) por la densidad seca de la roca. La figura 2.11 muestra una correlación de este tipo determinada por Miller¹. Se puede utilizar esta combinación de dureza y densidad seca para prever la resistencia a compresión simple o el módulo de elasticidad de un material, con un intervalo de confianza del 75%. Esto se ilustra en la figura 2.12 que es un ábaco para determinar la resistencia a com-

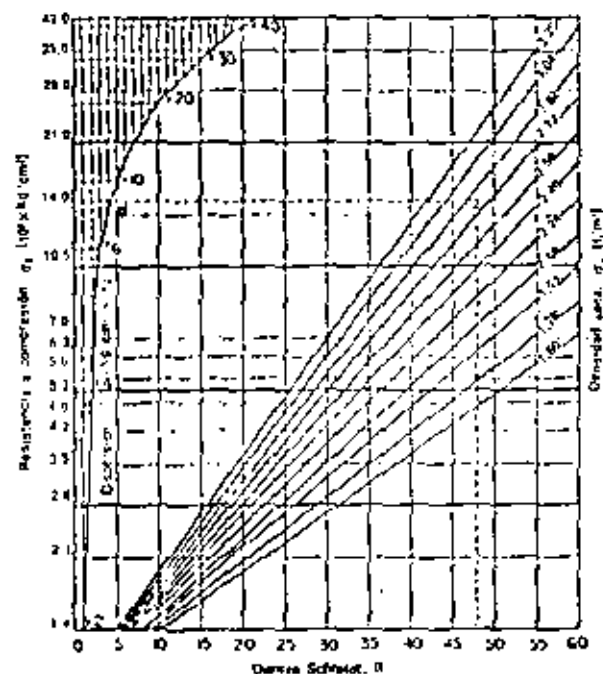


Figura 2.12 Diagrama de clasificación de las rocas basado en la dureza Schmidt¹

Martillo L, de caída vertical

Límites de dispersión correspondientes a un intervalo de confianza del 75%

presión simple a partir de la dureza Schmidt y la densidad seca. Las líneas de trazos muestran que, para un gneis de Dworschak con una dureza Schmidt $R = 48$ y una densidad seca $\gamma_s = 2,80 \text{ t/m}^3$, puede preverse una resistencia a compresión simple de $1,510 \text{ kg/cm}^2$. La resistencia realmente medida fue de $1,650 \text{ kg/cm}^2$.

Pueden ser necesarias otras medidas de dureza para estudiar las operaciones de ingeniería y construcción referentes a la perforación, excavación mecánica de túneles, etc. Los ensayos «microbit» y de abrasión propuestos por Miller⁴ han resultado bastante útiles a este fin.

2.2.5 Fluencia de la sal gema bajo cargas combinadas

La fluencia de las rocas constituye un tema que aún requiere considerable investigación. Algunas rocas, como los gabbros, granitos, etc., muestran una deformación casi independiente del tiempo incluso sometidas a compresión simple. En otras rocas las deformaciones de fluencia pueden superar en mucho a las deformaciones elásticas instantáneas. Un ejemplo límite de cierto significado práctico es el de las excavaciones en sal gema y otras evaporitas.

Con objeto de estimar la magnitud y velocidad de cierre de las cavidades previstas en depósitos salinos es necesario determinar las propiedades de fluencia del material. Suponiendo un estado hidrostático de tensiones en la roca salina a profundidad, la distribución de tensiones en torno a una cavidad esférica es tal que la tensión radial es la tensión principal menor, si tanto la tensión principal intermedia como la máxima son iguales a la tensión orientada tangencialmente a la cavidad. Los movimientos radiales en función del tiempo dependen, por tanto, de las características de fluencia de la sal gema en tracción triaxial, es decir ensayos donde $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Así pues, las características de fluencia bajo carga combinada son más interesantes para el proyecto que los ensayos de fluencia monoaxial que se suelen realizar en diversos materiales.

En la figura 2.13 se dan los resultados de cinco ensayos de fluencia realizados por tracción triaxial⁵. En cada curva se ha indicado el desviador ($\sigma_1 - \sigma_2$) con el que se ha realizado cada ensayo. La tabla 2.3 da los valores de las tensiones principales máxima y mínima, así como la temperatura ambiente en todos los ensayos. En las curvas de la figura 2.13 pueden verse las distintas partes de la curva de fluencia: la parte elástica instantánea, la parte curva que representa la fluencia transitoria, la parte recta que indica la fluencia permanente, y la fluencia acelerada hasta rotura (sólo para desviadores de 26.4 y 220 kg/cm^2); las muestras sometidas a desviadores de 26.4 y 220 kg/cm^2 se rompieron 29 y 214 horas después de aplicar la carga. Las muestras sometidas a desviadores más pequeños mostraron una velocidad de

Tabla 2.3 Ensayos de fluencia en sal gema

Muestra	$(\sigma_1 - \sigma_2)$ (kg/cm^2)	σ_1 (kg/cm^2)	σ_2 (kg/cm^2)	Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)
Ensayos de tracción triaxial				
1	70	140	70	21
2	105	175	70	21
3	125	210	35	23
4	220	240	20	23
5	26.4	270	7	23
Ensayos de compresión simple				
1	34	34	0	21
2	51	51	0	65
3	123	123	0	23
4	123	123	0	65
5	158	158	0	23
6	158	158	0	65
7	210	210	0	23
8	210	210	0	65

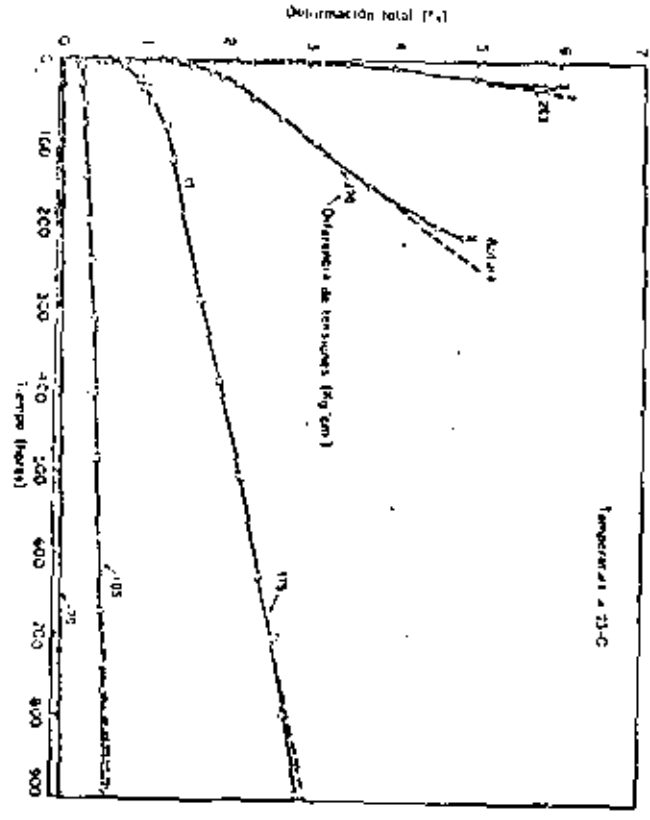


Figura 2.13 Curvas de fluencia en tracción triaxial de la sal gema.

fluencia decreciente por encima de la fase de deformación permanente, todo cuando la aglomeración se encuentra en un estado de equilibrio. La velocidad de fluencia permanente fue mayor para las muestras cargadas con mayores diferencias de tensiones.

En la figura 2.12 se muestran las curvas de fluencia de barras de compresión simple. Las muestras en fluencia representadas en los ensayos realizados a 23 °C y los hechos a 65 °C. Si se comparan las dos muestras cargadas a 125 kg/cm² se ve que, para la temperatura más alta, la deformación total es aproximadamente

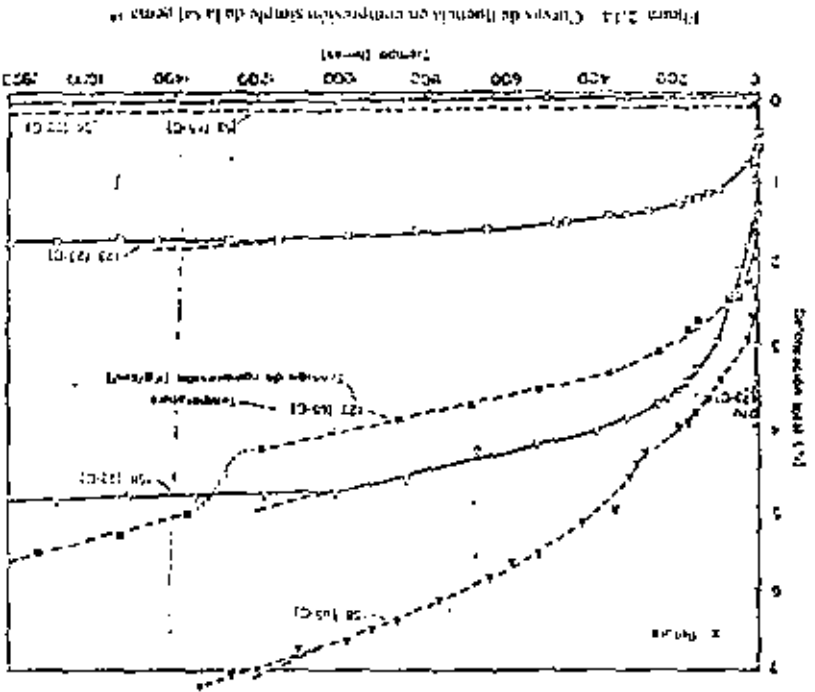


Figura 2.12 Curvas de fluencia en compresión simple de la sal gema.

doble a la del ensayo a 23 °C y la velocidad de fluencia permanente es también mayor. Es evidente una tendencia similar, aunque en menor grado, para los ensayos realizados a 158 kg/cm².

Se comparan en la figura 2.15 las velocidades de fluencia permanente en ensayos de tracción simple y triaxial. Hasta una diferencia de tensiones de 162 kg/cm² existe poca diferencia en las velocidades de fluencia y por debajo de 70 kg/cm² existe una considerable divergencia en los resultados. La curva de tracción triaxial muestra una velocidad de fluencia gradualmente creciente hasta 185 kg/cm², continuando con un rápido incremento hasta y por encima de los 219 kg/cm². Las curvas de compresión simple (a 23 y 65 °C) se encuentran en una y también relativamente al valor de 219 kg/cm².

Estos resultados muestran que las velocidades de fluencia en tracción (traxial) son mejores que las de compresión simple para la misma diferencia de tensiones. Por esta razón, el ensayo de fluencia por tracción simple es de más fácil ejecución para su empleo en la predicción de los comportamientos de fluencia en cavidades subterráneas. La mejor ecuación para describir la deformación (2.7) es la deformación axial de una probeta cilíndrica, ϵ es la diferencia de tensiones en kg/cm^2 t es el tiempo en horas y K_1, m, n son constantes. Para la

$$\epsilon = K_1 t^m \quad (2.7)$$

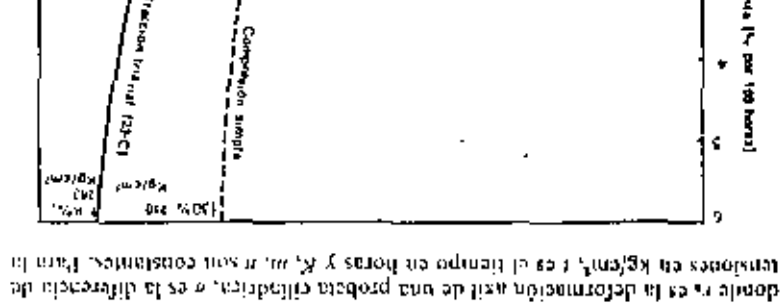


Figura 2.15 Velocidad de fluencia en función de la tensión para sal gema.

sal gema aquí ensayada se encontró un valor de K_1 de 1.87×10^{-12} ; m , 0.26 y n , 2.58. La Ecu. (2.7) puede emplearse para calcular las deformaciones de fluencia en cavidades subterráneas si ϵ se toma igual a la deformación radial ϵ_r .

2.3 Propiedades mecánicas de las rocas en situ

2.3.1 Método de deformación

Las variaciones de tensión impuestas por la construcción de obras de Ingeniería tiene que ser definidas en rocas relativamente grandes. La frecuencia y naturaleza de las discontinuidades geológicas dentro de la zona

* Para n expresada en pulgadas el valor de K_1 es de 5.6×10^{-12} (N. del T.).

afectada consisten en factores importantes que determinan en gran parte la

competencia del macizo rocoso. El único método que puede emplearse para conseguir una estimación razonable del efecto de estas discontinuidades — así como del valor numérico del módulo de deformación — es un ensayo de carga o ensayo real. La zona cargada debe ser suficientemente grande para abarcar un volumen de roca que comience discontinuidades subterráneas pero ser representativo del macizo rocoso. Los ensayos de carga en placa y los de presión en gógrafos se emplean para medir el módulo de deformación *in situ*. Estos ensayos se describen con detalle en el capítulo 5.

Los resultados de los ensayos de carga en placa y de presión en gógrafos muestran que el módulo del macizo rocoso es siempre inferior al módulo de fluencia determinado a partir de los ensayos de presión en gógrafos. El módulo de fluencia de los ensayos realizados, sin embargo, proporciona un límite superior al módulo del macizo en el caso en que las diaclasas estén muy separadas y muy grandes. Al aumentar el grado de diaclasado de la roca, el módulo de fluencia del macizo se reduce a una pequeña fracción del módulo de elasticidad determinado a partir de muestras en laboratorio.

2.3.2 Factor de reducción del módulo determinado a partir de tensiones en laboratorio

Los ensayos de laboratorio sobre muestras hacheadas tomadas en la proximidad de cavernas de carga o de cámaras de presión permiten al ingeniero calcular la relación entre el módulo de deformación medido en el terreno y el determinado en laboratorio con muestras hacheadas. Esta relación es el *factor de reducción* que expresa la magnitud en que disminuye el módulo del macizo respecto al de la muestra rocosa debido a la frecuencia y a abertura de las diaclasas (calidad del macizo rocoso). Si se calcula este factor de reducción a partir de ensayos a escala natural realizados en varios puntos de una zona determinada donde la calidad del macizo sea diferente, el ingeniero puede conocer la forma en que el factor de reducción varía con la calidad de la roca. Aplicando esta información podrá estimarse el módulo de deformación en otros puntos de la zona a partir del conocimiento de las propiedades de muestras hacheadas, variando la calidad del macizo rocoso. Este método puede ser muy útil cuando el número de ensayos *in situ* es muy limitado por razones económicas.

El paso más difícil en la aplicación de este método es el establecimiento de una medida cuantitativa de la calidad del macizo rocoso de forma que dos ingenieros al juzgar un mismo empalmamiento obtengan el mismo valor. Los métodos más recomendados para describir cuantitativamente este concepto son el índice de calidad (RQD) y la velocidad relativa, comentados en el capítulo 1.

2.3.3 Factor de reducción del módulo por métodos alternos

La velocidad siempre se suele emplear para evaluar el módulo del macizo rocoso *in situ*. La ventaja principal del método siempre es que la medida se hace en el lugar requerido, cuando el impulso sísmico en esta experiencia, por el número y características de las discontinuidades existentes. Así pues, una roca muy fracturada o incluída presenta una velocidad inferior a la de una roca sana. Sin embargo, el módulo calculado directamente

a partir de esta velocidad. E_{10} es siempre superior al módulo de deformación estático determinado por ensayos de placa o en cámara de presión ya que el impulso sísmico es de muy corta duración y, lo que es más importante, con un nivel de tensiones muy bajo, de forma que el fenómeno observado es totalmente elástico. La relación entre el módulo de deformación estático y el módulo sísmico suele descender normalmente cuando baja la calidad del macizo rocoso. Más adelante daremos una correlación entre ambas magnitudes, o factor de reducción, con una valoración numérica de la calidad de la roca de acuerdo con el RQD o la velocidad relativa (Cap. 1).

2.3.4 Empleo de los índices de calidad en un estudio determinado

Se ha hecho una comparación entre el índice de calidad (RQD) y el módulo de deformación con placa a partir de datos correspondientes a la presa de Dworshak. Esta presa está situada en un gneis granítico de elevada resistencia y calidad en las proximidades de Orofino, Idaho. El RQD permitió explicar las variaciones obtenidas en el módulo de deformación con los ensayos de placa y sirvió para estimar el módulo de deformación de la cimentación de la presa.

Se realizaron un total de 24 ensayos de placa en posición vertical u horizontal en galerías sin revestir abiertas en los estratos rocosos, bajo la dirección de Shannon y Wilson¹⁴ del Corps of Engineers. Los ensayos se hicieron utilizando platos Freyssinet de 31 pulgadas de diámetro para transmitir una presión uniforme a la superficie rocosa. Se registraron tanto las deflexiones superficiales como las de extensómetros enterrados a profundidades de 0,30-0,60 y 5,40 m bajo la superficie. Se empleó la teoría elástica para determinar el módulo de deformación a partir de las curvas presión-desplazamiento correspondientes tanto a los medidores superficiales como a los enterrados. Se sacó un testigo de diámetro NX a una profundidad de 6 m en el punto de emplazamiento de cada ensayo. Se realizaron ensayos de compresión simple con muestras inalteradas tomadas del testigo, valorando la calidad de la roca en función del RQD. Las fracturas próximas a la superficie estaban mucho más cargadas y tenían un efecto mucho mayor sobre la deformación de la placa que las fracturas más profundas. Por tanto, con objeto de comparar el índice de calidad de la roca (RQD) con el correspondiente módulo de deformación del ensayo de placa fue necesario ponderar los valores RQD de acuerdo con la teoría de distribución de tensiones de Boussinesq bajo las placas. Los detalles del método se han descrito en la referencia 18.

En la figura 2.16 se han representado los módulos de deformación en función de los índices de calidad determinados en los puntos de ensayo con placa. Los módulos de deformación están referidos al módulo estático obtenido en laboratorio con las muestras extraídas en cada punto de ensayo. Las variaciones en la relación de módulos, E_1/E_{10} , eran por tanto función de las discontinuidades del macizo rocoso y no dependían de las propiedades determinadas en las muestras inalteradas. (El módulo de las muestras, E_{10} , era aproximadamente de $6,3 \times 10^4$ kg/cm² y no variaba mucho de un punto a otro del lugar.)

Se deduce de la figura 2.16 que el módulo de deformación determinado a partir de las células enterradas era considerablemente superior al obtenido con las superficiales. La mayoría de los extensómetros enterrados tenían un índice de calidad (RQD) superior al 80% y una relación de módulos de deformación mayor de 0,50, mientras que la mayor parte de los medidores

superficiales tenían un índice de calidad inferior al 80% y una relación de módulos menor de 0,60.

Aunque el gneis granítico de Dworshak era de excelente calidad, se aprecian las amplias variaciones que se producen en la determinación del módulo de deformación a partir de ensayos con placa. Hubiera sido bastante difícil estimar un módulo de deformación para la cimentación de la presa únicamente a partir de los resultados de estos ensayos, sin tener en cuenta el carácter de la roca y el sistema de fracturas en el lugar de ensayo. Los medidores superficiales resultaron muy influenciados por las fracturas próximas a la superficie, originadas por la excavación de las galerías. Por tanto, el módulo determinado a partir de estas células probablemente hubiera dado valores demasiado

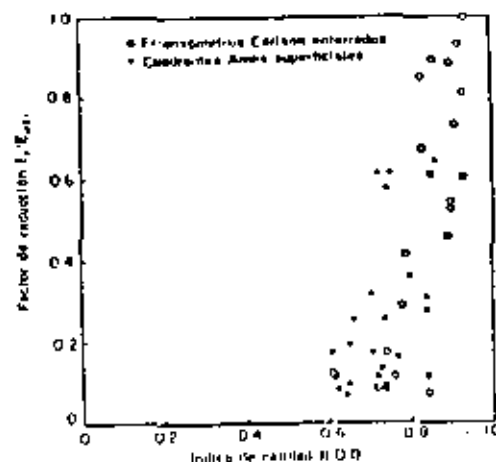


Figura 2.16 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca en ensayos de carga con placa; presa de Dworshak¹⁴

bajos para aplicarlos a la cimentación de una presa que tenía una calidad general muy superior. La mejor estimación del módulo de la cimentación fue la obtenida a partir de los extensómetros enterrados. Los índices de calidad determinados a partir de ellos se correspondían de manera más adecuada con la calidad general de la cimentación. Entrando en el gráfico de la figura 2.16 con el RQD medio determinado a partir de los sondeos de reconocimiento realizados en el terreno de cimentación de la presa, puede obtenerse una estimación del módulo de deformación general de la cimentación.

2.3.5 Generalización de los resultados de los ensayos de deformación

Una interpretación general de los resultados de los ensayos utilizados para la determinación del módulo de deformación, que pueda emplearse eventualmente para relacionar los resultados obtenidos en diferentes lugares, requeriría el proceso descrito a continuación. Primeramente, deberían realizarse ensayos con placas o en cámaras de presión para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso. En segundo lugar, habría que realizar

ensayos sísmicos en las proximidades de los ensayos anteriores. Por último, conviene realizar sondeos directamente bajo la superficie cargada, de forma que se pudieran realizar ensayos de laboratorio para determinar el módulo estático y la velocidad sísmica en muestras intactas. Una cuarta condición es la valoración cualitativa de la calidad de la roca RQD en la zona estudiada.

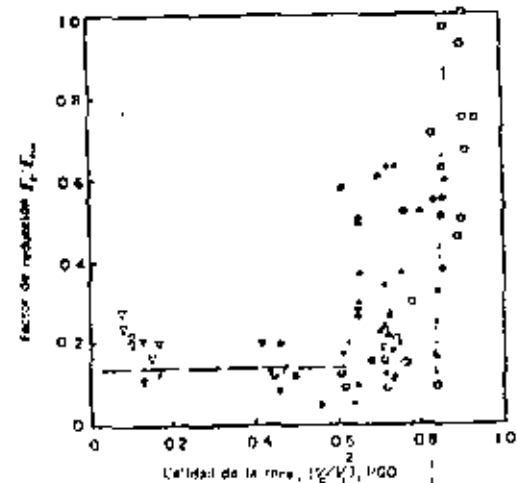
La disponibilidad de la anterior información en un emplazamiento determinado permite calcular la relación entre el módulo de deformación observado, E_s , y el módulo sísmico, E_{ss} , o el módulo de laboratorio sobre muestras intactas, E_{lab} . Además, estas relaciones o factores de reducción pueden relacionarse con la variación de calidad de la roca. Se cree que gran parte de la variación y dispersión de los datos publicados en la literatura podría explicarse o definirse una tendencia consistente si se hubiera investigado la calidad de la roca en cada punto de ensayo. Esta hipótesis viene confirmada por los ensayos de la presa de Dwarshak que mostraron una gran variación en los valores medidos del módulo de deformación. Sin embargo, se consiguió definir la tendencia de estos resultados al considerar la calidad de la roca (fig. 2.16).

Si los factores de reducción E_s/E_{lab} y E_s/E_{ss} son principalmente función de la calidad de la roca, se deduce la posibilidad de establecer una relación entre el factor de reducción y la calidad de la roca a partir de datos obtenidos en diferentes lugares o en una localidad determinada (fig. 2.16). Se han recogido datos descritos en la literatura sobre ensayos de carga con placa y en galería de presión para diferentes casos que satisfacen, en distinto grado, las cuatro condiciones antes expuestas. Un resumen de estos datos de ensayo aparece en la figura 2.17; el nombre de la obra y el lugar de publicación de los datos se indican en la misma figura. La ordenada es la relación entre el módulo de deformación obtenido en ensayos de carga con placa o en galerías de presión, E_s , y el módulo calculado por métodos sísmicos, E_{ss} . La abscisa es una medida de la calidad de la roca, expresada bien en función del RQD o del cuadrado de la velocidad relativa $(V_s/V_p)^2$. Los datos recogidos en esta figura muestran una tendencia bastante clara respecto al factor de reducción (E_s/E_{ss}) bajando muy fuertemente cuando la calidad de la roca desciende del 100 al 65%. Un mayor descenso en la calidad de la roca no viene acompañado por una mayor reducción en la relación de módulos. Los datos correspondientes a una calidad inferior al 65% sugieren que el factor de reducción apropiado debe estar comprendido entre 0,1 y 0,2. En general, la interpretación de los datos sobre módulos de deformación en la forma indicada en la figura 2.17 constituye un método muy prometedor para combinar datos de diferentes lugares y de diferentes puntos en un mismo emplazamiento. Sin embargo, se requieren más datos para corroborar la tendencia apreciada en dicha figura.

2.3.6 Resistencia al corte

El sistema de diaclasas, zonas milonitizadas y fallas de un macizo rocoso reduce la resistencia al corte efectiva a un valor muy inferior al de la sustancia rocosa, al menos en direcciones paralelas a esas discontinuidades. La resistencia al corte de una roca *in situ* resulta por tanto muy anisótropa. Cuando las direcciones de carga son tales que las superficies potenciales de ruptura deben atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa. Cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad, siendo en general mucho menor.

Este último caso es el más crítico y es el que ha dado lugar a los roturas de Malpasset, Vaiont, Madison Canyon y otros lugares. Se está de acuerdo en general en que tal solvencia es crítica, por lo que en los últimos años se ha dedicado un gran trabajo de investigación a las variables que rigen la resistencia al corte según las discontinuidades.



- Presa de Dwarshak, ensayo de presión en galería (I), extensómetros empujados¹¹
- Presa de Dwarshak, ensayo de presión en galería (II), extensómetros superficiales¹¹
- △ Presa de Dwarshak, ensayo de presión en galería (II), extensómetros empujados¹¹
- Presa de Dwarshak, ensayos de placa, extensómetros superficiales¹¹
- Presa de Dwarshak, ensayos de placa, extensómetros empujados¹¹
- Presa de Lalayan, Irán¹²
- ▲ Presa de Kariba, gneis ligeramente meteorizado¹³
- ▼ Presa de Kariba, granito muy dislocado¹³
- × Zona de ensayos de Nevada, Partido demócrata¹⁴
- Presa de Martona Point¹⁵
- Presa de Anaratowa¹⁶
- Río Agra, India¹⁷
- Presa de Kosluba, ensayos de placa
- Presa de Kosluba, ensayo de presión en galería
- El Novillo, Méjico¹⁸
- Onokura¹⁹
- Presa de Vaiont, Italia, talud superior, ensayo de presión en galería²⁰

Figura 2.17. Variación del factor de reducción con la calidad de la roca¹¹

Observaciones de campo han mostrado que algunas características geológicas, como las zonas milonitizadas, las fallas y las vetas de material milonitizado, se han formado por desplazamientos tangenciales. Las irregularidades superficiales de la fractura o fracturas se han reducido en cierta extensión por efecto de los continuos desplazamientos. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento inicial, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otros tipos de discontinuidades geológicas se han for-

mado por roturas de tracción. En tales casos, la superficie de rotura puede ser bastante irregular, ya que no se han producido desplazamientos tangenciales desde la formación de la fractura.

La figura 2.18 ilustra el primer caso donde la discontinuidad se debe a rotura por corte. En este proceso, la resistencia al corte a lo largo de la discontinuidad potencial alcanza un máximo para un pequeño desplazamiento, en el que

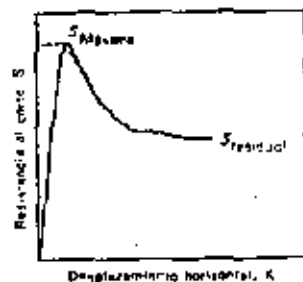


Figura 2.18 Resistencia al corte en función del desplazamiento (valores máximo y residual)¹¹

se produce la fractura. La resistencia al corte disminuye gradualmente al continuar el desplazamiento. Por último, con grandes desplazamientos la resistencia al corte tiende asintóticamente a un valor mínimo que corresponde a la resistencia residual¹¹⁻²¹.

En la figura 2.19 se muestran dos curvas de resistencia intrínseca trazadas a través de los valores máximo y mínimo de la resistencia al corte obtenida en muestras de roca bajo diferente carga normal N . La distancia vertical entre las dos curvas muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. Adviértase que la línea de resistencia residual no indica la existencia de cohesión y queda definida únicamente por el ángulo de resistencia residual al deslizamiento ϕ_r . Así pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de

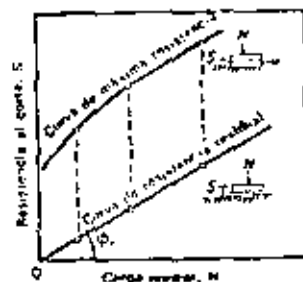


Figura 2.19 Curvas de resistencia intrínseca máxima y residual para muestras intactas¹¹

los desplazamientos relativos previos que se hayan producido entre las superficies rugosas.

El mecanismo de la resistencia al corte según superficies irregulares ha sido explicado por ensayos analógicos realizados por Patton^{22,23}. Este autor llevó a cabo ensayos de corte directo según planos horizontales, con muestras de yeso conteniendo un cierto número de «dientes» irregulares, como se indica en la figura 2.20. Se ensayaron muestras idénticas con diferentes cargas normales, pudiendo obtenerse una curva de resistencia intrínseca máxima OAB a través de los puntos de máxima resistencia al corte. Continuando los desplazamientos después de la rotura inicial y registrando para cada muestra

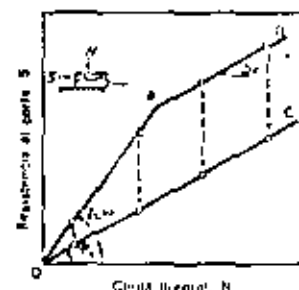


Figura 2.20 Curvas de resistencia intrínseca con superficies dearradas¹¹

la resistencia al corte residual, se pudo dibujar la curva de resistencia intrínseca residual, línea OC, correspondiente a estos resultados. La línea OA se obtuvo para cargas normales bajas y se puede expresar por:

$$S = N \operatorname{tg}(\phi_r + i), \quad (2.5)$$

donde S es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y ϕ_r es el ángulo de rozamiento por deslizamiento de una superficie plana sin pulir de yeso intacto. A efectos prácticos, ϕ_r es aproximadamente igual a ϕ_r . Las roturas por corte correspondientes a la línea OA venían acompañadas por desplazamientos relativos a la dirección de la fuerza tangencial. La línea AB se obtuvo con cargas normales mayores a las del caso en que la rotura se produjo por la base de los dientes, sin movimientos verticales de distancia.

La distancia vertical entre las líneas OAB y OC indica la pérdida de resistencia al corte por desplazamiento. Puede verse que, aunque no haya cohesión, existe una contribución real de la resistencia «cohesiva» interna de los dientes para cualquier carga normal distinta de cero. Esta contribución alcanza un valor máximo cuando los dientes se rompen por su base y se mantiene constante para cargas normales elevadas. Para la curva OA, la cohesión movilizada es directamente proporcional a la carga normal. Para la curva AB, la cohesión es independiente de la carga normal. Las curvas de resistencia intrínseca máxima con dos pendientes diferentes, como OAB, pueden explicarse por dos modos de rotura diferentes.

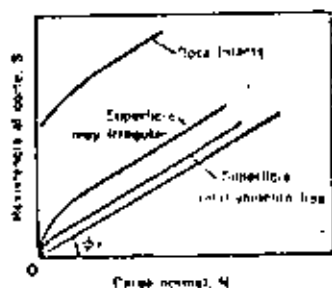


Figura 2.21 Posibles curvas de resistencia intrínseca de macizos rocosos¹²

La figura 2.21 muestra los tipos de curvas de resistencia intrínseca que pueden esperarse en macizos rocosos con la misma mineralogía y resistencia que la sustancia rocosa. La distancia vertical entre la curva de resistencia residual y la de resistencia máxima indica la resistencia correspondiente a las irregularidades naturales de la superficie de rotura para una carga normal dada.

La figura 2.22 muestra el diagrama de Mohr correspondiente a las resistencias al corte máximas obtenidas en muestras intactas, testigos de roca diaclasada y muestras serradas de monzonita cuarzosa¹². Los resultados correspondientes a las superficies serradas muestran un ángulo de rozamiento que no varía dentro de las presiones utilizadas. Este ángulo es probablemente muy próximo a ϕ_0 para la monzonita cuarzosa. Con tensiones normales bajas (menores de 210 kg/cm²) la curva de resistencia intrínseca máxima para las

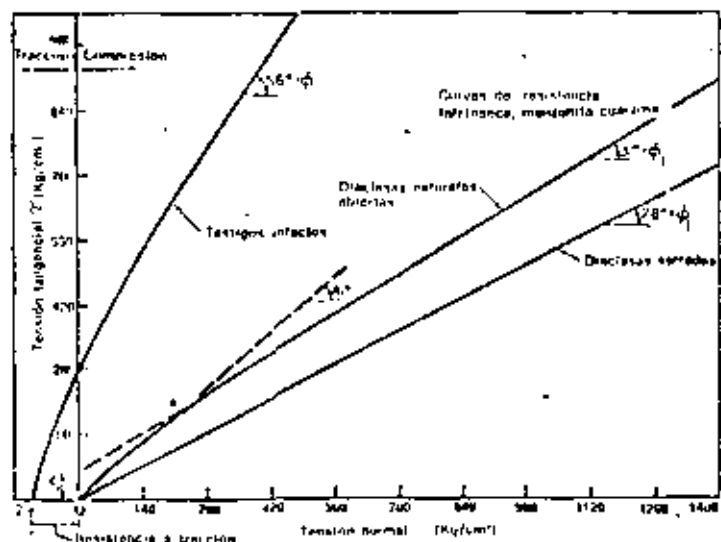


Figura 2.22 Resistencia de muestras intactas y diaclasadas de monzonita cuarzosa¹²

diaclasas naturales viene dada por la línea OA que corresponde a un ángulo de resistencia al corte aparente ($\phi - \phi_0 + i$) de 41°; así pues, las irregularidades parecen proporcionar un valor efectivo i de aproximadamente 13°. Para tensiones normales superiores a 210 kg/cm², cambia la forma de rotura y probablemente algunas de las irregularidades de la superficie de las diaclasas resulten degolladas. El diagrama de resistencia al corte para las diaclasas naturales a partir del punto A puede expresarse en la forma:

$$\tau = c_1 + \sigma \tan(\phi_0 + i) \quad (2.10)$$

donde c_1 , τ y σ tienen los significados indicados en la figura 2.22. Como puede verse, estos ensayos con rocas naturales diaclasadas mostraron casi el mismo comportamiento que los ensayos idealizados de Patton¹⁰.

Aunque la ecuación

$$\tau = \sigma \tan(\phi_0 + i) \quad (2.10)$$

sirve de base para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio o de campo con muestras diaclasadas, la aplicación práctica de este concepto

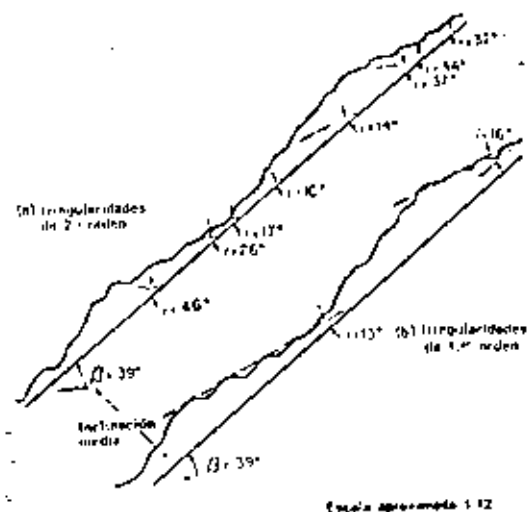


Figura 2.23 Ejemplo de una discontinuidad con irregularidades de 1.º y 2.º orden¹²

se apoya en la estimación *in situ* de i . La figura 2.23 muestra una superficie típica de diaclasa con valores de i de 14 a 40°. Puede advertirse que las irregularidades con mayores valores de i son también las más fácilmente degollables por tener la menor base. Por tanto, estas estrechas irregularidades son las más solicitadas bajo pequeños desplazamientos y, en cuanto algunas se rompen, la carga se transmite a las irregularidades más anchas y menos protuberantes. Por tanto, puede producirse en los taludes rocosos un mecanismo de rotura progresiva. Las medidas *in situ* realizadas por Patton¹¹ indican que un valor de i de 10-15° es razonable para la componente de resistencia debida a las irregularidades de las discontinuidades *in situ*.

Referencias

1. W. E. Brace, «Brittle fracture of rocks», *State of Stress in the Earth's Crust* (Ed. W. R. Judd), Elsevier, Nueva York, 1964.
2. C. Fairhurst, «On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, núm. 4, 535-546 (1964).
3. D. R. Reichmuth, «Correlations of force-displacement data with physical properties of rock for petrowise drilling systems», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 5th, 1963, Macmillan, Nueva York, pág. 33.
4. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rocks», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1965.
5. J. R. McWilliams, «The role of microstructure in the physical properties of rocks, en Testing Techniques for Rock Mechanics», *Am. Soc. Testing Mater., Spec. Tech. Publ.*, 175-189 (1966).
6. L. Oberst y W. J. Duvall, *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, Wiley, Nueva York, 1967.
7. S. Serdengecti y G. D. Bowser, «The effects of strain rate and temperature on the behavior of rocks subjected to triaxial compression», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 4th, *Bull. Mineral Ind. Expt. Sta., Penn. State Univ.*, núm. 76 (1961).
8. H. Rüsch, «Researches toward a general flexural theory for structural concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 32, núm. 3, 1-28 (1960).
9. R. G. Wuehler, «Influence of stress rate and other factors on strength and elastic properties of rocks», *Quart. Colo. School Mines*, 54, núm. 3, 3 (1959).
10. D. Watstein, «Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 24, núm. 8, 729 (1953).
11. L. Oberst, N. L. Windes y W. J. Duvall, «Standardized tests for determining the physical constants of mine rocks», *U. S. Bur. Mines. Rept. Invest.*, 3891 (1966).
12. U. S. Bur. Reclamation, «Triaxial compression tests of salt rock cores for the U. S. At. Energy Comm., Project Dribble Concrete and Structural Br., Lab. Rept. núm. C-1043, Denver, Colo., 1962.
13. U. S. Corps Engrs., «Tests for strength characteristics of a schistose gneiss», MRD Lab. núm. 60126, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1965.
14. J. Handin, H. G. Heard y J. N. Magouirk, «Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates», *J. Geophys. Res.*, 72, núm. 2, 611-640 (1967).
15. P. Kratz, «Rockwell hardness as an index property of rocks», *M. S. Thesis*, Univ. Illinois, 1964.
16. U. S. Army W. E. S., «Project dribble, petrographic examination and physical tests of cores, Tutam Salt Dome, Mississippi», Tech. Rept. núm. 6-614, U. S. Army Waterways Exptl. Sta., Vicksburg, Mississippi, 1963.
17. Shannon y Wilson, Inc., «Report on *in situ* rock tests, Dworshak Dam site, for U. S. Army Engineer District, Walla Walla, Corps Engrs., Seattle, Washington, 1964.
18. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rocks», *Symp. Rock Mech.*, 5th, *Minnesota, 1966 (AIME)*, 1967.
19. R. G. T. Lane, «Rock foundations: Diagnosis of mechanical properties and treatment», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 8.
20. W. R. Judd, «Some rock mechanics problems in correlating laboratory results with prototype reactions», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 2, núm. 2 (1965).
21. U. S. Bur. Reclamation, «Morrow Point Dam and powerplant foundation investigation», *Water Resources Tech. Publ.*, Denver, Colo., 1965.
22. L. O. Rice, «*In-situ* testing of foundation and abutment rock for dams», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 5.
23. K. Kawabuchi, «A study of strain characteristics of a rock foundations», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 11.
24. C. Lotti y M. Benamato, «Excursion and controls of consolidation works carried out in the foundation rock of an arch gravity dam», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 37.
25. D. U. Deere, comunicación privada.
26. T. V. Onoderá, «Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 5th, *Minnesota, 1966*, Pergamon, Nueva York, págs. 517-531.
27. H. Link, «Evaluation of elasticity moduli of dam foundation rock determined seismically in comparison of those arrived at statically», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 45.
28. C. Jaeger, «Rock mechanics for dam foundations», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964, Suppl.*, 3-19.
29. W. C. Mauser, «Shear failure of rock under compression», *Soc. Petrol. Engrs. J.*, 5, núm. 2, 167-176 (1963).
30. F. D. Patton, «Multiple modes of shear failure in rocks», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech.*, 1st, *Lisboa, 1966*, 1, 509-514.
31. F. D. Patton, «Multiple modes of shear failure in rock and related materials», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1966.
32. U. S. Corps Engrs., «Strengthening of rock against shock effects, Piedriver Project», MRD Lab. núm. 6199, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1964.



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

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

CONSIDERACIONES GEOLOGICAS

Mayo, 1981

Consideraciones geológicas*

D. W. Deere

1.1 Introducción

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

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

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

* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald W. Deere, titulados provisionalmente, *Engineering Geology* (Geología aplicada a la Ingeniería) y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Esta reproducida con la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 141, 111.

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

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

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

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

1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

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

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

* Para obtener mayor detalle, en todo el texto, *Johns* por *diaclasas*, aunque cabe establecer diferencias entre éstas, las *fracturas* y algunos otros tipos de discontinuidades fracturadas (*N. del T.*).

pama de . . . res para cualquier tipo de roca donde queda comprendido el valor de una cierta propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser desalentadoramente grande; para otros, bastante más pequeño. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2,500 kg/cm²; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm², aproximadamente. La dureza de una cuarcita será elevada y prácticamente constante, mientras que la de una arenisca será muy baja o muy alta según el tipo y grado de cementación.

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

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

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

1.3 Clasificación de las rocas en ingeniería

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

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

Tabla 1.1 Clasificación de la roca íntacta *

I. Basada en la resistencia (σ_c)

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)	
A	Resistencia muy alta	> 2,250	27.50
B	Resistencia alta	1,120-2,250	14.0 - 27.5
C	Resistencia media	560-1,120	7.0 - 14.0
D	Resistencia baja	280-560	3.5 - 7.0
E	Resistencia muy baja	< 280	< 3.5

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2,250 kg/cm² ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2 Clasificación* de la roca íntacta *

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

Clase	Descripción	Módulo relativo*
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

* Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, HM, LM, CM, etc.

* Módulo relativo = E_r/σ_c

siendo E_r = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura, σ_c = resistencia a compresión simple.

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

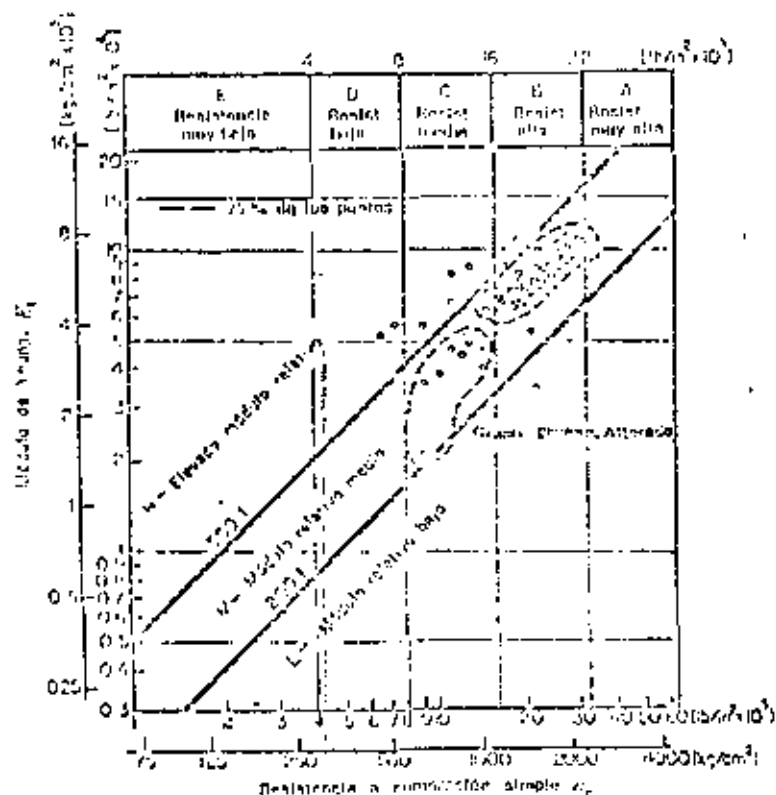


Figura 1.1. Clasificación de rocas íntactas de la familia del granito (30 muestras, 16 emplazamientos, varios investigadores).
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BI, BL, etc.

calizas porosas, las variedades más esquistosas de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, y los mica y talcoesquistos). Las categorías D y E, de resistencia baja o muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca frías, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas químicamente de cualquier litología.

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad (E_1). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho,

se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple, el *módulo relativo**, según se indica en la tabla 1.2.

Puede emplearse un diagrama de clasificación como el de la figura 1.1. Los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad se han representado en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores. Las categorías de resistencia se indican en la parte superior de la figura. El mó-

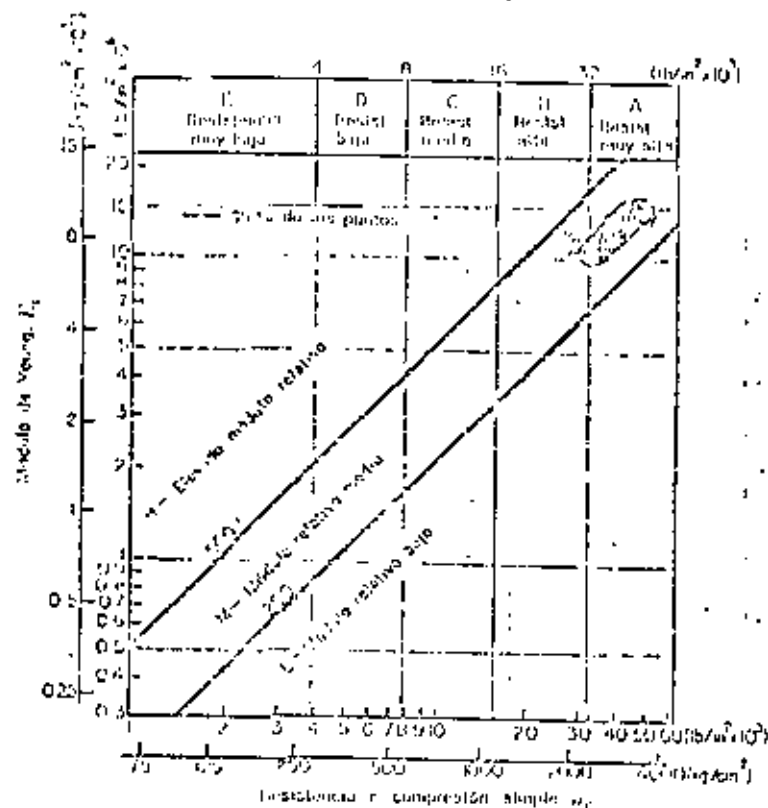


Figura 1.2. Clasificación de rocas íntactas (Dioritas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores).
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BI, BL, etc.

dulo relativo se deduce de la posición respecto a las diagonales. La zona central viene limitada por una línea superior con un módulo relativo de 200:1 y una línea inferior correspondiente a un módulo de 20:1. Esta zona se designa con la letra M, o zona de módulo relativo *media*. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría. En ella están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas. Los puntos marcados en la figura 1.1 representan 30 muestras de granito corres-

* Traducción arbitraria que propusemos para la *modulus ratio* del texto original (N. del T.).

pendientes a 16 localidades. La figura 1.2 muestra los resultados de 26 probetas de diabasa, roca ígnea débil y uniforme de grano fino a medio. Se advierte que los resultados son más uniformes y que la roca entra principalmente en la clasificación AM, roca de muy alta resistencia con un módulo relativo medio. En la figura 1.3 aparecen los resultados de 70 muestras de basalto y otras rocas volcánicas de grano fino. Como era de esperar, los resultados abarcan una

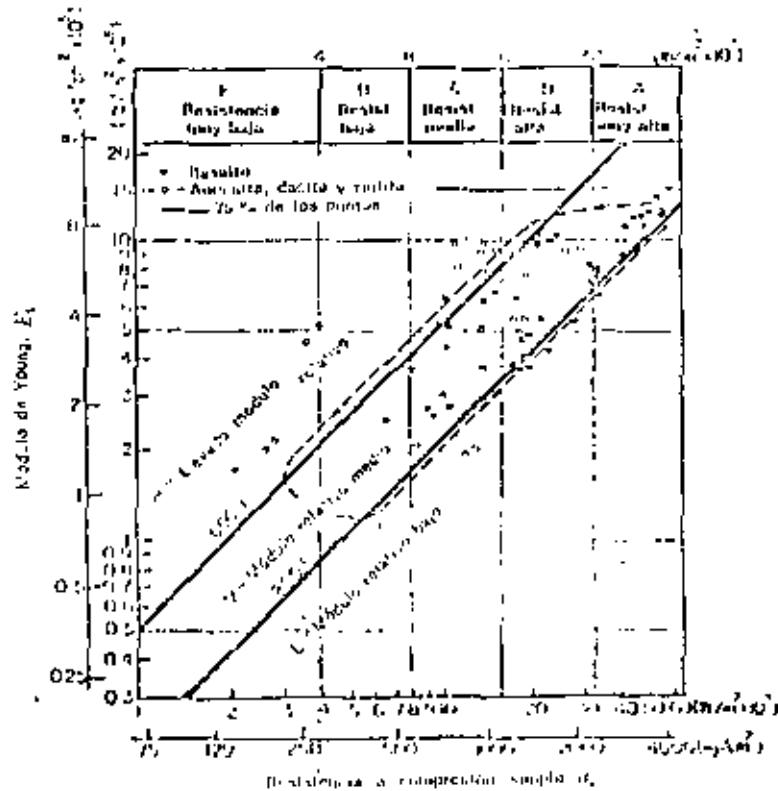


Figura 1.3. Clasificación de rocas ígneas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores).
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BT, etc.

amplia gama de valores debido a la variación en la mineralogía, porosidad, tamaño del grano y estructura de cristalización. El diagrama resumen de las rocas ígneas se indica en la figura 1.4.

En la figura 1.5 aparece el diagrama resumen de las rocas sedimentarias. Se advierte que las calizas y dolomías entran principalmente en las categorías de resistencia B y C aunque algunas muestras son del tipo A, de muy elevada resistencia, o D, rocas muy débiles. Los detalles de estas calizas y dolomías se indican en la figura 1.6. Puede verse que muchos de los puntos caen próximos a la línea superior (módulo relativo 500:1) o por encima de ella. Esta situación

parece deberse a su particular estructura (compacta) y no a la doble (caliza y dolomía). Los diagramas correspondientes a la arenisca y arena arcillosa, en la figura 1.5 aparecen abarcos por su extremo inferior debido a que diversas probetas se rompieron con presiones inferiores a 75 kg/cm². Se aprecia que tanto la envolvente de las areniscas como la de las pizarras, entran en la zona de módulo relativo bajo. Esta situación es el resultado de la anisotropía creada

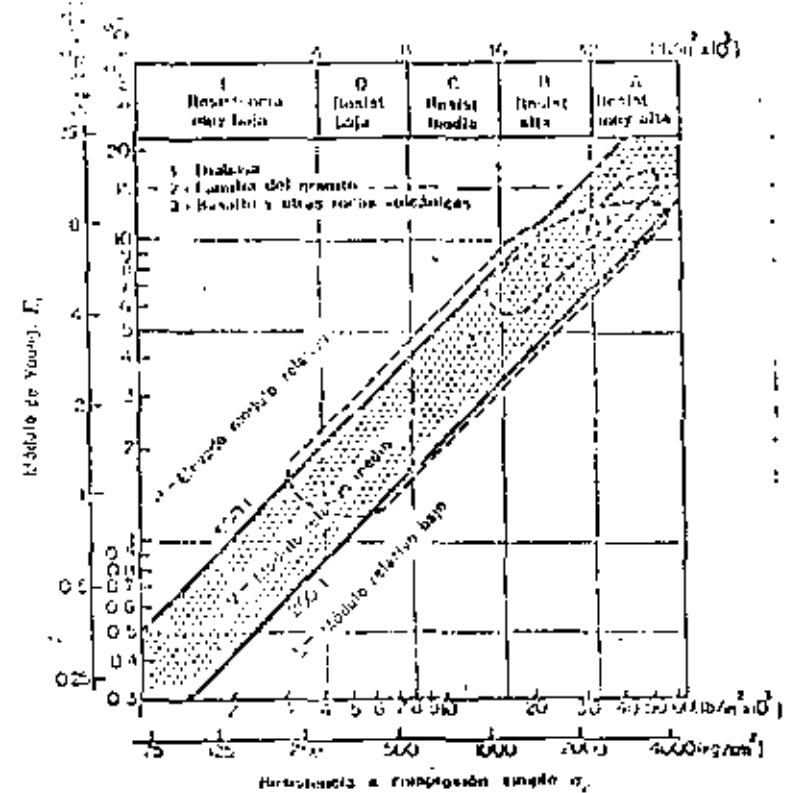


Figura 1.4. Clasificación de rocas ígneas-Resumen de rocas ígneas (176 muestras, 75% de los puntos).

E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BT, etc.

por la estratificación o esquistosidad. Los módulos relativos son bajos ya que casi todas las muestras se ensayaron con el eje de carga normal al plano de estratificación. Esta orientación no moldea la resistencia pero da lugar a módulos bajos por efecto de la deformación originada por el cierre de los planos de estratificación incipientes y la alineación de los minerales, la mayoría de los cuales son aplanados, especialmente en las pizarras.

El diagrama resumen de las rocas metamórficas aparece en la figura 1.7. La dispersión de los resultados es superior a la de los otros tipos de rocas por la gran variación de mineralogía y grado de anisotropía. La mayoría de las

rocas cuarcíticas aparecen clasificadas como AM, en la misma posición que otras tipos de rocas densas, de granos iguales y estructura compacta, como la diátraxa y los basaltos densos. Los gneis vienen representados de forma semejante a los granitos pero con una resistencia media algo menor y una mayor dispersión en el módulo relativo. La dispersión adicional proviene de la mayor variación de mineralogía respecto al granito y a la anisotropía por efecto de

tencia por efecto de roturas prematuras según los planos de esquistosidad con fuerte buzamiento. Por otro lado, la envolvente de las muestras con un pequeño ángulo de esquistosidad (45° o menos respecto a la horizontal) cae en la zona de módulos relativos bajos. En este caso, la resistencia no resulta muy afectada por la esquistosidad pero el módulo de elasticidad es bajo por efecto del cierre de las microfisuras paralelas a los planos de esquistosidad. La envolvente del

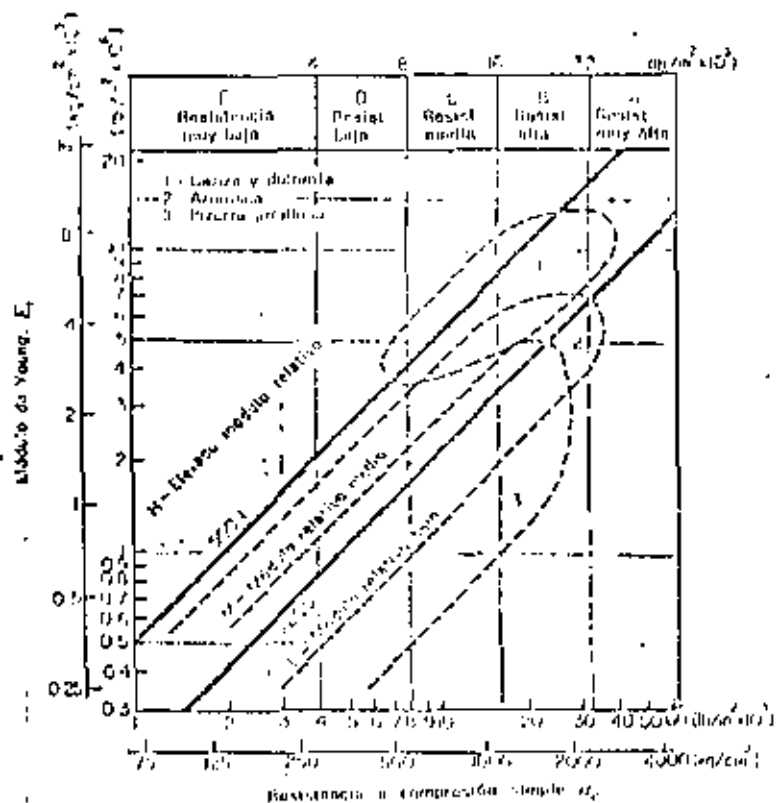


Figura 1.5 Clasificación de rocas ígneas-Resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75% de los puntos)¹

E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

la esquistosidad. Muchos de los puntos que caen en la zona de elevado módulo relativo representan roturas según bandas esquistosas de muestras con una fuerte foliación.

Quizá el diagrama más interesante es el de los esquistos. La envolvente 4a (fig. 1.7) corresponde a muestras con una esquistosidad orientada hacia la vertical, es decir con un ángulo elevado (45° o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo relativo de la mayoría de las muestras no corresponde tanto a un valor inherentemente alto sino más bien a un caso de baja resis-

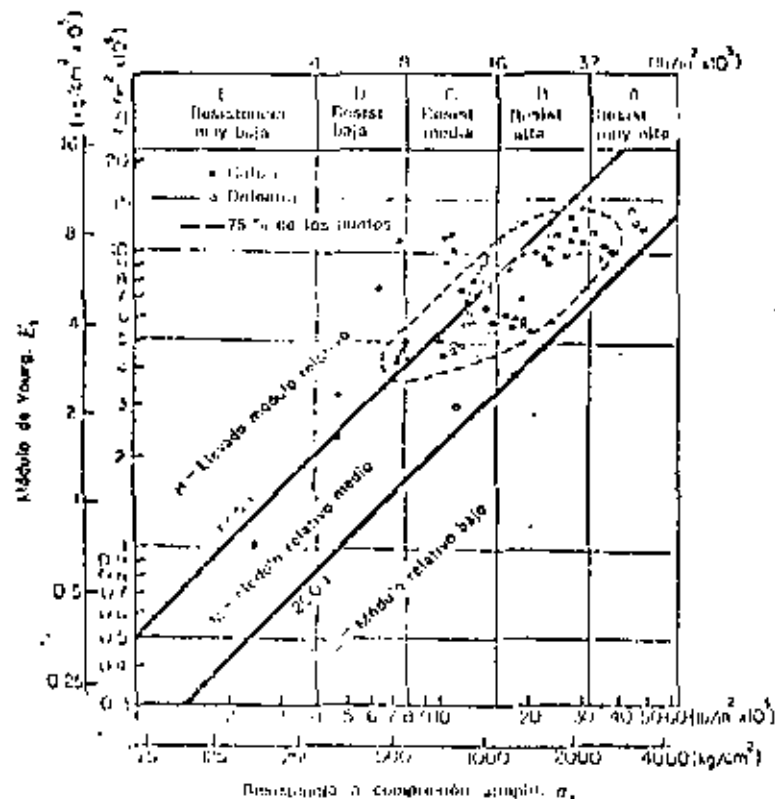


Figura 1.6 Clasificación de rocas ígneas-Caliza y dolomita (77 muestras, 22 ensayos, varios investigadores)¹

E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

máximo (fig. 1.7) corresponde a un pequeño número de muestras y, aunque 15 de las 22 muestras ensayadas quedaron comprendidas en esa envolvente, se necesitan más resultados para poder generalizar. De hecho parece que el elevado módulo relativo se corresponde con la tendencia de las calizas y dolomitas que contienen los mismos minerales.

En el diagrama resumen de las rocas metamórficas es significativo que la envolvente de los gneis se superponga con la de las cuarcitas y con las dos envolventes de los esquistos. Esta posición de transición indica una complejidad creciente de mineralogía y estructura, pasando de las cuarcitas a los gneis y

de éstos a los esquistos. Los diagramas resumen de las rocas ígneas y de las rocas sedimentarias muestran características semejantes en cuanto a las diferencias de mineralogía y estructura.

La clasificación propuesta se considera útil y manejable. Está basada en la resistencia a compresión simple y en el módulo de elasticidad —dos propiedades físicas importantes de la roca que intervienen en la mayoría de los

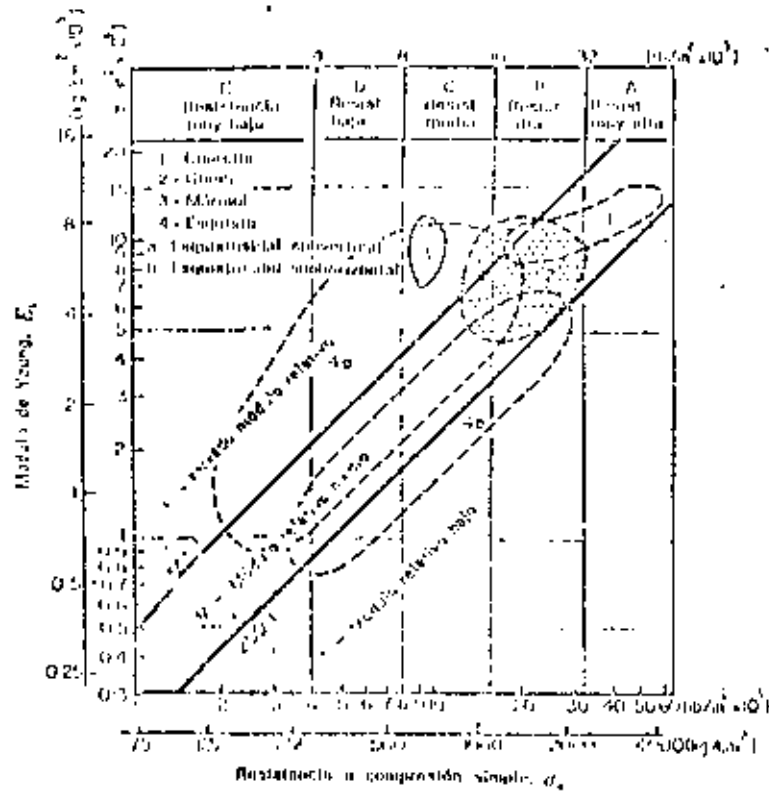


Figura 1.7. Clasificación de rocas ígneas—Resumen de rocas metamórficas (157 muestras, 75 % de los puntos).

E_s es módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura. La roca se clasifica como AM, BI, BII, etc.

problemas de ingeniería. La clasificación también considera la mineralogía, textura, estructura y dirección de anisotropía de la roca, de forma que tipos específicos de roca caen dentro de áreas determinadas del diagrama de clasificación. La clasificación completa debería incluir también la descripción litológica, por ejemplo, *Caliza, alta resistencia, elevado módulo relativo (BII); grano fino, densa, uniforme.*

1.4. Características estructurales de los macizos rocosos

Desde el punto de vista de la Mecánica de Rocas tiene una gran importancia cualquier estructura geológica que pueda influir sobre las propiedades de la roca *in situ*, como la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad. Las singularidades estructurales más comunes son las diaclasas, los planos de estratificación y esquistosidad y las fallas. Debido a que constituyen discontinuidades planas o casi-planas tienen un importante efecto anisótropo sobre las propiedades del macizo rocoso.

1.4.1. Representación de las discontinuidades geológicas

Es importante representar cuidadosamente todas estas estructuras geológicas indicando su emplazamiento, orientación (dirección y buzamiento) y separación. Deben también describirse las características físicas. Se ha advertido que, incluso en los testigos rocosos obtenidos por perforación con diamante, puede observarse la abertura e irregularidad de las superficies de discontinuidad así como el tipo de material de relleno entre o a lo largo de superficies adyacentes, siendo conveniente registrar estos datos. Los términos *abierto* o *cerrado* pueden aplicarse para describir el grado de abertura; *plano*, *curva* o *irregular* para señalar la homogeneidad del perfil; y *pulida*, *lisa* o *rugosa* para indicar la textura superficial. También deberían obtenerse valores numéricos siempre que fuera posible medirlos.

Los reconocimientos de campo pueden dar resultados muy útiles respecto a las características citadas. Sin embargo, debe tenerse cuidado en no sacar conclusiones erróneas de las medidas, por las razones siguientes: en primer lugar, los afloramientos pueden no ser lo suficientemente numerosos para proporcionar una muestra representativa estadísticamente; en segundo lugar, las discontinuidades principales, como fallas o zonas de fallas múltiples, pueden no ser visibles por efecto de la erosión o una meteorización profunda que las haya enmascarado; en tercer lugar, los afloramientos pueden no tener una exposición tridimensional suficiente para permitir determinar el número real y la separación de todas las discontinuidades (ver, por ejemplo, Terzaghi¹⁰); y, por último, las discontinuidades profundas pueden diferir considerablemente de las que aparecen superficialmente. Por estas razones, suele ser conveniente realizar los levantamientos no sólo en la superficie sino en pozos de reconocimiento, galerías y sondeos.

Se emplean dos métodos principales para realizar representaciones gráficas a partir de sondeos. Un método utiliza el testigo orientado¹¹; el otro parte de la fotografía, bien por medio de la televisión¹² o en película en color¹³. La ventaja de los métodos fotográficos es que puede obtenerse cierta información sobre el ancho de las singularidades estructurales, permitiendo saber si están abiertas o rellenas de otro material.

1.4.2. Presentación de los resultados

Los datos obtenidos por observación directa de las discontinuidades geológicas pueden representarse de dos formas básicamente diferentes: 1) como un plano de situación real, con las distintas singularidades estructurales identificadas en lo referente a su tipo, características físicas, orientación y emplaza-

miento, y 2) como diagramas estadísticos señalando las frecuencias relativas de las discontinuidades de diferentes orientaciones encontradas en el lugar. Ambos sistemas tienen sus ventajas y también sus limitaciones.

El primer tipo de representación es preferible para un empleo general. Permite dibujar secciones transversales de cualquier zona espacialmente crítica de una obra, como un estrón, un desmonte escarpado o las paredes de una gran excavación subterránea, permitiendo ver inmediatamente cualquier discontinuidad orientada peligrosamente. La ausencia de una estructura geológica de orientación crítica en tales secciones no significa necesariamente que no pueda existir; únicamente quiere decir que no fue advertida en el programa de reconocimiento. Deben examinarse los datos de las zonas circundantes para ver si, estadísticamente, puede tener alguna probabilidad de presentarse una discontinuidad crítica.

La situación real de las similitudes puede representarse en un plano: para los pozos y galerías de reconocimiento se recomiendan las secciones desarrolladas. La orientación se suele representar mediante un símbolo apropiado de dirección y buzamiento. El diagrama cuadrado de Wülfel constituye también una forma práctica excelente para representar los datos.

Los diagramas estadísticos pueden ser de diversos tipos. Los dos más comunes son la roseta de diéclisis¹¹ y la proyección estereográfica^{12,13,14}. La ventaja del diagrama estadístico es que permite reunir un gran número de observaciones dispersas en torno a un origen único, componiendo una figura de la que se pueden sacar conclusiones¹⁵. El diagrama estadístico es útil para obtener una indicación sobre las condiciones «medias». En algunos casos puede servir para definir las direcciones de excavación, etc., haciendo mínimas los problemas de estabilidad. Debe señalarse una vez más, sin embargo, que el factor más importante en un determinado emplazamiento suele no ser el estado «medio», sino la presencia de una estructura geológica de orientación crítica como una zona debilitada, una falla o una diéclisis principal.

1.5 Clasificación de las rocas «in situ» para obras de ingeniería

Además de la representación gráfica o estadística de las discontinuidades geológicas conviene disponer de alguna forma de clasificación que permita la caracterización del macizo rocoso. El objeto de esta clasificación es facilitar la comunicación entre los geólogos, técnicos de Mecánica de Rocas, ingenieros proyectista, y contratista. Para unificar la terminología en la descripción de las diéclisis, Deere¹⁶ ha hecho la propuesta que figura en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Terminología descriptiva para la separación entre diéclisis*

Término descriptivo	Separación entre diéclisis
Muy juntas	Menor de 5 cm
Próximas	5 cm-30 cm
Bastante próximas	30 cm-1 m
Separadas	1 m-3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

A continuación se describen dos métodos generales para determinar la calidad de la roca en un determinado emplazamiento a partir del porcentaje de fracturas y del grado de alteración. En un método, la clasificación se basa en el testigo recuperado de un sondeo. En el otro se emplea la velocidad sísmica.

1.5.1 Índice de calidad de las rocas, RQD*

El índice de calidad (RQD) se basa en la recuperación modificada de testigo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto.

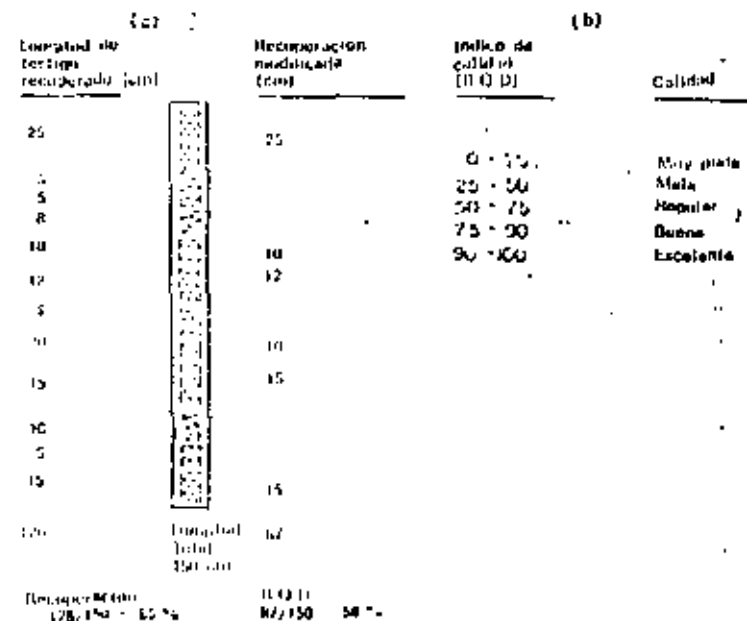


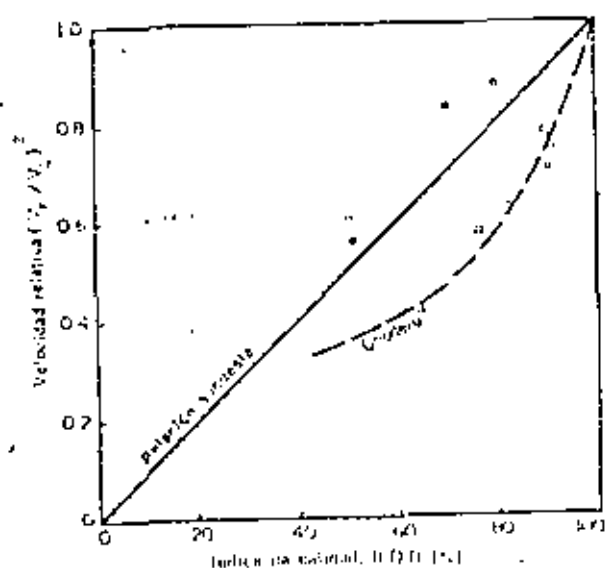
Figura 1.8 La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca¹⁶

En la figura 1.8 se muestra un ejemplo correspondiente a un sondeo de 150 cm. En este caso particular la recuperación total de testigo fue de 128 cm, con un porcentaje de testigo recuperado del 85%. Con la modificación, sólo se tiene en cuenta 87 cm, siendo el RQD del 58%. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total.

Si el testigo se ha roto por el manejo o por el proceso de perforación (por ejemplo, cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diéclisis naturales), se juntan los trozos partidos y se cuentan

* Rock Quality Designation.

La velocidad sísmica se determina en laboratorio con un testigo sometido a una tensión axial igual a la sobrecarga de peso propio calculada para la profundidad a la que se tomó la muestra, y con una humedad equivalente a la supuesta para la roca *in situ* (es decir seca o saturada). Preferentemente la velocidad sísmica en el terreno debe determinarse por la velocidad ascendente en un sondeo o la transversal entre sondeos o galerías de reconocimiento próximas, ya que con estas medidas se pueden reconocer zonas particulares homogéneas con más precisión que con la sísmica de refracción superficial.



- Esquistos de Manhattan-6 sondeos
- Tufa de Bismar Mesa-redada de dos emplazamientos
- △ Alcurita de Hackensack

Figura 1.11 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD¹⁰

En la figura 1.11 se muestra una correlación entre el cuadrado de la velocidad relativa (V_p/V_s) y el RQD. De los limitados datos recogidos se deduce que el cuadrado de la velocidad relativa puede utilizarse de forma equivalente al RQD en estudios de ingeniería. Sin embargo, se requiere un mayor número de datos para ampliar el conocimiento de la relación existente entre ambos índices de calidad. Se verá en los capítulos 2 y 7 que estas descripciones de la calidad de los macizos rocosos pueden relacionarse con las propiedades mecánicas *in situ*.

1.6 Estado tensional *in situ*

El estado de tensiones natural que existe en un punto en el interior de un macizo rocoso es función de todos los procesos geológicos interiores que han actuado sobre éste. Por supuesto, es imposible conocer con un cierto grado de

precisión todos los acontecimientos ocurridos. Incluso conociendo la historia geológica completa, no sería posible determinar el estado tensional por ignorar las propiedades características del material bajo condiciones de larga duración y el mecanismo real de deformación por efecto de la subspresión, erosión, etc.

No existe la menor justificación para suponer que la tensión horizontal, a una cierta profundidad bajo una superficie horizontal, está relacionada con la sobrecarga de peso propio, de acuerdo con la teoría elástica, por el factor $\nu/(1-\nu)$ donde ν es el módulo de Poisson. Cualquier fenómeno geológico ha podido hacer que la tensión horizontal difiera significativamente de este valor. Por ejemplo, en una zona de hundimiento regional activo, el centro de la misma habrá sufrido deformaciones de compresión, mientras que la periferia habrá estado sometida a tracciones. Evidentemente, las tensiones horizontales en el centro serán muy superiores a las de los bordes. Análogamente, los movimientos tectónicos profundos que producen plegamientos, formación de montañas, fallas de gravedad y empuje, darán lugar a ciertos estados tensionales, características estructurales y condiciones de contorno que diferirán grandemente de las consideradas por la teoría elástica. Además, la fluencia, la relajación y la reducción de tensiones por erosión o meteorización originan tales modificaciones del estado tensional que localmente habrá grandes diferencias respecto a las tensiones inducidas inicialmente.

Como conclusión, es evidente que las tensiones *in situ* no pueden determinarse a partir de la geología de la zona ni, en el estado actual de conocimientos, mediante cálculos con las ecuaciones de la mecánica. El único método práctico para obtener una estimación del estado tensional consiste en medidas en el propio terreno, un tema que se discutirá en los capítulos 5 y 6.

Referencias

1. D. E. Condes, «Classification of rocks for rock mechanics», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, 321-329 (1964).
2. D. E. Condes y R. D. Parsons, «Experimental criteria for classification of rock substances», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 3, 181-189 (1966).
3. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», *Ph. D. Thesis, Univ. Illinois, 1965*.
4. D. U. Deere y R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, Nuevo México, 1966.
5. D. U. Deere, «Elemental description of rock cores for engineering purposes», *Rock Mech. Eng. Geol.*, 1, 18-22 (1963).
6. R. D. Terzaghi, «Sources of error in joint surveys», *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
7. D. S. Rowley, C. A. Bark y T. Mangel, *Oriented Core*, Christensen Diamond Products Co., Salt Lake City, Utah.
8. L. Müller, *Der Feitstein*, Ferdinand Enke, Stuttgart, 1963.
9. E. B. Burwell y R. H. Neshitt, «The NX-borehole camera», *Trans. AIME*, 194, 805-808 (1954).
10. K. John, «An approach to rock mechanics», *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, 88, 1 (1962).
11. D. P. Kryning y W. R. Judd, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill, Nueva York, 1957.
12. E. B. Knapp, «Petrofabrics in structural geology», en *Behavior of Materials in the Earth's Crust (2nd Ann. Symp. Rock Mech.)*, *Quart. Colo. School Mines*, 52, 99-111 (1957).

13. P. C. Badgley, *Structural Methods for Exploration Geologist*, Harper and Brothers, Nueva York, 1959.
14. P. C. Badgley, *Structural and Tectonic Principles*, Harper and Row, Nueva York, 1968.
15. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rock», *Symp. Rock Mech., 8th, Minnesota, 1966 (AIME, 1967)*.
16. T. F. Onoderá, «Dynamic investigation of foundation rocks in silt», *Proc. Symp. Rock Mech., 5th, Minnesota, 1963*, Pergamon, Nueva York, págs. 517-533.

445 141



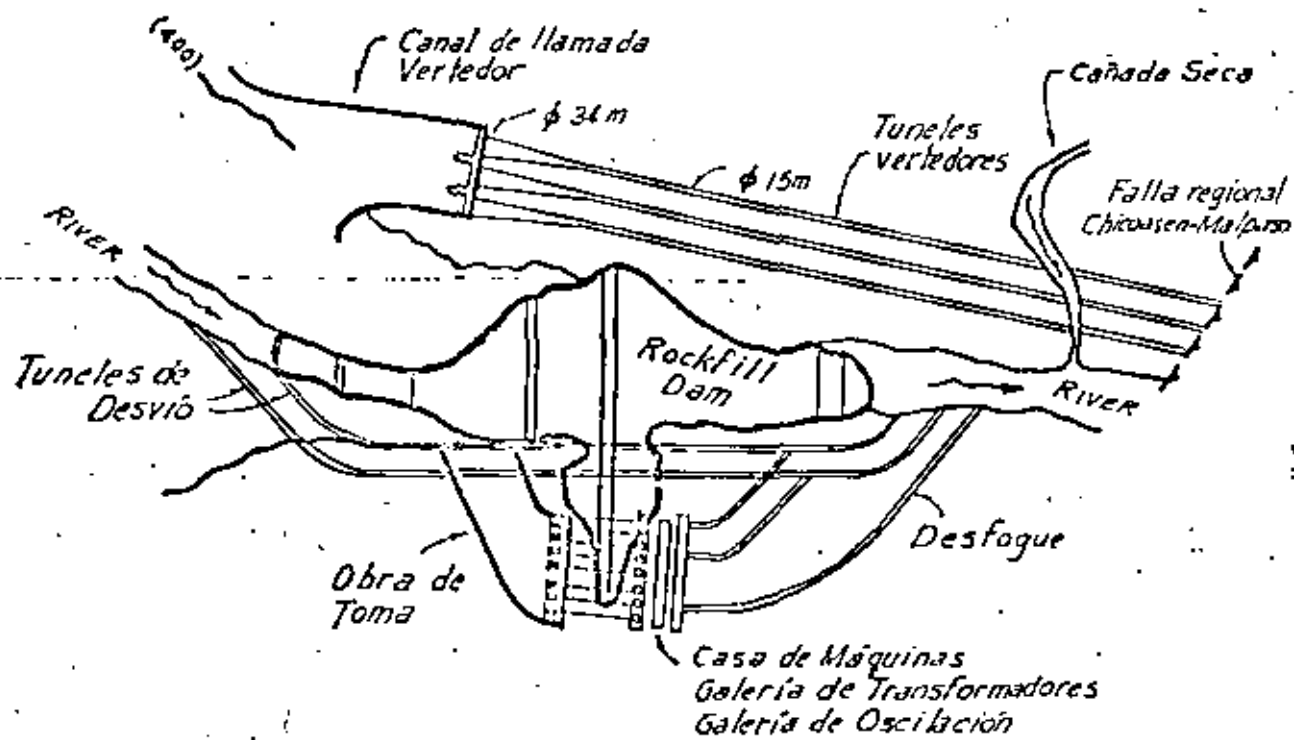
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

EXPLOSIVOS

Ing Raúl Cuellar-Borja...

Mayo, 1981



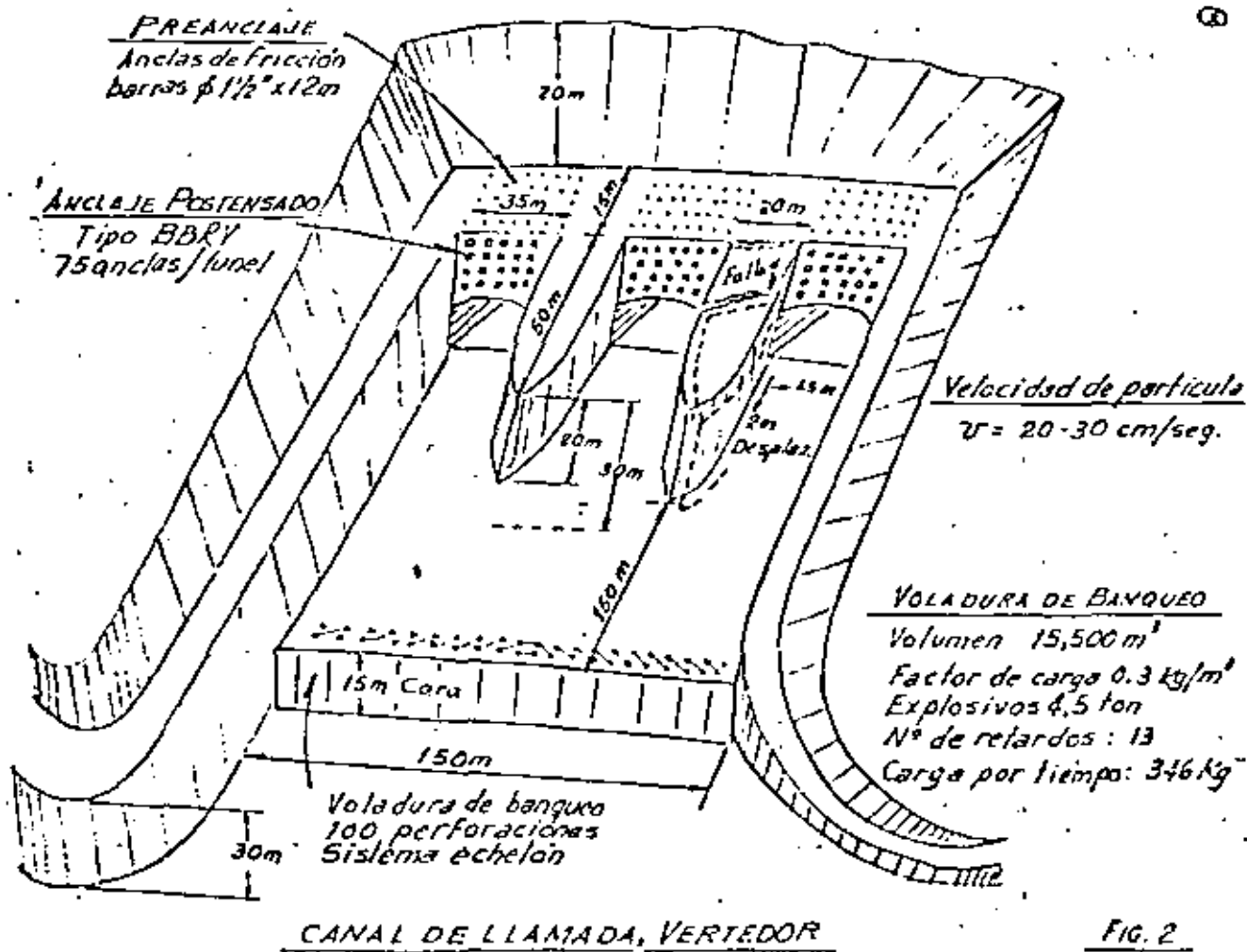
PLANTA

8 Unidades de 300MW

P.H. CHICOASEN — Altura 264 m

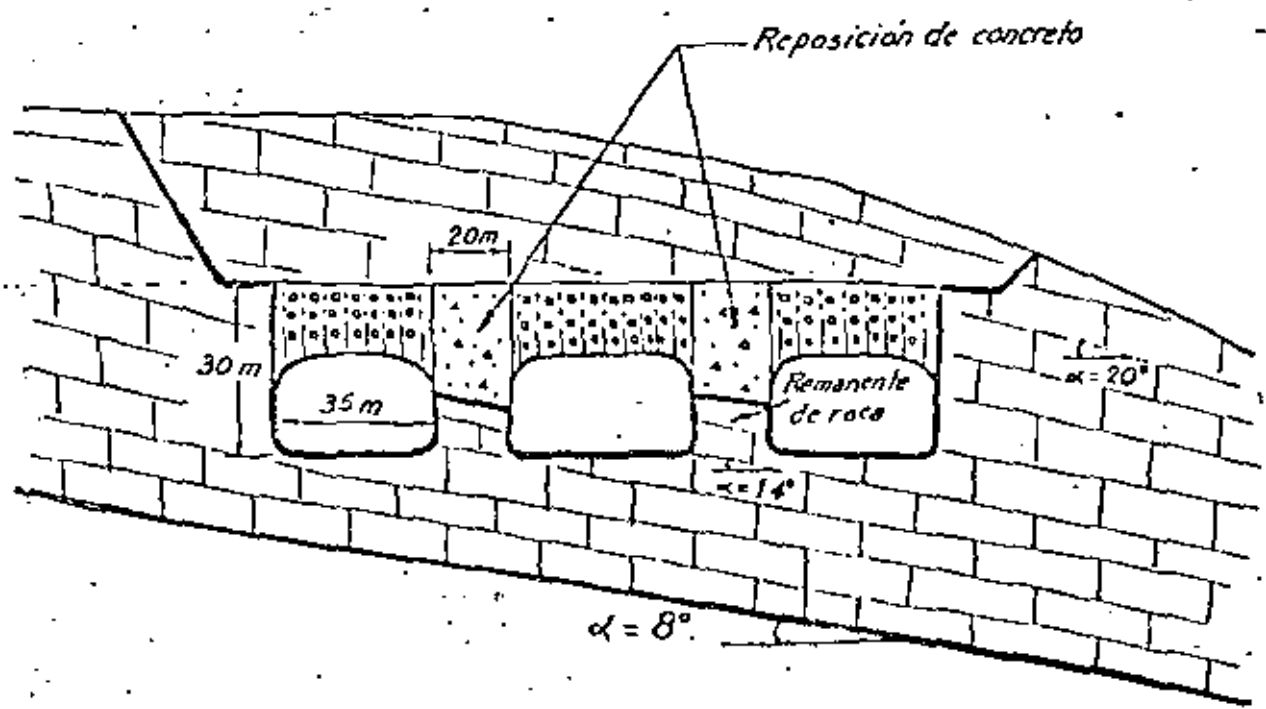
Volumen $14 \times 10^6 m^3$

Fig. 1



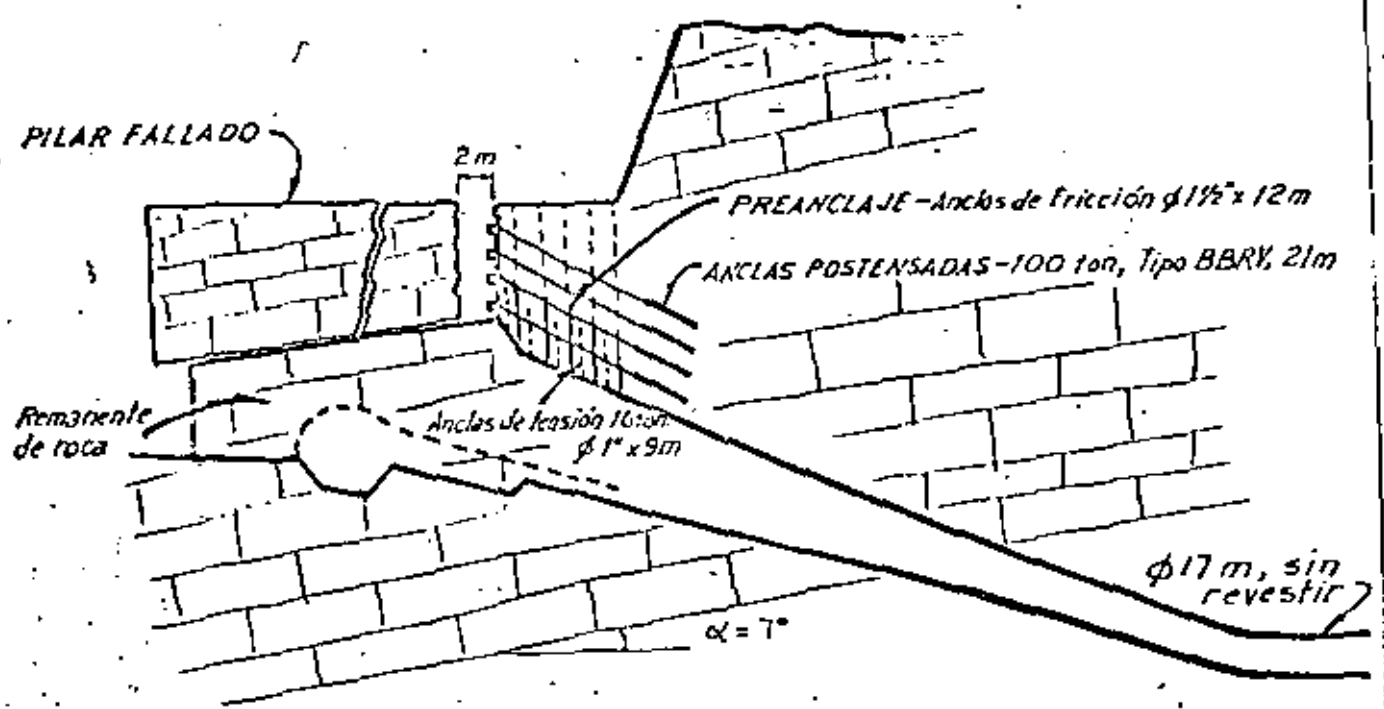
CANAL DE LLAMADA, VERTEADOR

Fig. 2



SECCION TRANSVERSAL
CANAL DE LLAMADA, VERTEDEDOR

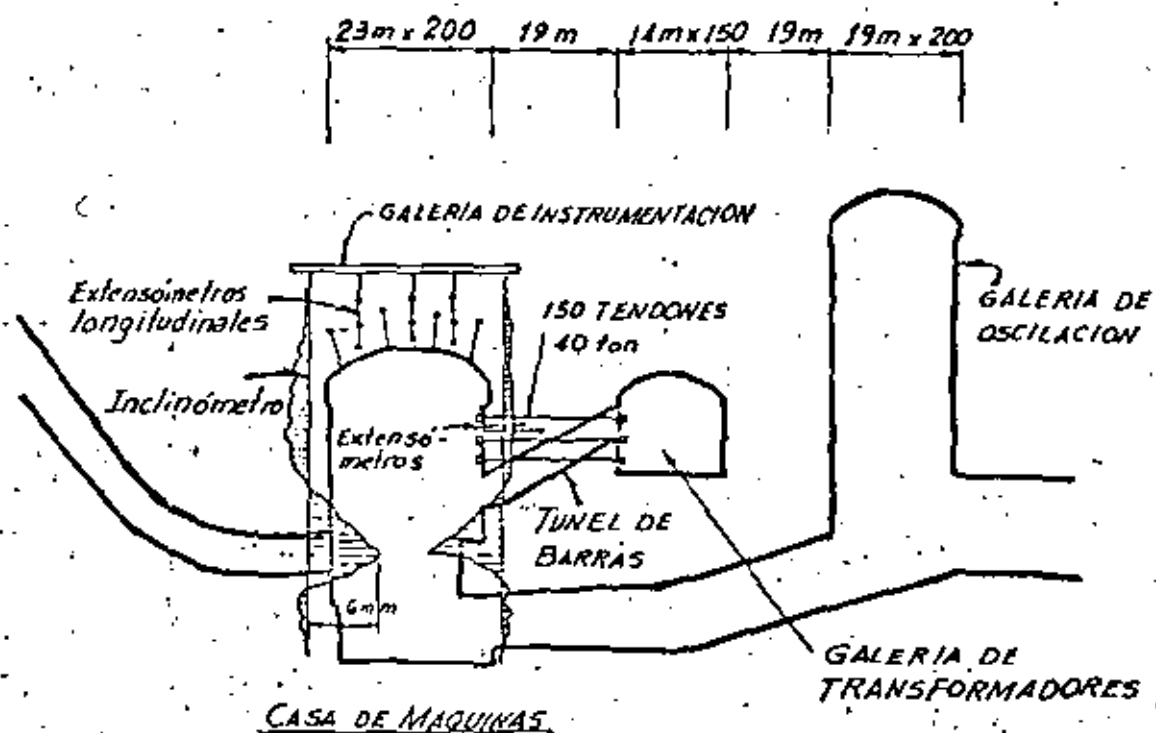
FIG. 3



SECCION LONGITUDINAL
CANAL DE LLAMADA, VERTEDEDOR

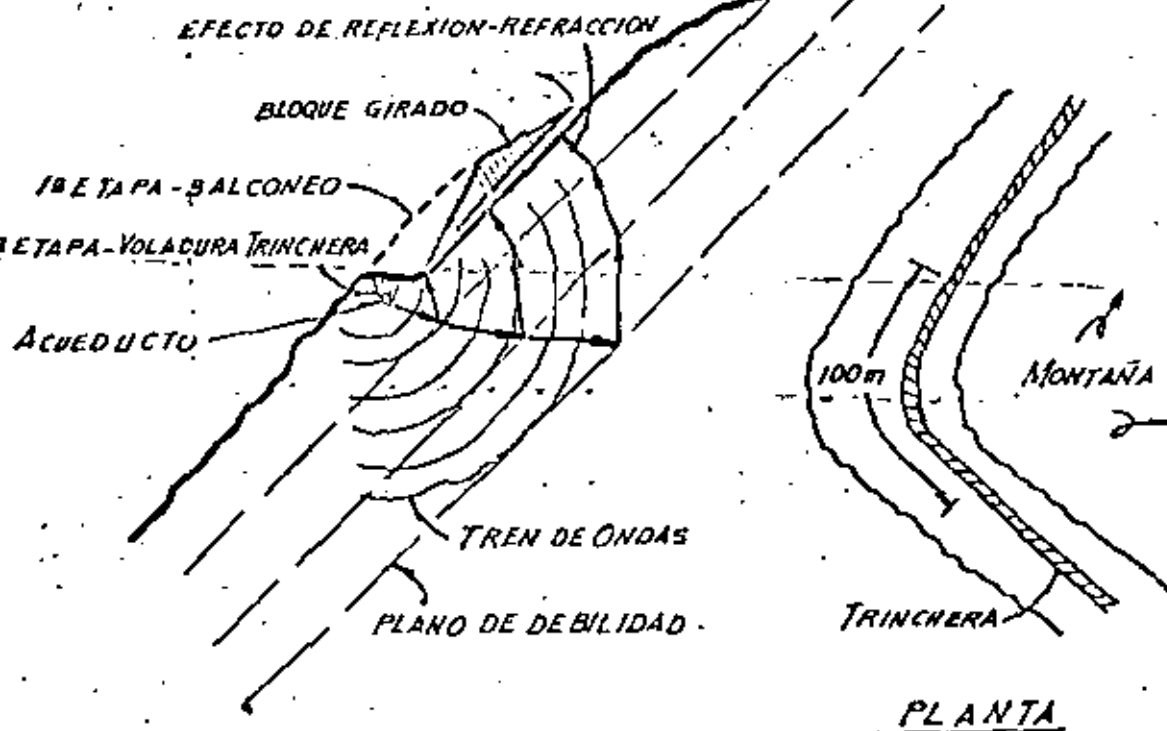
FIG. 4





SECCION TRANSVERSAL
PLANTA HIDROELECTRICA, CHICOASEN
(CALIZAS)

FIG. 5



SECCION TRANSVERSAL DEL TALUD

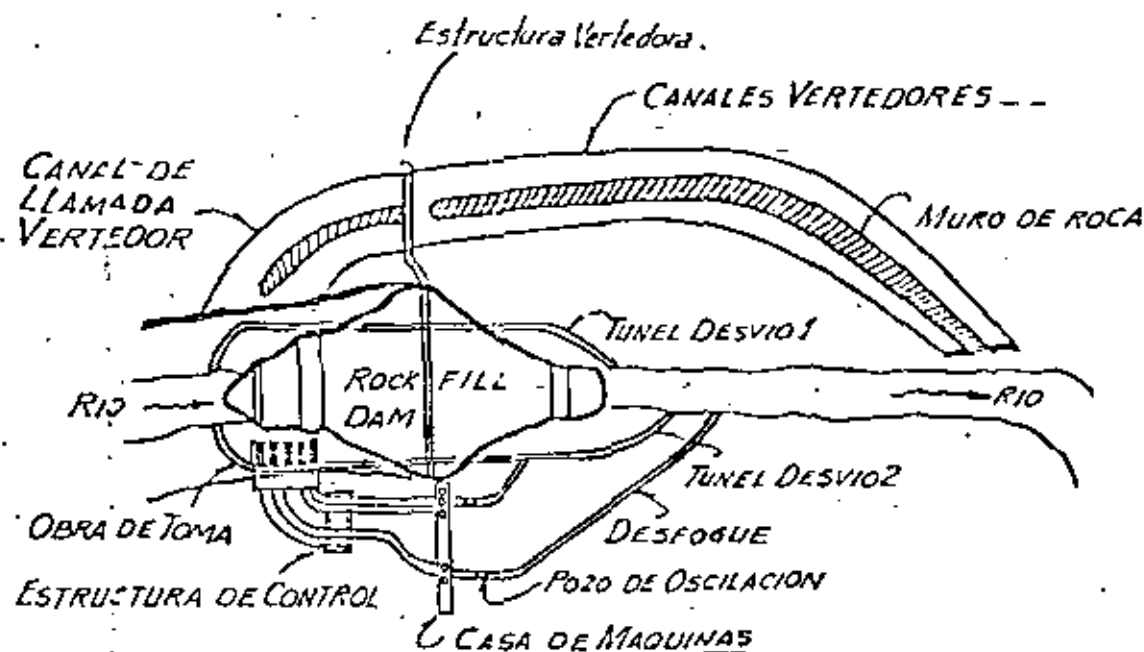
ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA

FIG. 6

¿QUE PODEMOS HACER PARA EVITAR LA FALLA DE UN TALUD?

- 1.- CALCULAR EL MAXIMO VALOR DE g PARA LA ESTABILIDAD CRITICA
- 2.- DISEÑAR VOLADURAS CONTROLADAS A MODO DE NO ALCANZAR EL g CRITICO
- 3.- EJECUCION EN EL CAMPO CON PERSONAL ENTRENADO, CONTROL DE CALIDAD Y MONITOREO

Fig. 7



PLANTA

P.H. LA ANGSTURA

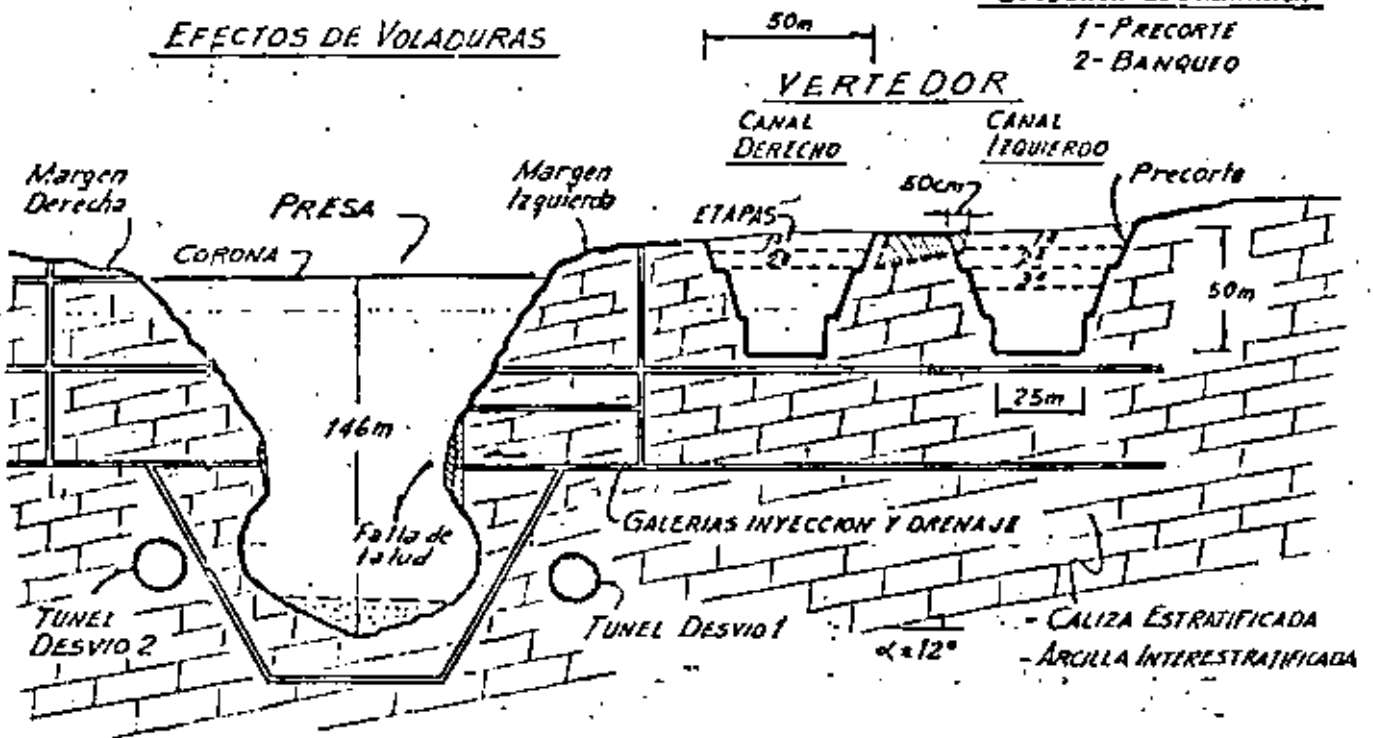
ALTURA PRESA...146m
VOLUMEN... $5 \times 10^6 m^3$
5 UNIDADES DE 180 MW

FIG. 8

EFECTOS DE VOLADURAS

SECUENCIA DE EXCAVACION

- 1- PRECORTE
- 2- BANQUEO



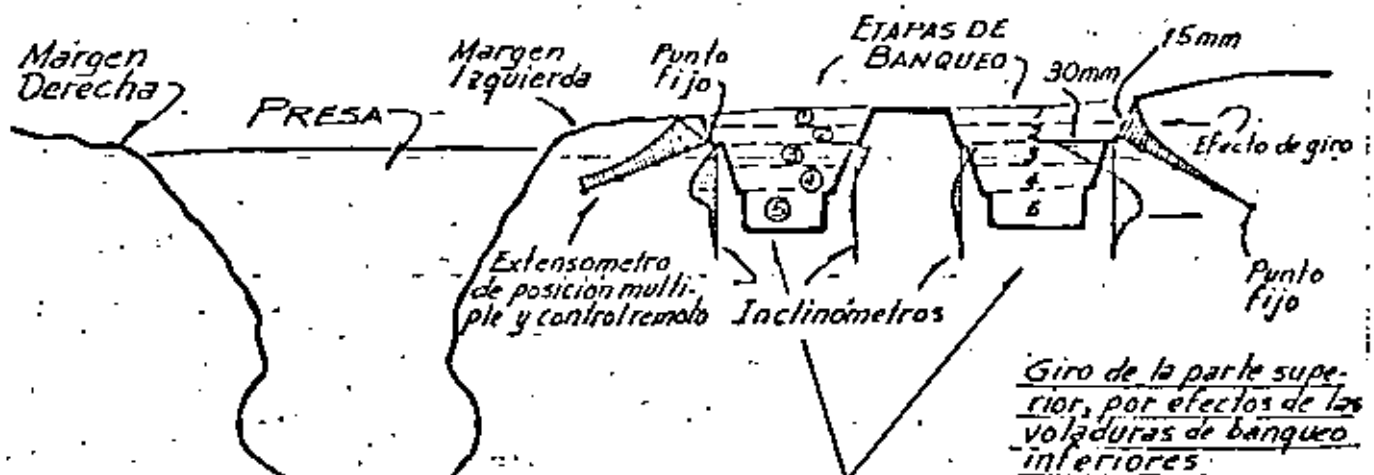
SECCION TRANSVERSAL

PRESA LA ANGOSTURA

Vista de aguas abajo hacia aguas arriba

Fig. 9

EFECTOS DE VOLADURAS DE BANQUEO EN LOS CANALES VERTEDORES



CANALES VERTEDORES

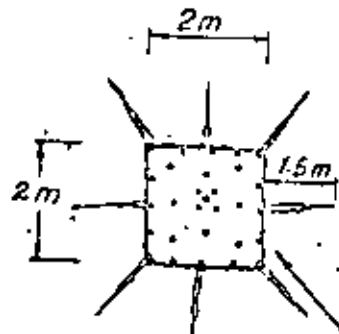
SECCION TRANSVERSAL

Vista de aguas abajo hacia aguas arriba

P.H. LA ANGOSTURA

Los desplazamientos hacia la montaña, en la parte inferior no concuerdan con los cálculos.

Fig. 10



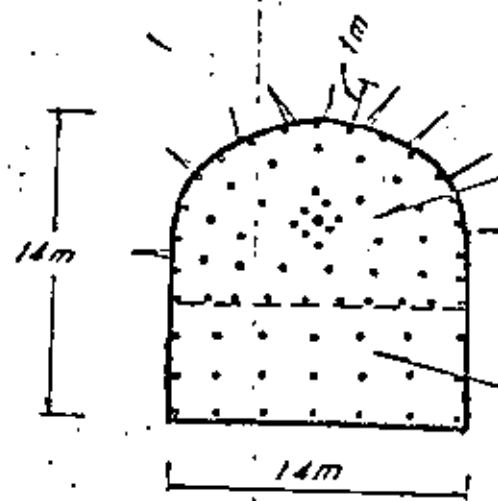
LEVANTAMIENTO GEOFISICO

SMOOTH BLASTING Long. fracturas 1.5m
(Efecto de Confinamiento)

PRESPLITTING Long. fracturas 10cm

El efecto de confinamiento es muy importante en la liberación de energía

SOCAVONES EXPLORATORIOS (CALIZAS)

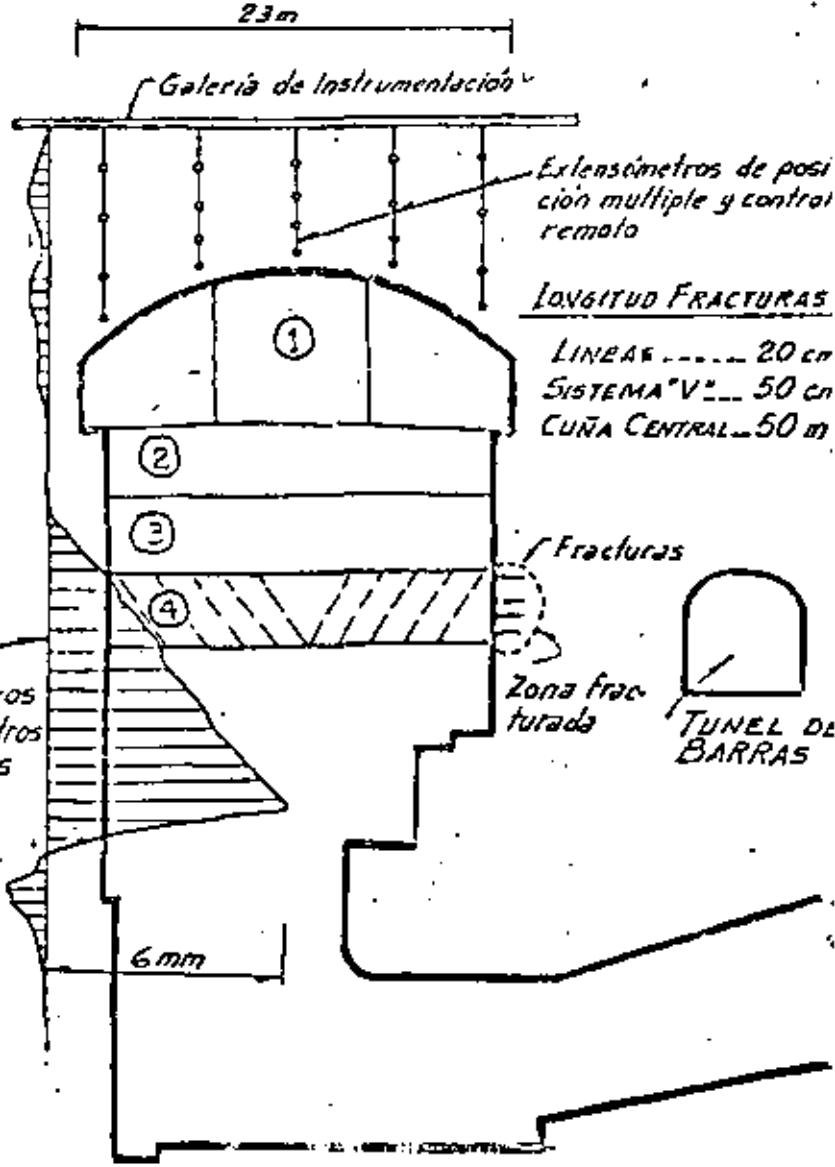


12 ETAPA
SMOOTH BLASTING
Long. fracturas 1.0m
Efecto importante de confinamiento

22 ETAPA
'BANQUEO'
No hay confinamiento

SECCION PORTAL TUNEL (Calizas)

Fig. 11



Extensómetros de posición múltiple y control remoto

LONGITUD FRACTURAS
LINEAS 20 cm
SISTEMA "V" ... 50 cm
CUÑA CENTRAL ... 50 m

Fracturas

Zona fracturada

TUNEL DE BARRAS

Inclinómetros y Extensómetros transversales

6mm

CASA DE MAQUINAS
EFFECTOS DE VOLADURAS DE BANQUEO
P.H. LA ANGOSTURA

Fig. 12



TIPOS DE VOLADURAS DE BANQUEO

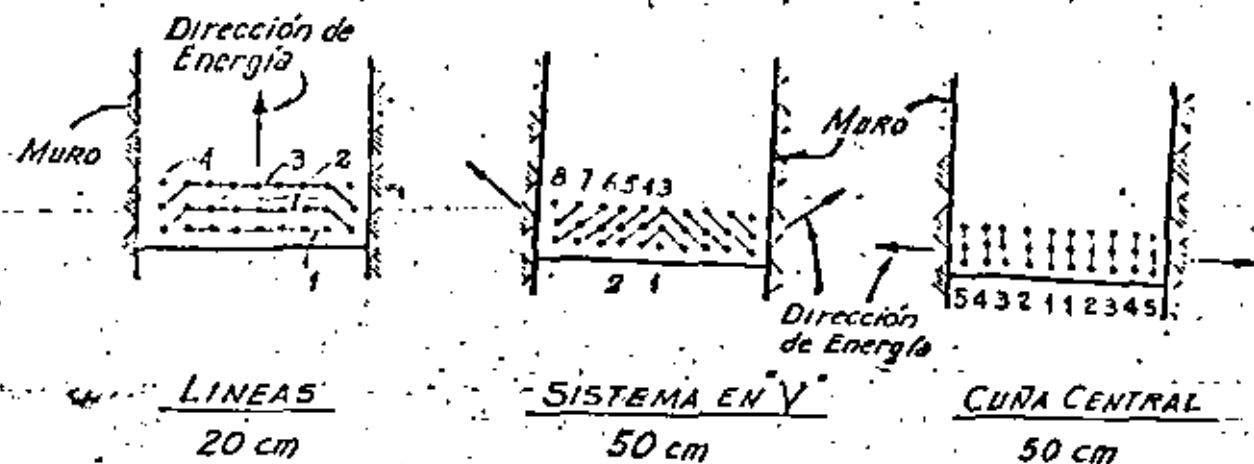
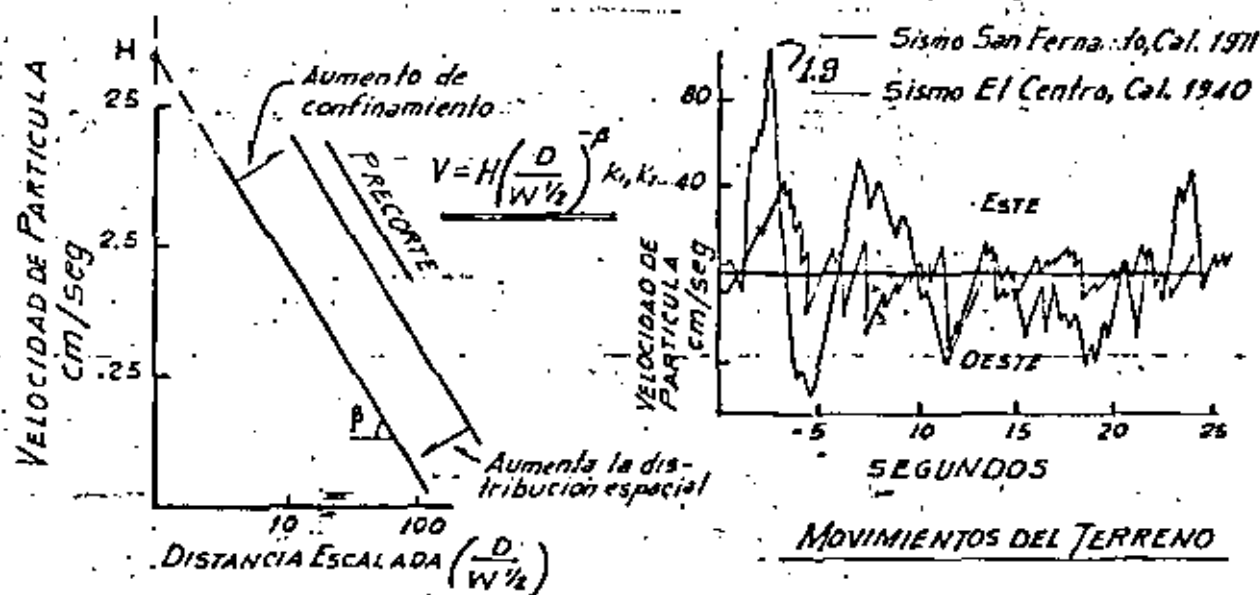
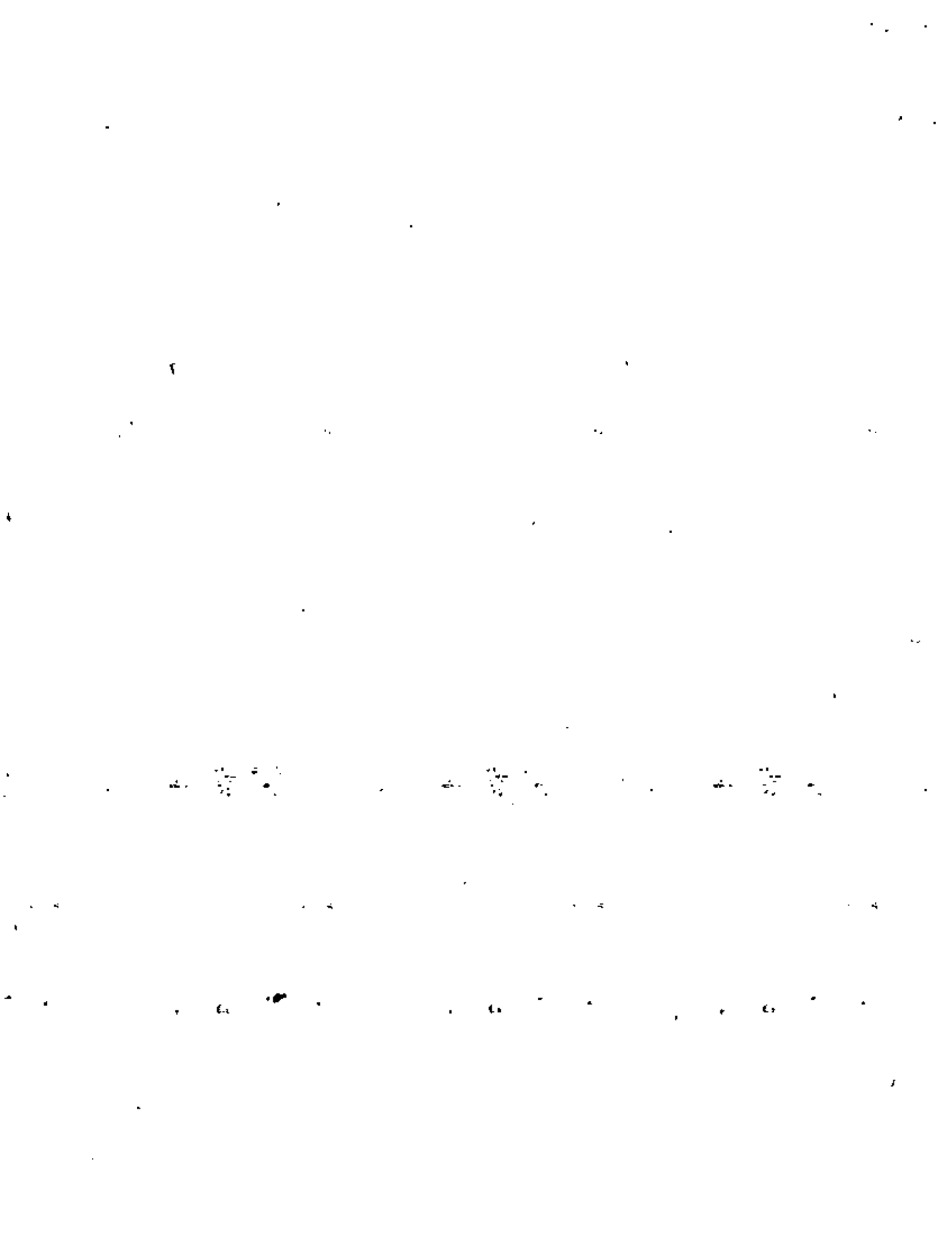


FIG. 13



COMPARACION ENTRE EFECTOS SISMICOS Y DE VOLADURAS

FIG. 14



PRODUCCION CONTRA SEGURIDAD

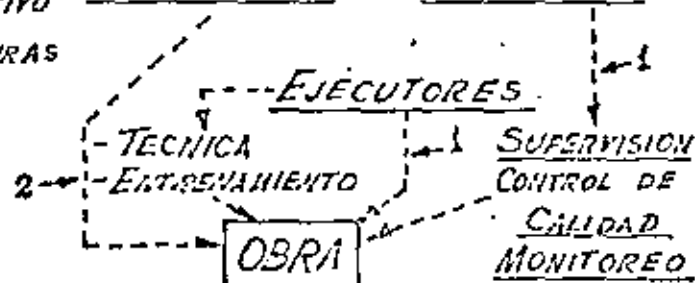
FACTORES QUE PRODUCEN ACCIDENTES

- CORTO TIEMPO DEL PROGRAMA CONSTRUCTIVO
- DESCONOCIMIENTO DE EFECTOS DE VOLADURAS
- DISEÑO INADECUADO DE VOLADURAS
- AUSENCIA DE MONITOREO
- ERRORES

¿QUIEN ES EL RESPONSABLE?

PROYECTISTAS
ESTRUCTURALES

INGENIEROS
GEOTECNICOS



¿QUE PODEMOS HACER PARA EVITAR ACCIDENTES?

- 1- ENSEÑANZA DE TÉCNICAS SOBRE EXPLOSIVOS EN LA LICENCIATURA DE INGENIERIA CIVIL Y GEOLOGICA
- 2- EFECTUAR PROGRAMAS DE ENTRENAMIENTO
- 3- RESPETAR LAS LEYES DE REGULACION SOBRE EL USO DE EXPLOSIVOS
- 4- UTILIZAR SISTEMAS DE MONITOREO

Fig. 15



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

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

TRATAMIENTO DE MACISOS ROCOSOS

Ing Raúl Cuellar Borja

Mayo, 1981

PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS EN UNA PRESA

- 1.. Competencia de la roca bajo nuevos esfuerzos
- 2.. Estabilidad total bajo nuevas condiciones
- 3.. Erosión
- 4.. Sismicidad inducida durante el llenado

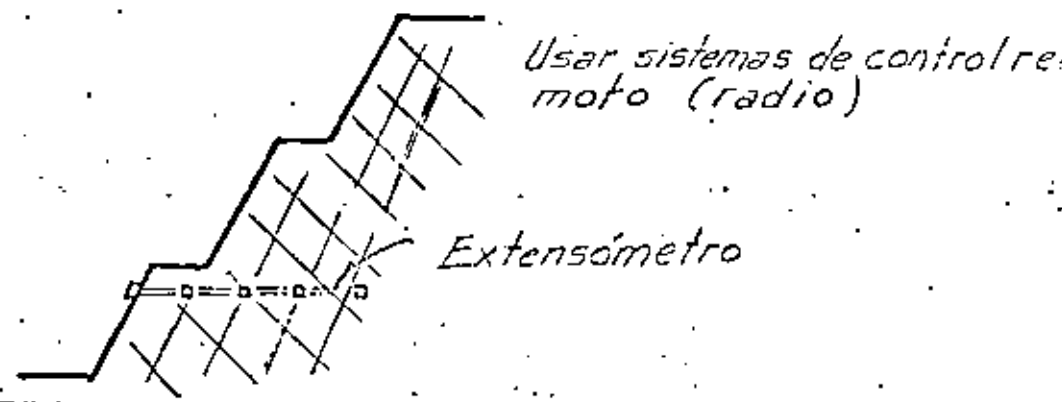
PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN

- 1.. Tratamiento de las excavaciones
- 2.. Tratamiento del contacto roca-corazón
- 3.. Uso de acero de refuerzo

TRATAMIENTO SUPERFICIAL

- 1. MUROS, ARMADURAS, CONSOLIDACION, TRATAMIENTO DISCONTINUIDADES (BUTRESS + RIGIDEZ + GAPS)
- 2. CONCRETO LANZADO (SHOTCRETE) • Simple • Armado
- 3. ANCLAJE SUPERFICIAL
- 4. REGULARIZACION DEL TALUD

Verificar el tratamiento de taludes con extensómetros



REFORZAMIENTO CON ACERO

ACERO PASIVO ≠ ACERO ACTIVO

ACERO ACTIVO.. TENSION.. Fuerza de estabilización conocida

ACERO PASIVO.. FRICCION.. La fuerza es conocida solo después de la deformación.

- en roca suave (o muy fracturada).. Usar acero activo (Prestensado)
- en roca sana.. Usar acero pasivo

NOTA: El refuerzo prestensado debe inyectarse para prevenir grandes movimientos



INYECCIONES DE CONSOLIDACION

TENDENCIA : Uso de mezclas gruesas y altas presiones

1. Aumento de resistencia
2. Disminución de la deformabilidad
(Sobre todo Cimentación homogénea)

VERIFICACION DE RESULTADOS (Muy pocos intentos)

1. Drenaje
2. Piezometría (en rocas suaves)
3. Geofísica (el mejor método) Práctica Rusa

CRITERIOS PARA EL DISEÑO CORRECTO DE UNA PANTALLA DE INYECCION Y DRENAJE

1. Comprender el comportamiento de la roca
2. Cubrir todos los posibles patrones de filtración
3. Monitoreo mediante drenaje y piezometría

OTROS ASPECTOS DEL DISEÑO :

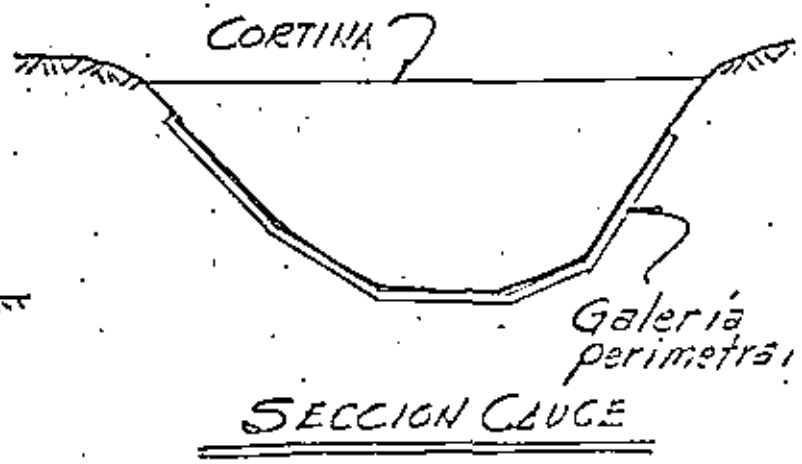
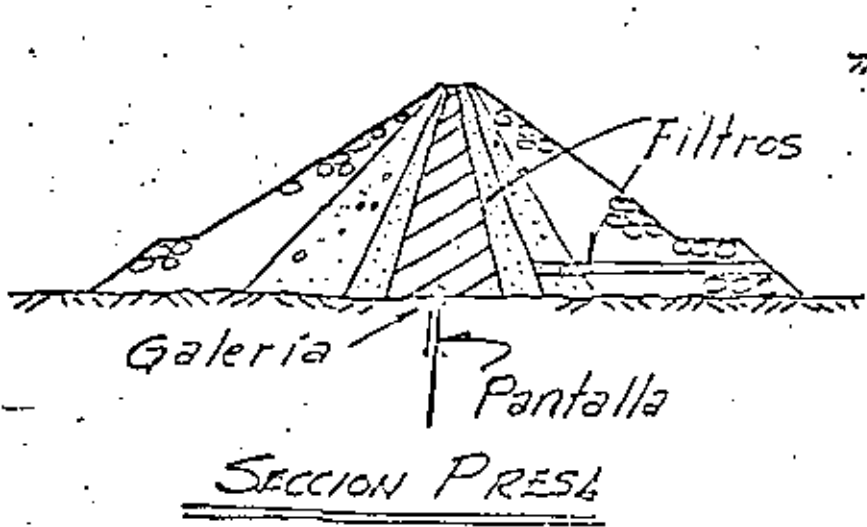
6

- Número de líneas de inyección : Principalmente 1
- Número de líneas de drenaje : 1 + Separación ≤ 5 m
- Monitoreo con piezometría - Vital
- Mantenimiento de drenaje
- Galería por debajo de la presa
 - + Para ejecución de pantalla
 - + Aumento en la eficacia del drenaje
 - + Monitoreo
 - + Acción correctiva

PROBLEMAS DEL CONTACTO CORAZON-ROCA FISURADA

8

- 1.. Estanqueidad del agua
- 2.. Erosión de arcilla (Filtros)
- 3.. Galería debajo del corazón



Oymapinar-Turquía
Tarasol-México

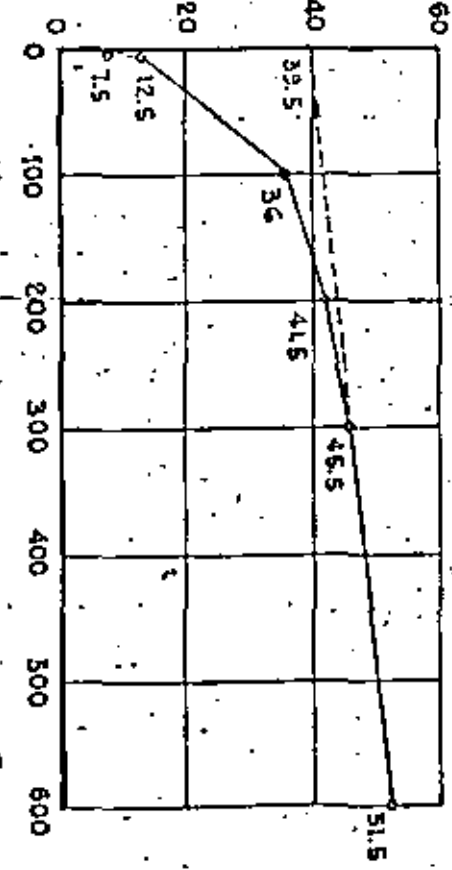
PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ESTABLES

MEZCLA	A/C Peso	FLUIDEZ MARSH seg	AGUA LIBRE %	PESO VOL. Kg/m ³	f _c Kg/cm ²
II TUNYA CRUZ	1.66	38.2	6.5	1300	33
	1.25	39.4	6.0	1400	61
	0.83	38.3	4.5	1500	123
III APASCO Y ANAHUAC	1.66	37.3	7.0	1300	22
	1.25	36-38	4.0	1400	38
	0.83	33-35	3.0	1500	86

LODO BENT
A/B = 12 (po
FLUIDEZ: 42
DENS: 1.025

RESISTENCIA MINIMA CONTRA EROSION O DESLAVE: 15 Kg/cm²

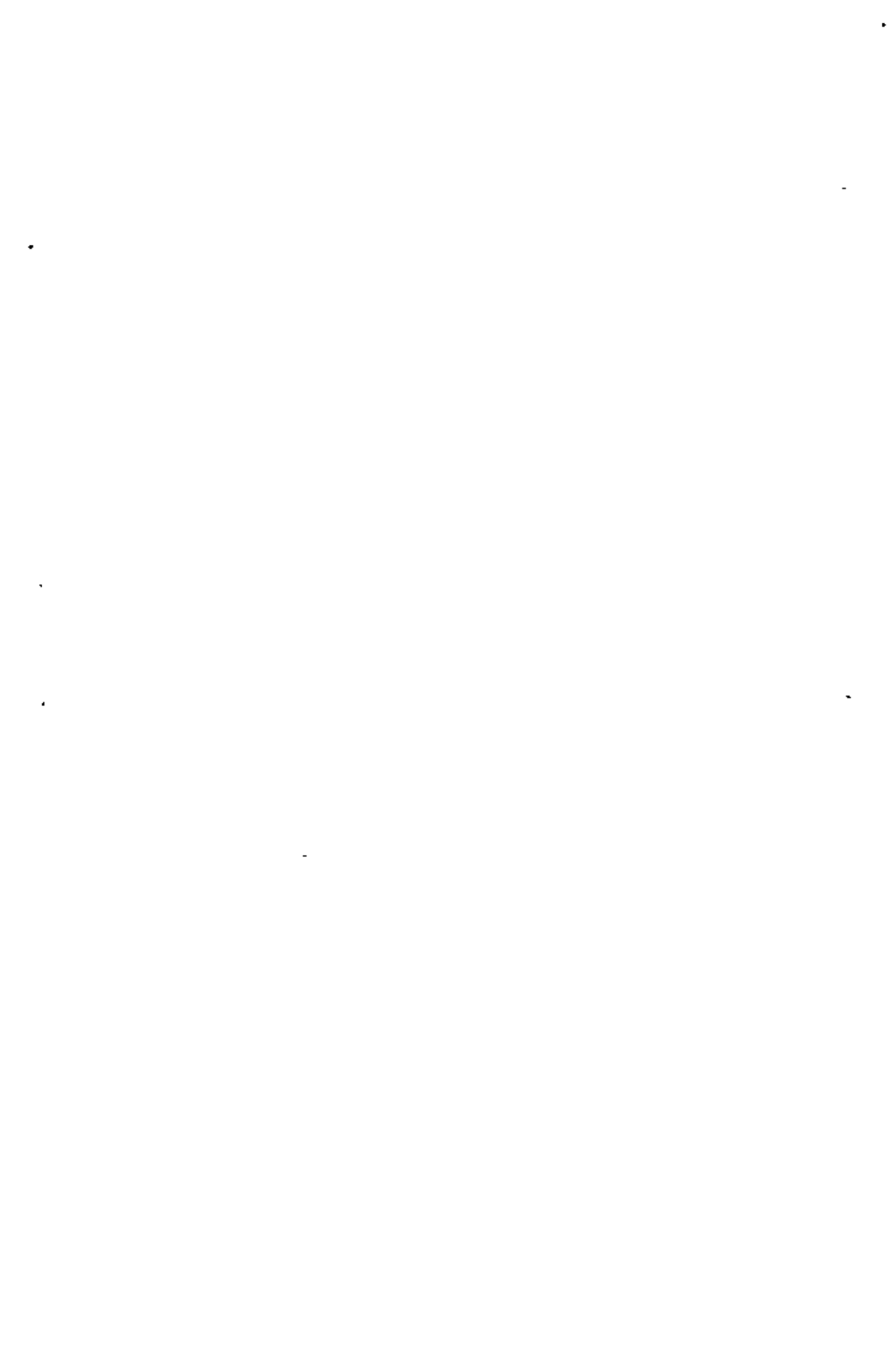
VISCOSIDAD, CENTIPOISES



MEZCLA N.º 1
 $\tau = \tau_f + \eta \dot{\epsilon}$

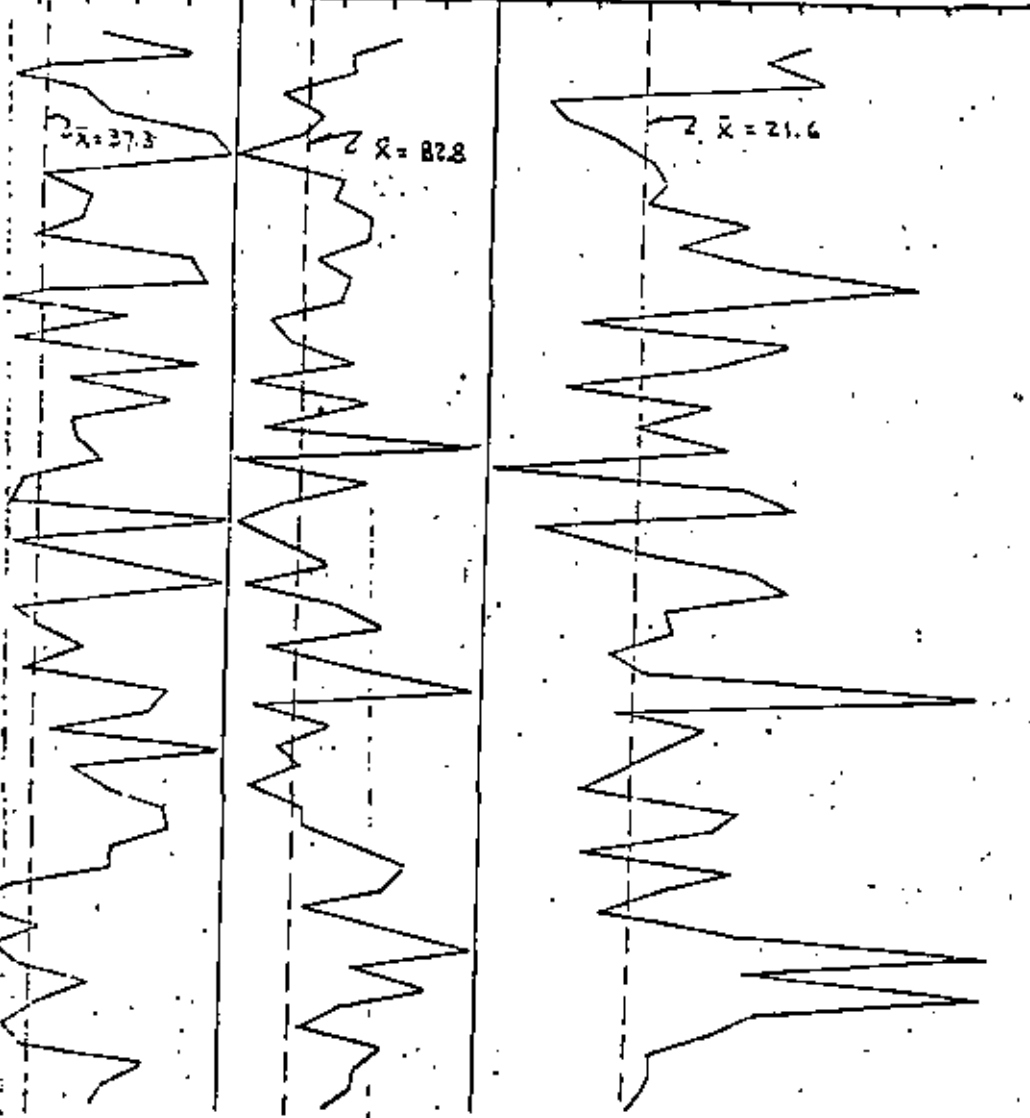
MEZCLA	REL. A/C (peso)	BENTONITA (Cemento) %	τ_f , cp	η cp/rpr
1 (B)	2	6	39.5	0.02
2 (B)	1.33	4	59.0	0.02
3 (B)	1	2	51.5	0.0267
4 (B)	0.8	1	50.0	0.0267
5 (B)	0.61	0.5	35.5	0.0383
6 (N)	0.57	0	24.0	0.0517

B) BINGHAM (N) NEWTON
P.H. CHICOASEN, CHIS. VISCOSIDAD MEZCLAS
VISCOSIMETRO DE CIL. COAXIALES, FANN
CEMENTO: PICO DE ORIZABA, TIPO II
 τ_f = Punto de Fluencia; η = Viscosidad plástica

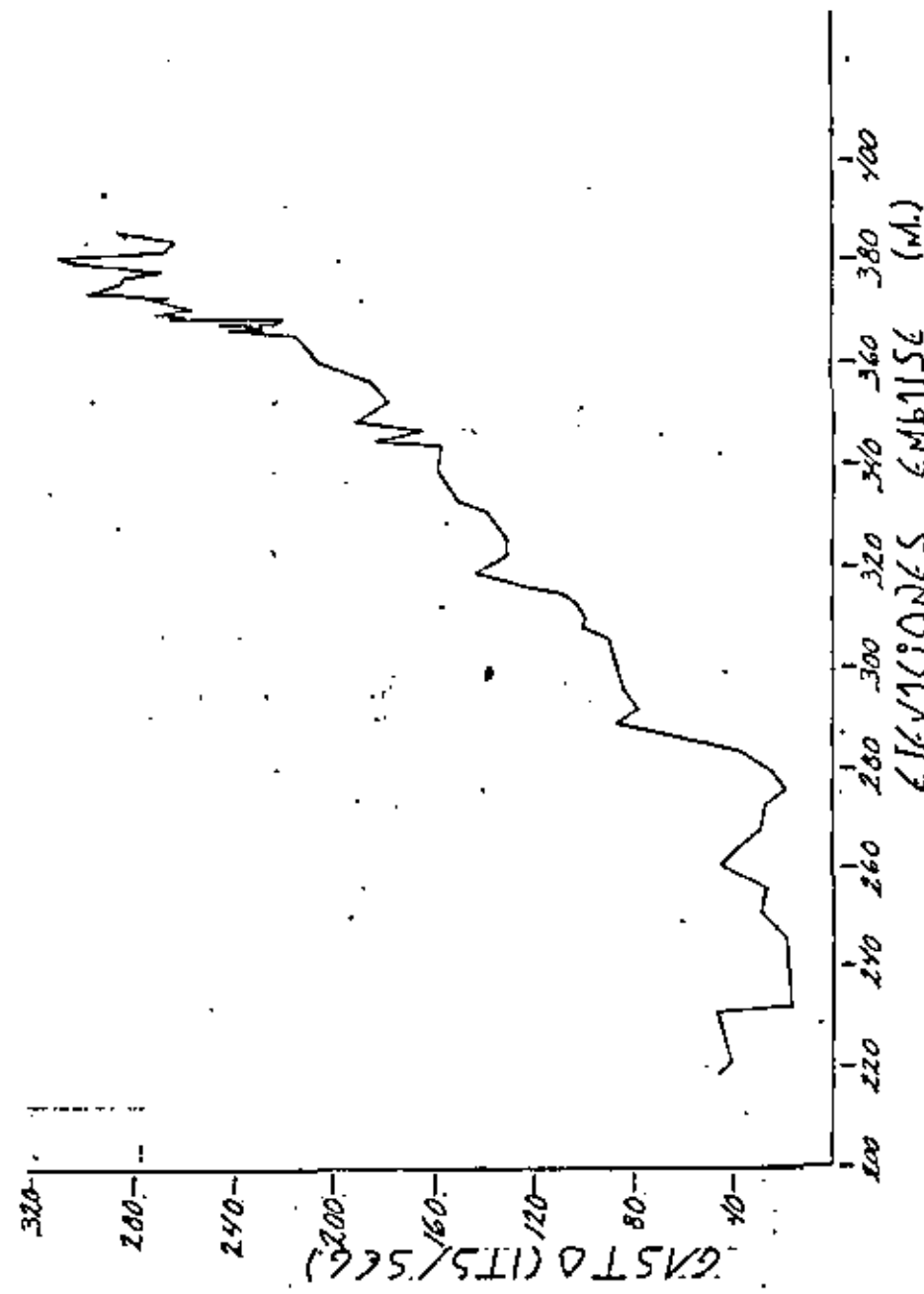


CEMENTO ANAHUAC TIPO III , MEZCLA : A
 CORRELACION ENTRE PROPIEDADES DURANTE JUNIO 1979

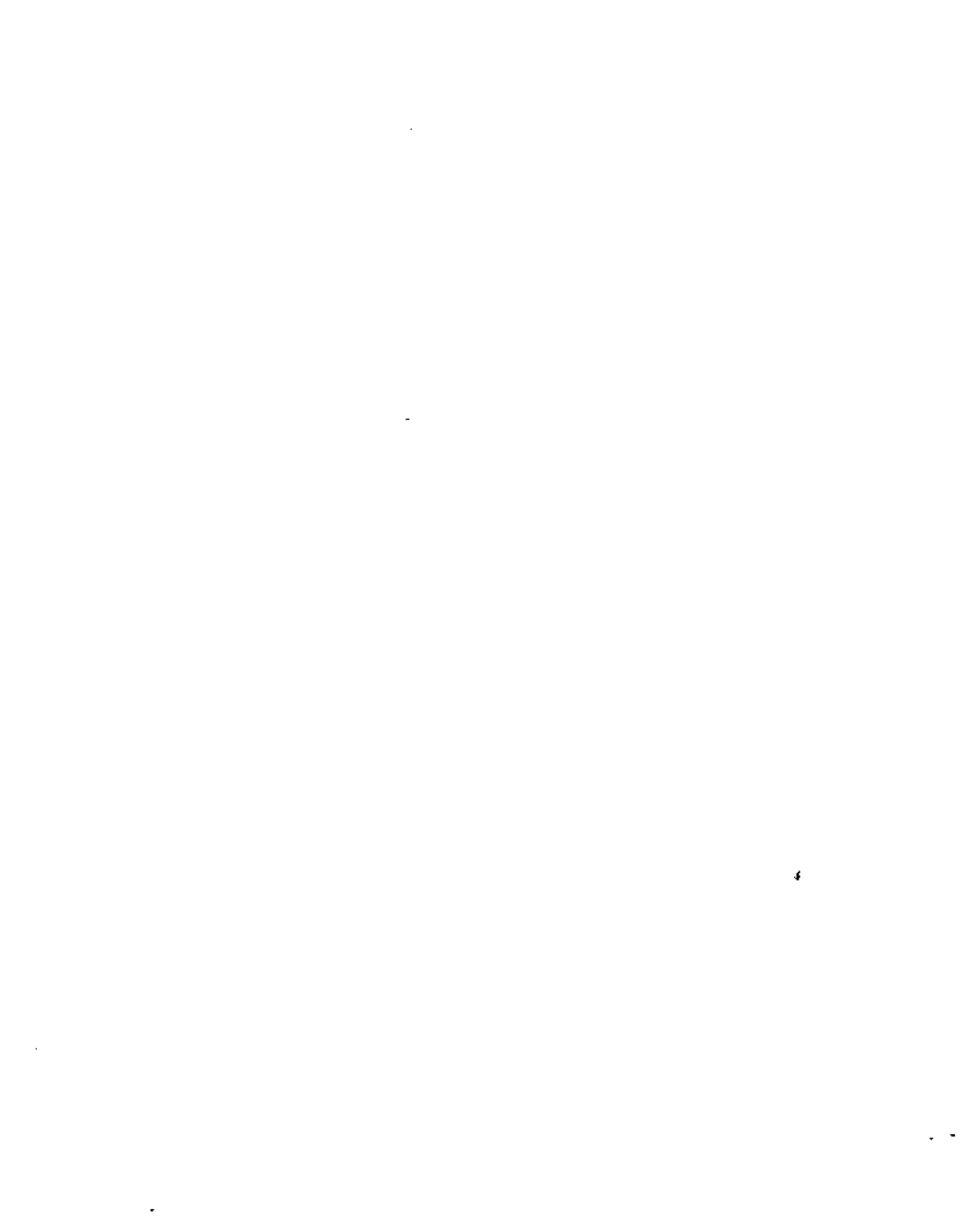
FLUIDEZ * Seg 7, lb/pic³ COMPRESION SIMPLE Kg/cm²
 26 38 40 42 82 84 86 88 14 18 22 26 30 34 36 42 46 50

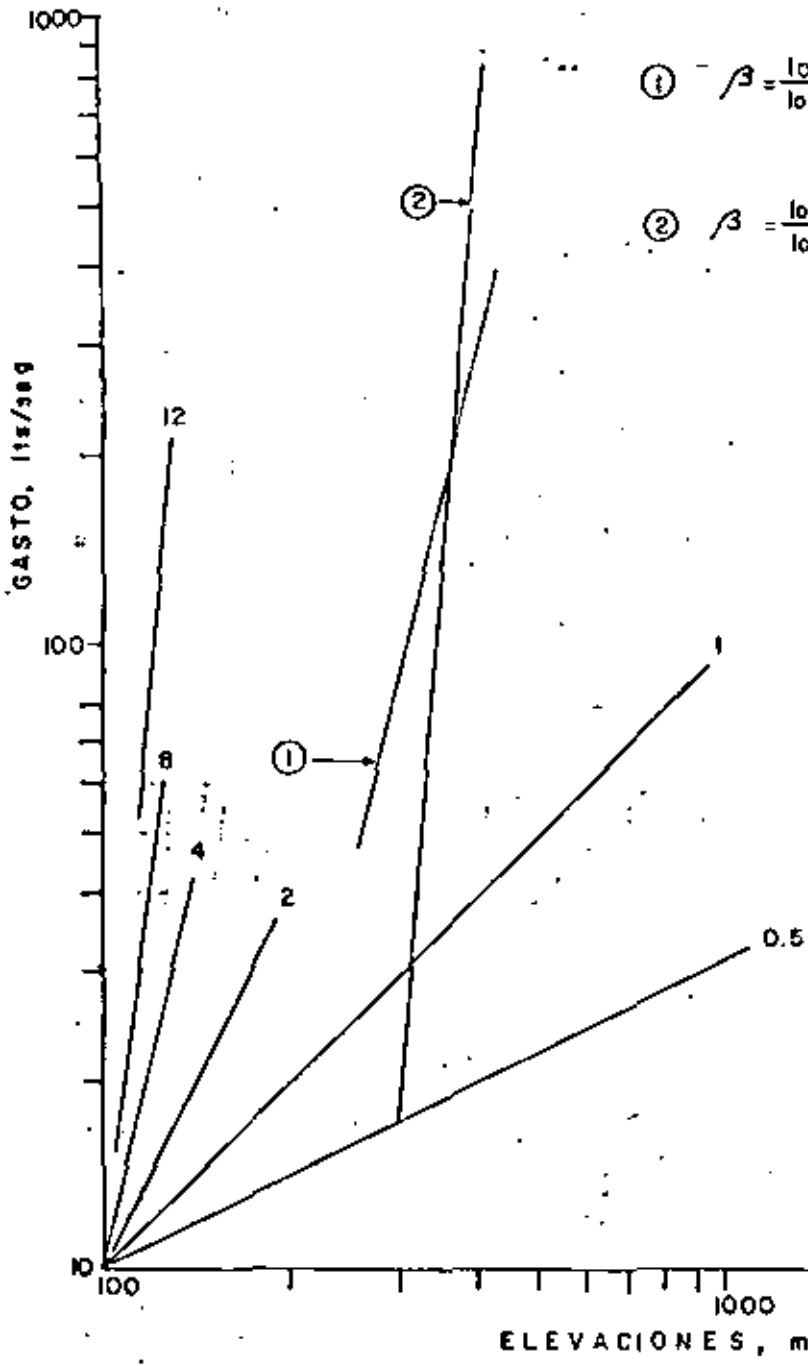


PULSACIONES GPS.



12





$$\textcircled{1} \quad \beta = \frac{\log 300 - \log 90}{\log 400 - \log 300} = \frac{0.522}{0.124} = 4.17$$

$$\textcircled{2} \quad \beta = \frac{\log 660 - \log 20}{\log 400 - \log 300} = \frac{1.518}{0.124} = 12.2$$

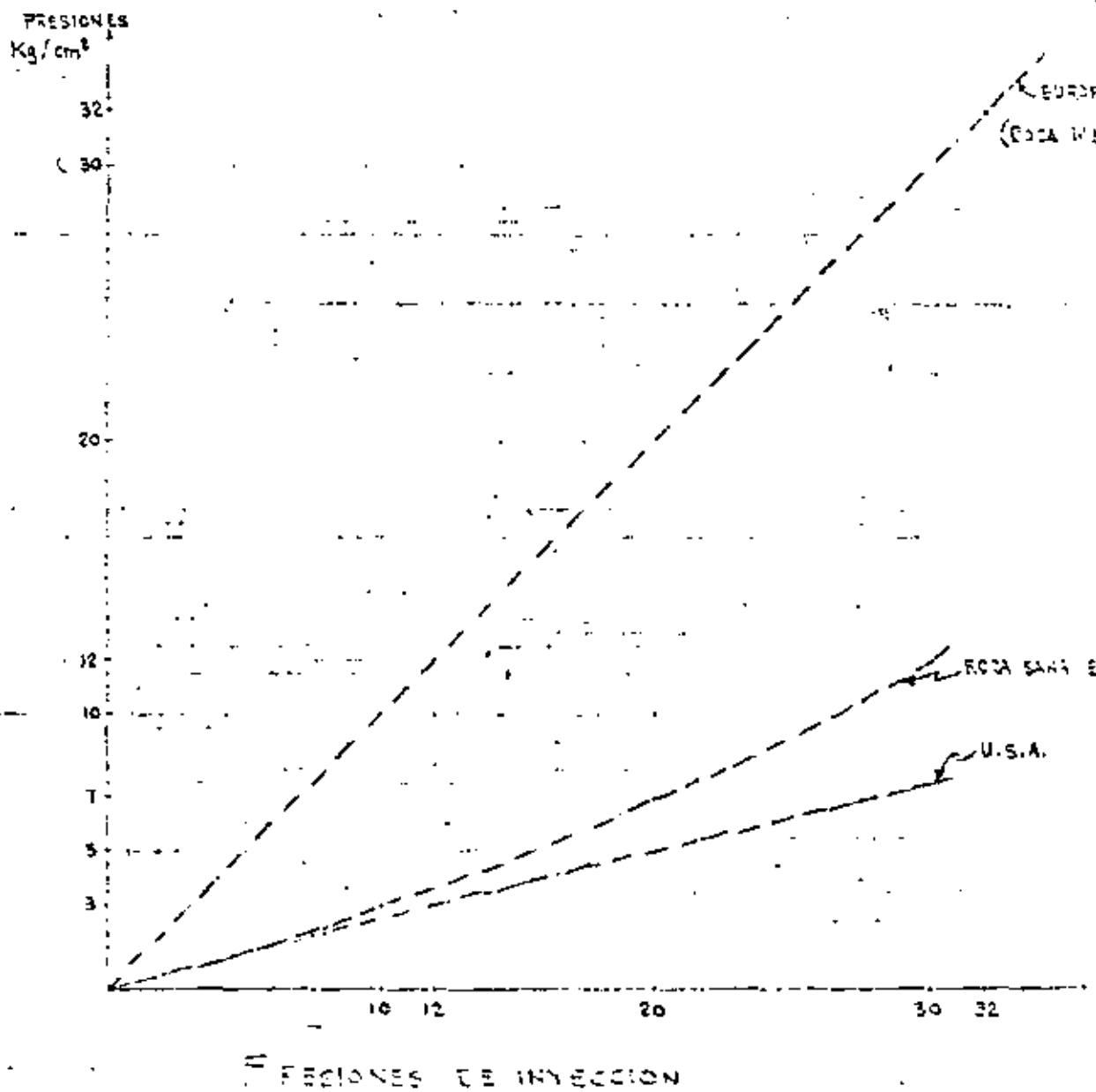
$$q = \alpha p^\beta$$

$$\log q = C + \beta \log p$$



CARGAS TÍPICAS SOPORTADAS POR ANCLAJES

- + VIENTO
- + VIBRACIONES.- Naturales - Artificiales
- + EMPUJES.- Hidrostáticos - De terreno
- + ROTURA DE CABLES
- + SUBPRESION HIDROMICA - - Escurrimiento de agua sobre la estructura.
- + SUBPRESION HIDRAULICA - Flujo de agua a través de la masa de roca -
- + SUBPRESION ATMOSFERICA - Efecto de cavitación por flujo turbulento
- + EXPANSION DE LA ROCA O DE MATERIALES ARCILLOSOS
- + EFECTO DE TEMPERATURA



Comité de Inyección de la ABEF, 1961

FRESIONES
Kg/cm²

32

30

20

12

10

7

5

3

EUROPEA (40%)
(ROCA MOLTIVA)

ROCA SANI ESTRATIFICA

U.S.A.

10 12

20

30 50

PROFUNDIDAD
M.

REGIONES DE INYECCION

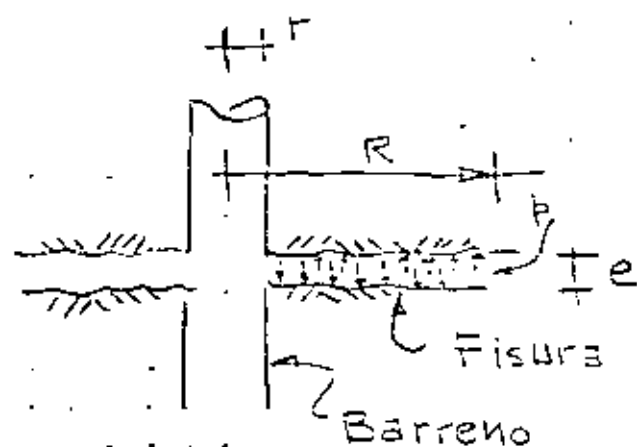
Comite de Inyecciones del AECG, 1957



6.1.- PRESION DE INYECCION

La presión de inyección juega un papel preponderante en la penetrabilidad de la mezcla obteniéndose con ello una disminución importante en la barreración que representa una actividad costosa.

Una mayor penetrabilidad de las mezclas se obtiene cuando las fracturas se abren elásticamente sin producir rotura del macizo rocoso.



$$q = A p (e_0 + \delta p)^2 \quad (1)$$

$$q = A p^2 \quad (2)$$

El gasto varía con la cuarta potencia de la presión y se explica porque si se grafica el gasto contra la presión en escala aritmética se observa que a una cierta presión el gasto absorbido por la roca aumenta muy rápido y se piensa que se ha alcanzado el fracturamiento hidráulico, en realidad, si se representa con la expresión (1) se observará que el fenómeno es perfectamente continuo. Ver: "Las inyecciones y los drenajes de cimentación de presas en rocas poco per-

meables" por Francis Sabarly

A esa presión en la cual el gasto aumenta en forma notable se conoce como "presión crítica" y se utiliza como valor límite de la presión de rechazo.

Es necesario distinguir presión de rechazo y presión de inyección.

- Presión de rechazo

Es la presión máxima o límite que se alcanza en la operación de inyectado y una vez que se alcanza solo debe aplicarse momentáneamente para evitar una alta presión sostenida y no dar lugar a que se presente el efecto de gasto hidráulico. La presión de rechazo debe ser un poco menor que la presión crítica.

- Presión de inyección

Es la presión que se desarrolla durante la operación de inyectado, con la duración que se juzgue conveniente para rellenar las agujetas del macizo rocoso, sin llegar a la presión de rechazo.

- Penetrabilidad

Es la distancia que se alcanza desde el barrenos hasta el extremo de la mezcla

inyectada.

Hay que tener mucho cuidado con los grandes recorridos de las mezclas (que a veces llegan a distancias del orden de 100 m.) pues no se logrará la efectividad deseada y se tendrá un aumento importante del costo del inyectado.

6.2. COMPOSICIÓN DE LAS MEZCLAS

Tipos de mezclas más usuales:

- a) Mezclas agua-cemento
- b) Mezclas agua-cemento-bentonita
- c) Mezclas agua-cemento-bentonita-silicato de sodio
- d) Mezclas agua-bentonita
- e) Mezclas agua-bentonita-silicato de sodio
- f) Mezclas agua-silicato de sodio

La mezcla a) se conoce como mezcla inyectable son mezclas que se sedimentan relativamente rápido con lo cual se disminuye su penetración.

Las mezclas b) y c) se conocen como mezclas estables, tienen menor sedimentación por el efecto de movimiento browniano de la bentonita a formar un coloidal, evitando la sedimentación de los granos del cemento. Tienen mayor penetración.

La mezcla c) que adquiera mayor resistencia al esfuerzo cortante ya que tiende a producirse un gel en corto tiempo después de su fabricación se usa cuando se presenta escurrimiento de agua en las discontinuidades de la roca, evitando el deslave de la misma. A esa mayor resistencia se conoce también como rigidez.

Las mezclas f) se utilizan a veces previamente al inyectado de las mezclas a), b) y c) obteniendo lo que se conoce como una silicatización, esta silicatización produce una disminución de la rugosidad de los planos de las discontinuidades obteniéndose menores pérdidas de presión por fricción y por lo tanto se obtendrá una mayor penetración de la mezcla final.

Las mezclas d) y e) se utilizan en la inyección de suelos.

A las mezclas estabilizadas con bentonita y/o silicato de sodio, al tener mayor resistencia al esfuerzo cortante que el agua, se les conoce como cuerpos de Bingham y usualmente se dice que se trata de mezclas "Bingámias".

A los fluidos que no tienen resistencia al es-

fuerza cortante. Se les conoce como fluidos Newtonianos y el agua se aproxima a este tipo de fluidos.

NOTA: Es muy importante el orden de agregado de los componentes para formar la mezcla, pues sus propiedades físicas cambian en forma notable haciendo que su comportamiento reológico (con el tiempo) varíe de manera importante y se transformen en mezclas que no se puedan manejar.

6.3. PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS

La propiedad física o mecánica ^{más importante} de las mezclas para el caso de tratamiento de macizos rocosos es la resistencia en compresión, que a la vez significa resistencia a la erosión y baja permeabilidad.

Esta propiedad física de resistencia depende directamente de la densidad de la mezcla una vez endurecida.

Por lo tanto, en el control de campo, uno de los parámetros básicos será el peso volumétrico de la mezcla, para fines de su eliminación.

La resistencia en compresión mínima para evitar erosión por flujo del agua es de 15 Kg/cm²

Otro parámetro importante de control es la

"Fluidez" de la mezcla. En general, se debe de mantener una fluidez constante en cualquier tipo de mezcla, de manera que sea bombeable, una fluidez entre 36 seg y 33 seg en Cono Marsh da buenos resultados para su manejo, de tal manera que debe variarse el contenido de bentonita hasta lograr esa fluidez.

La "fluidez" es función de la viscosidad de la mezcla pero no es precisamente una medición de la viscosidad, la cual tiene otros parámetros de medición como el Fizec o el Poiseuille.

Cuando se presenta dispersión importante de la fluidez, digamos una variancia de 10%, la mezcla debe eliminarse se pues habrá una variación importante en la resistencia en mayor o menor valor de la resistencia de proyecto.

Temperatura de la mezcla. - Es un parámetro importante de controlar pues a temperaturas altas, digamos 45°C la mezcla cambia sus propiedades mecánicas en detrimento de su resistencia en compresión. Cuando la mezcla exceda una temperatura $> 45^\circ\text{C}$ deberá eliminarse.

Tiempo de la mezcla. - Cuando la mezcla tenga más de 2hs de haberse fabricado, también cambiará

sus propiedades físicas. en detrimento de su resistencia a causa de la formación de grumos. por inicio de fraguado, dando lugar a que posteriormente los grumos no tengan buena adherencia y por lo tanto se pierda resistencia. Debe tomarse como límite de tiempo para usar una mezcla después de su fabricación.

Tipo de Cemento. En todos los casos conviene utilizar cementsos finos p.ej. Tipo III, con superficie específica o finura Blaine $\geq 4200 \text{ cm}^2/\text{gr}$. La razón es que entre más pequeño sea el grano de cemento podrá ser transportado por la mezcla a una distancia mayor, y por otro lado, se podrán rellenar discontinuidades más cerradas, tomando en cuenta que el diámetro de la partícula deberá ser 15 veces menor que el ancho de la discontinuidad para evitar el efecto de "ataque" y subsecuentemente el taponamiento de la discontinuidad.

Exprimido. Es el fenómeno de separación del agua de la mezcla al penetrar en discontinuidades cada vez más cerradas. El agua es "extruida" de la mezcla junto con el agua que exista en la discontinuidad por efecto de la presión, por lo tanto, en relación agua-cemento disminuirá obtenien-

dose una resistencia mayor.

Agua libre: Es el agua que queda en la parte superior de la mezcla por efecto de la sedimentación, también se le conoce como saigrado.

A mayor porcentaje de agua libre es mayor la sedimentación.

Este parámetro se utiliza para clasificar el tipo de mezcla.

Si el agua libre es $\leq 5\%$ la mezcla es estable.

Si el agua libre es $\geq 5\%$ la mezcla es inestable.

* Ver cuadro con resumen de PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ESTABLES.

7. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UNA PANTALLA DE INYECCION Y DRENADJE.

Como el objetivo principal es evitar el flujo de agua a través de la masa de roca, será necesario de finir su estructura para sellar las discontinuidades más abiertas que se considere estarán conectadas con el embalse. Por lo tanto, la dirección de barrenos será preferencial para intersectar los planos de esas discontinuidades, tomando en cuenta que el flujo de agua a través

de la roca misma es despreciable, comparado con el flujo de agua a través de las fracturas.

La permeabilidad a través de la roca se conoce como permeabilidad primaria y no tiene importancia para el caso que nos ocupa; sino solo en aquellos casos en que la roca sea expansiva y se degrade o desintegre por saturación, esto tendrá otra solución de protección mediante drenaje y/o concreto lanzado.

La permeabilidad secundaria, a través de discontinuidades será por tanto la más importante.

7.1.- Número de líneas de inyección

Si hemos visto la conveniencia del uso de altas presiones y mezclas estables para obtener una mayor penetración de la mezcla, bastará una sola línea de barrenos de inyección.

7.2.- Clasificación de pantallas

Pantallas simétricas. - Cuando se internan en el macizo rocoso y se protege tanto los bloques inestables de roca aguas abajo de la Presa, como todas las excavaciones subterráneas, independientemente de la estructura de la roca.

Pantallas suspendidas. - Cuando la estructura de roca es homogénea y no existe posibilidad de efectuar cierre hidráulico natural empotrando la pantalla en estructuras de roca con permeabilidad menor.

Cierre hidráulico. - Se obtiene cuando la pantalla de inyección y drenaje se empotra en una estructura de roca de baja permeabilidad, formando lo que se conoce como una "caja" o encajonamiento del agua, hacia aguas arriba de la pantalla.

7.3. Pantalla de drenaje. - En general bastará una línea de drenaje tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Dirección preferencial para atravesar el mayor número de planos de discontinuidad.
- Se usará el mayor diámetro posible de barrenos dentro de los límites económicos.
- Vigilancia posterior durante su funcionamiento, observando el requerimiento de perforación si llegan a taponarse.
- Hacerlos trabajar como piezómetros en forma selectiva, colocando válvulas y manómetros, para observar su eficacia y/o peligros po-

teenciales. de inestabilidad de bloques de roca o exceso de presión contra las estructuras subterráneas.

7.3.- Galería por debajo del cauce.- Para el caso de presas de materiales graduados, solo se justifica cuando:

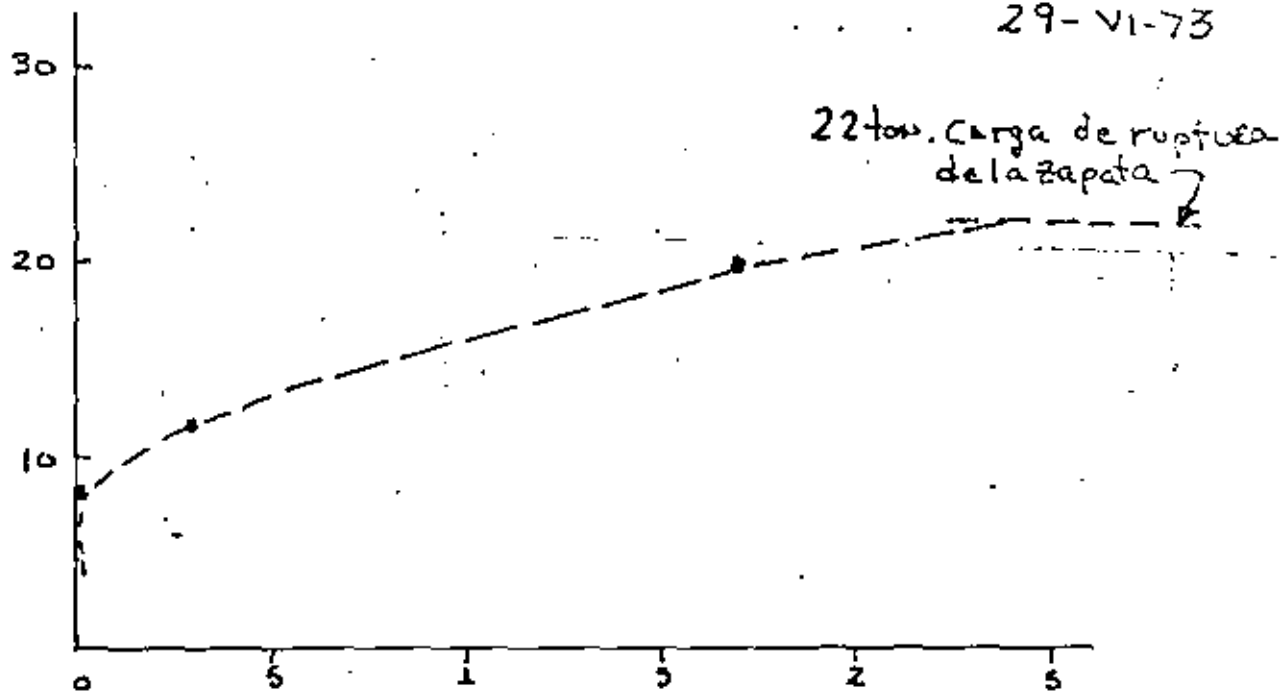
- a.- El gasto que se espera a través de la roca en función de la exploración sea relativamente alto y convenga invertir dinero para conservar esa agua.
- b.- Como una medida de prevención para realizar tratamiento del corazón, para el caso de la existencia de fallas que potencialmente puedan desplazarse y dañar el corazón.
- c.- En caso de incertidumbre sobre la estructura de roca, por debajo del cauce. Servirá para exploración geológica y posteriormente para tratamiento de inyección y/o drenaje.

Raúl Quiñán

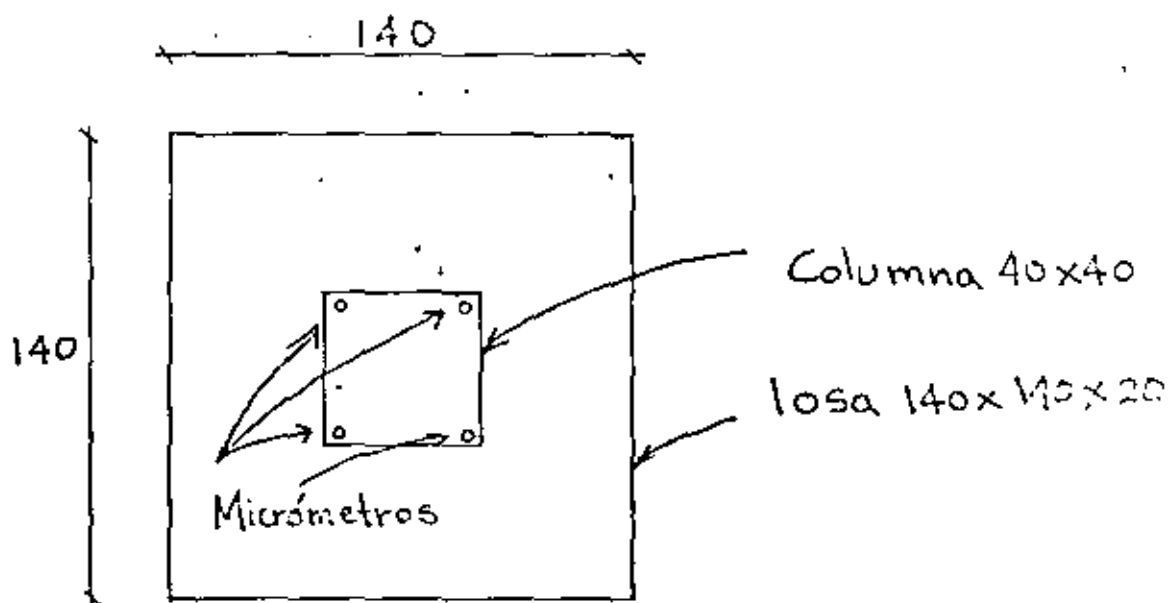
PRUEBA DE TENSION . ZAPATA CONVENCIONAL, S.E. CANCUN Q RO

29-VI-73

CARGA TON



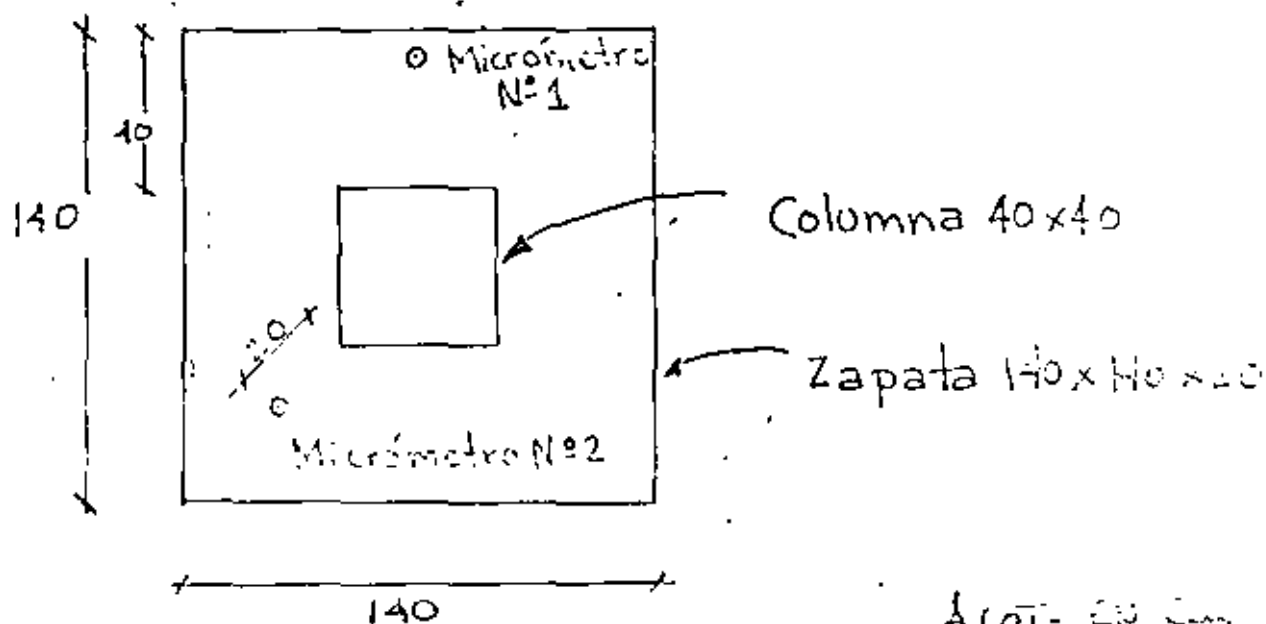
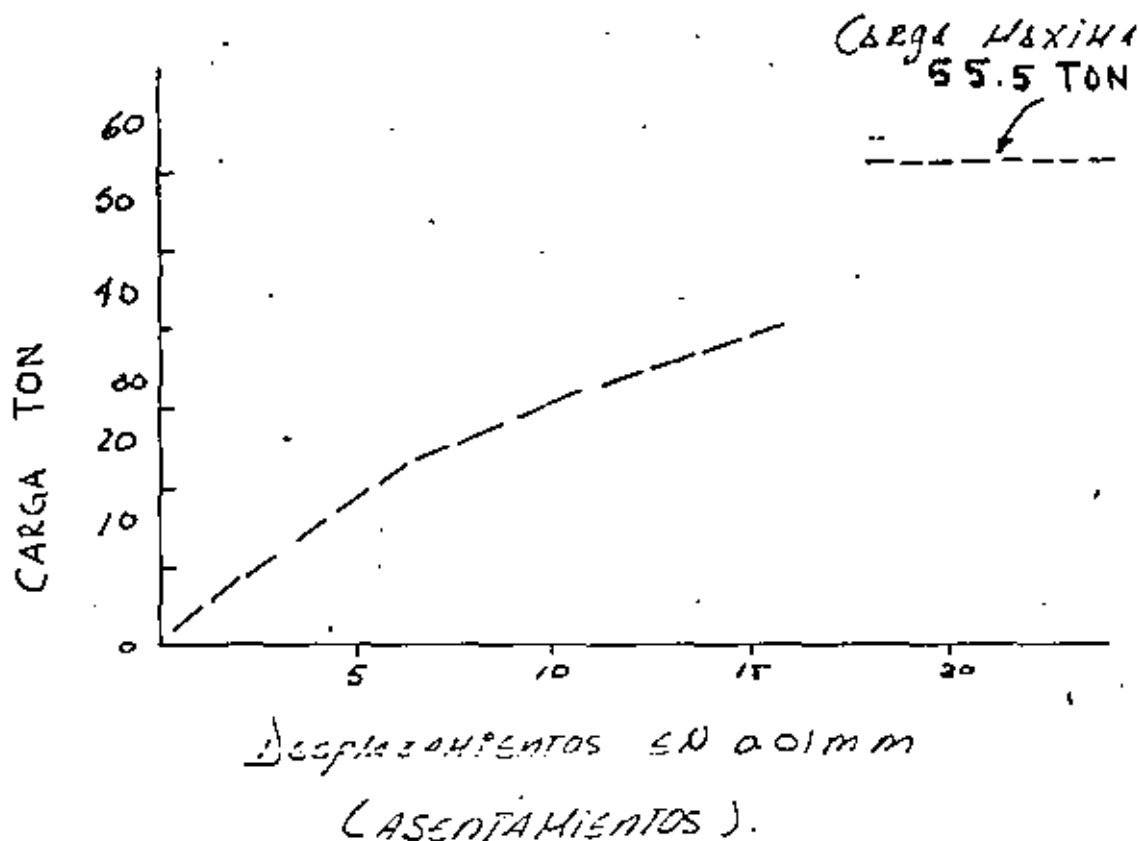
DESPLAZAMIENTOS EN MM (Hacia arriba)



A cot EN cm.

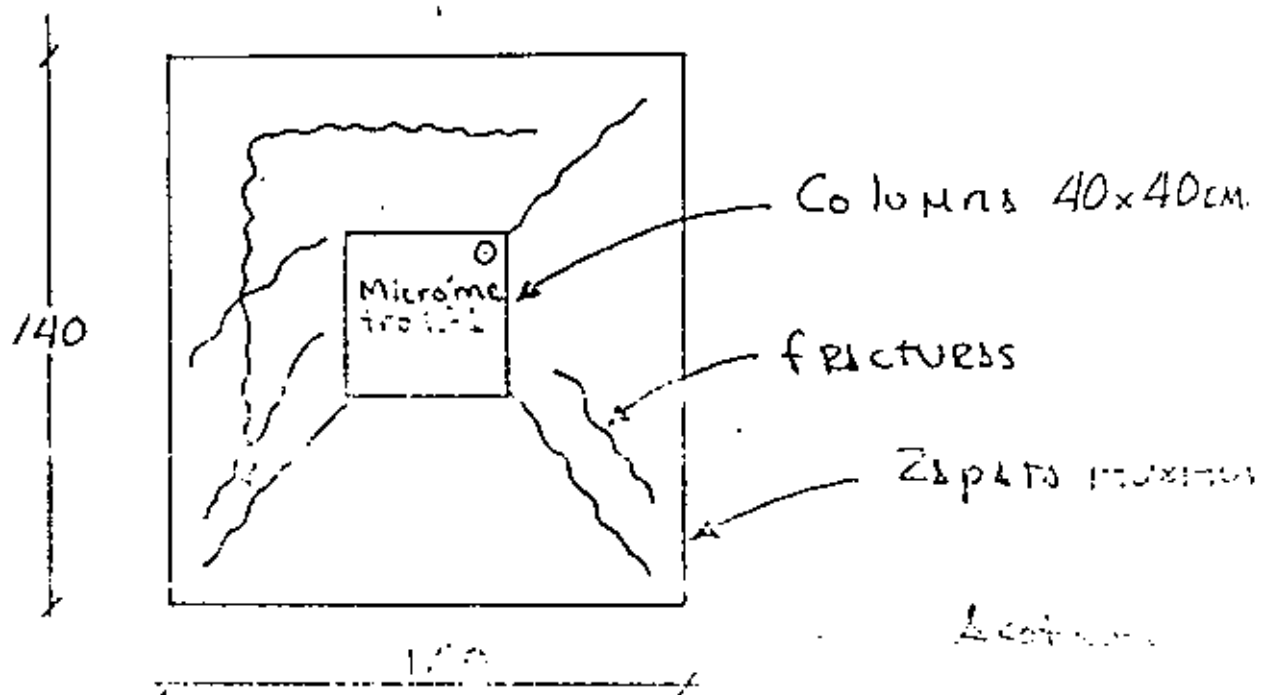
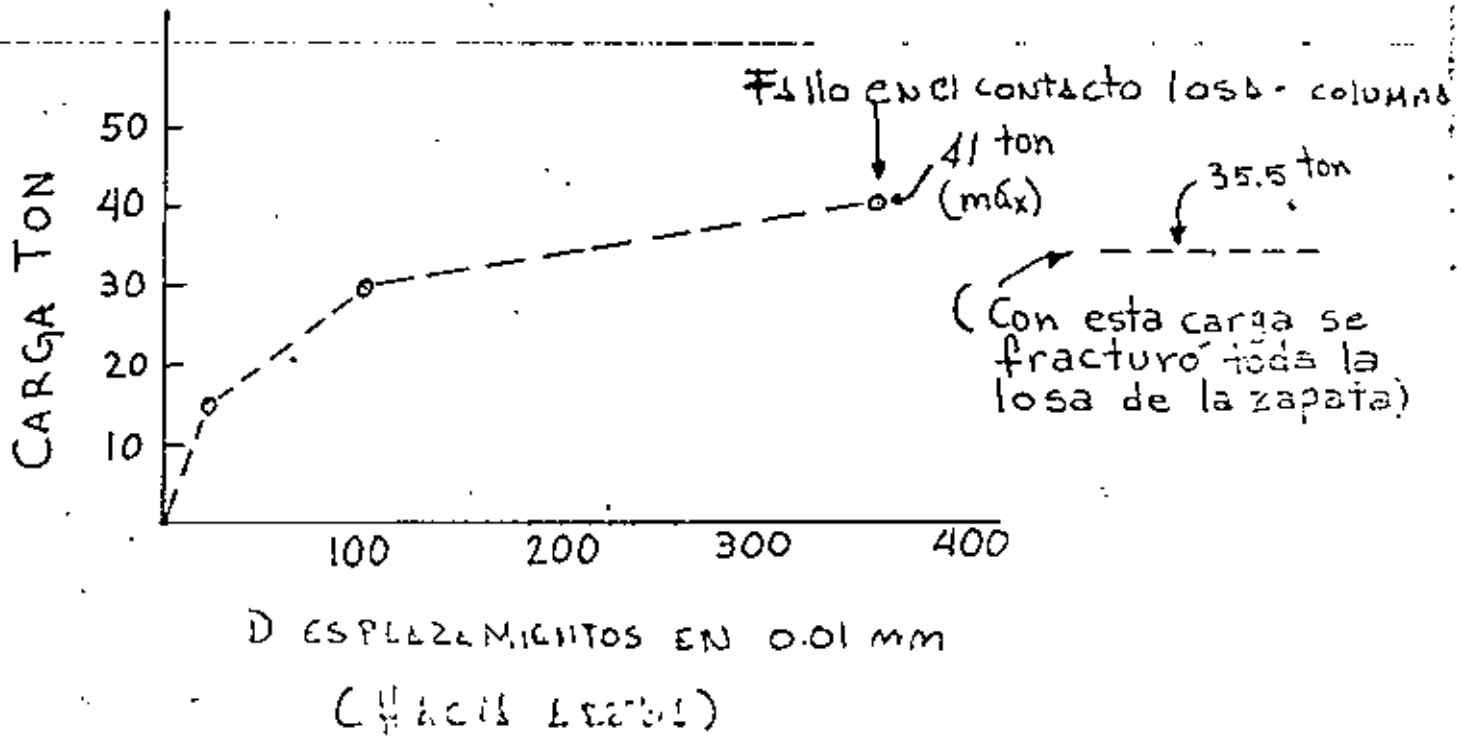
11 Sept 1973.

PRUEBA DE COMPRESION ZAPATA. MERIDA.



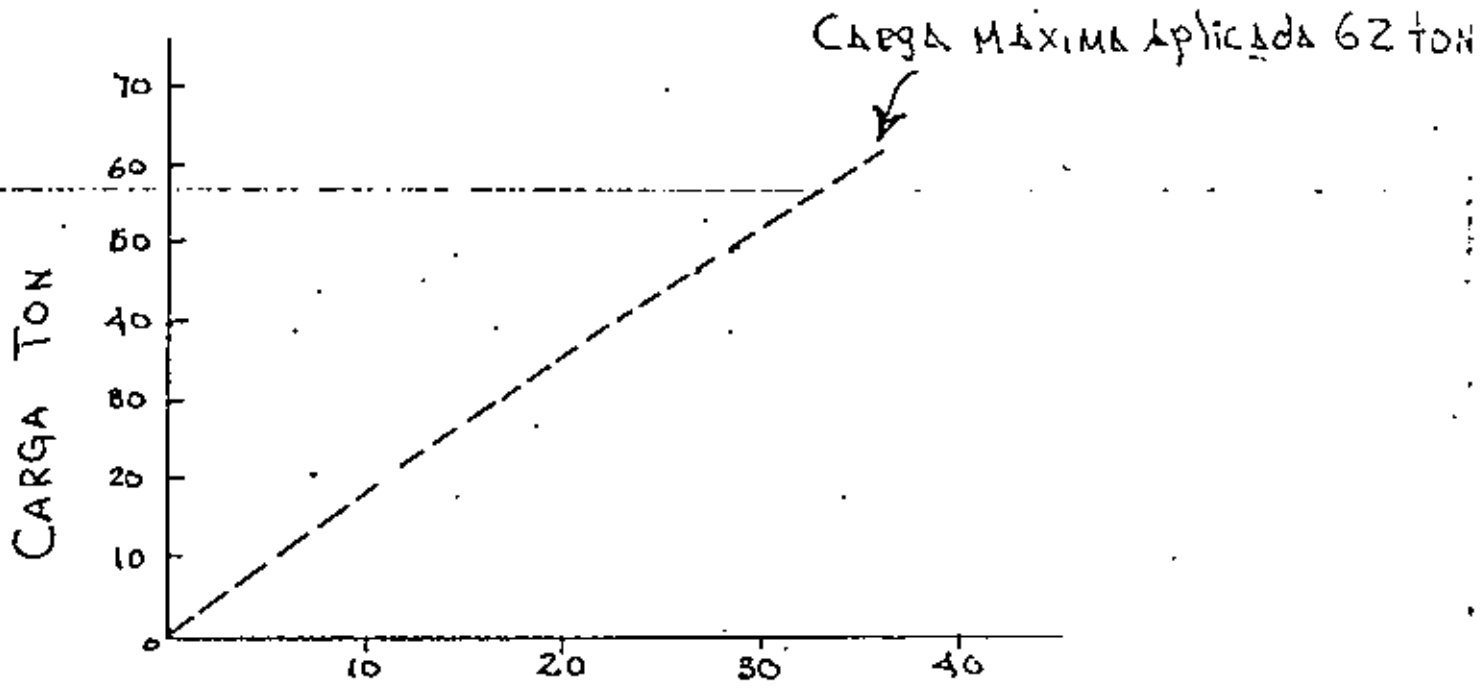
11 Sept 1973

PRUEBA DE TENSION ZAPATA MERIDA



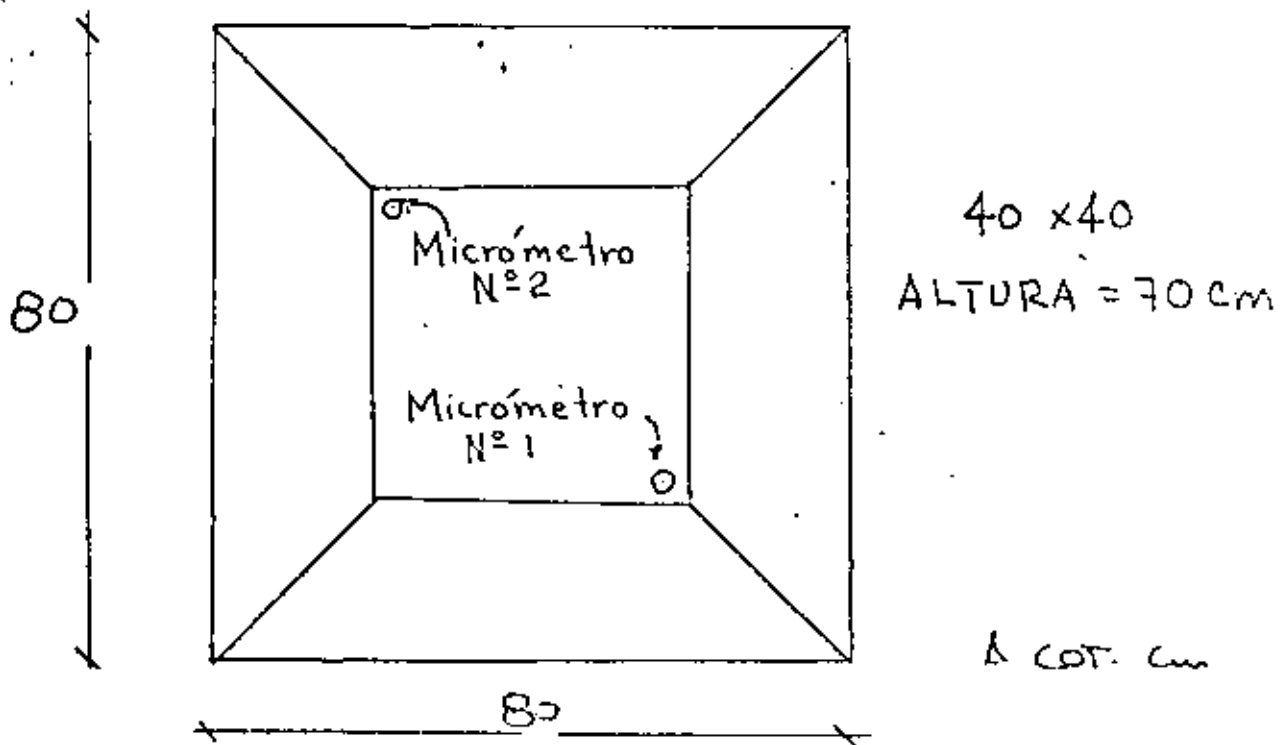
11 Sept 1973

PRUEBA EN COMPRESION ZAPATA PIRAMIDAL (PILON), MERIDA



DESPLAZAMIENTOS EN 0.01MM.

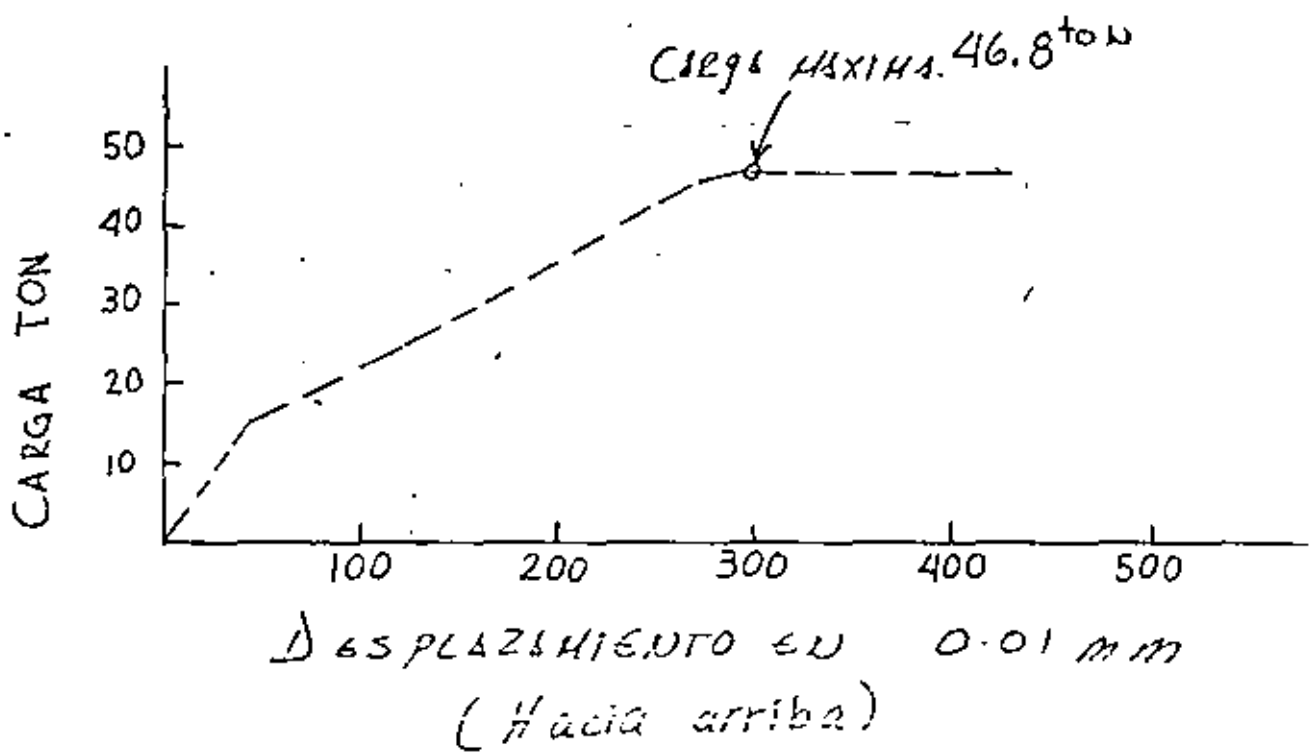
(ASENTAMIENTOS)



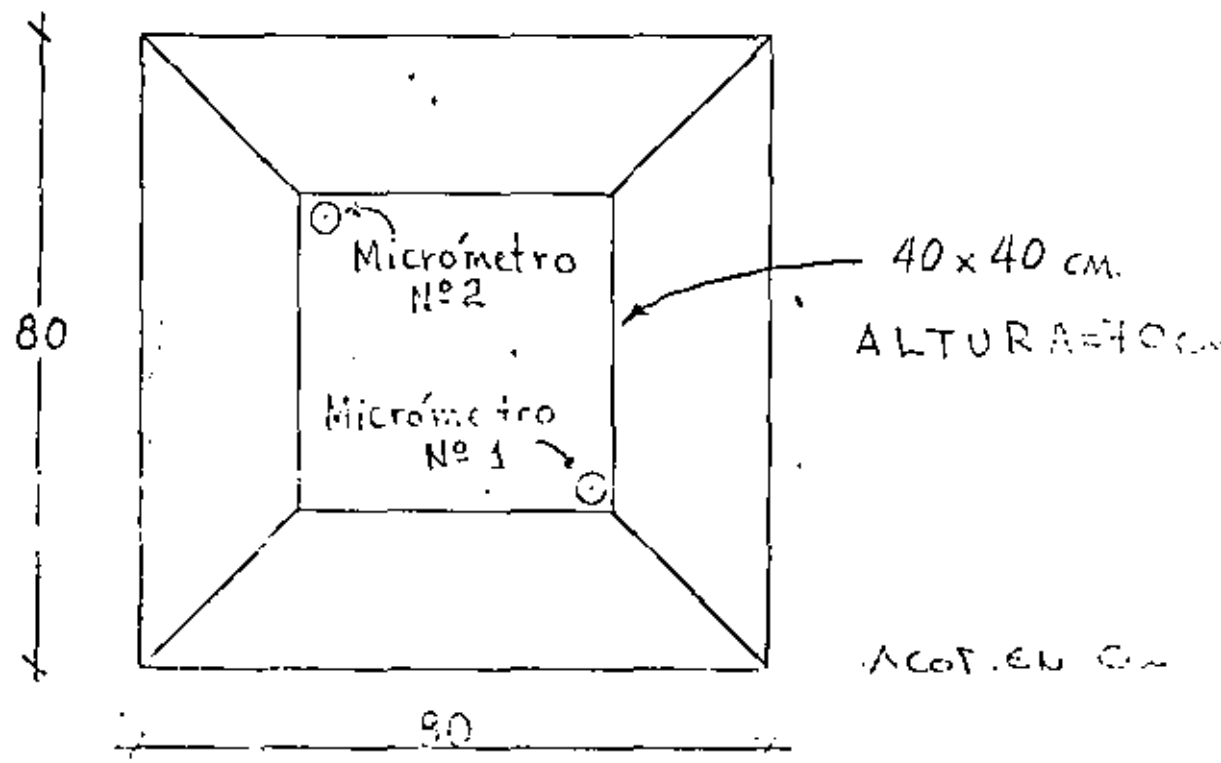
COLUMNA DE SECCION VARIABLE (PILON)

11 Sept. 1973

PRUEBAS EN TENSION ZAPATA PIRAMIDAL (PILON) METAL



NOTA: No se presentaron fisuras



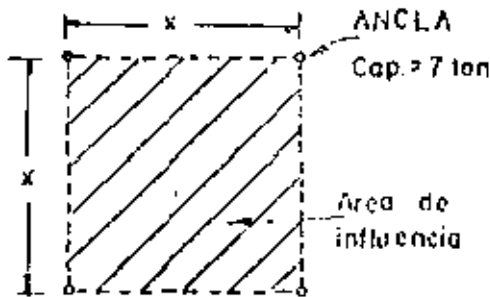
Columna de sección VARIADA (PILON)

De donde resulta que el peralte de losa de roca que se autosopporta es de 25 cm.

El número de anclas se calcula como sigue:

Se supone una capacidad de trabajo del ancla por ejemplo de 7 ton para barras redondas lisas $\phi 1"$ de acero grado estructural.

La separación de las anclas se calcula tomando su área de influencia como sigue:



Área por peso de roca = Cap. de ancla

$$x^2 \times 0.25 \times 2.5 = 7$$

$$x^2 = \frac{7}{0.625} \quad ; \quad x = 3.4 \text{ m}$$

$$\therefore x = 3.4 \text{ m}$$

Si se observa que este espaciamiento es mayor que la separación entre fracturas verticales entonces se cierra el espaciamiento a criterio del proyectista.

En la práctica la longitud de las anclas varía generalmente entre 0.3 a 0.4 la longitud del claro del arco.

$$S; T = 16''$$

$$x^2 = \frac{16}{2.5} = 6.4 \quad ; \quad x = 2.5''$$

Longitud

$$\text{ancla} = 0.35 \times d = 0.35 \times 14.5 = 5''$$





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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y LA CONSTRUCCION

Estudios de Mecánica de Rocas Realizados a la Fecha, en Relación al
Establecimiento de la Factibilidad Técnica, para la Construcción de
una Cortina de Concreto del Tipo Arco - Bóveda

mayo, 1981.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for transparency and accountability, particularly in the context of public administration and financial management.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect, store, and analyze data. It highlights the need for robust systems that can handle large volumes of information while ensuring data integrity and security. The text also touches upon the challenges of data management, such as ensuring consistency and preventing data loss.

3. The third part of the document focuses on the application of data analysis techniques to derive meaningful insights. It discusses how statistical methods and data visualization can be used to identify trends, patterns, and anomalies in the data. The text stresses the importance of interpreting these findings in the context of the specific problem being addressed.

4. The fourth part of the document addresses the ethical and legal considerations surrounding data collection and analysis. It discusses the need for transparency in data processing, the protection of personal information, and the importance of obtaining informed consent from individuals whose data is being collected. The text also mentions the potential for bias and discrimination in data-driven decision-making.

5. The fifth part of the document discusses the future of data management and analysis. It highlights the ongoing evolution of data science and the increasing reliance on artificial intelligence and machine learning for data analysis. The text also mentions the importance of staying up-to-date with the latest developments in the field and the need for continuous learning and skill development.



1
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AUGUSTO RODIN 265. MEXICO 19. D. F.
TELEFONO: 503-37-00

MEM. NO. R-02- 79

EXP. NO.

FECHA: 27 de marzo, 79

ASUNTO:

P. H. ITZANTUN, CHIS.

ESTUDIOS DE MECANICA DE ROCAS REALIZADOS A LA FECHA EN RELACION AL ESTABLECIMIENTO DE LA FACTIBILIDAD TECNICA, PARA LA CONSTRUCCION DE UNA CORTINA DE CONCRETO DEL TIPO ARCO-BOVEDA.

CONTENIDO

1. INTRODUCCION
 - 1.1 Finalidad
2. CARACTERIZACION DEL MACIZO ROCOSO
 - 2.1 Antecedentes
 - 2.2 Propiedades geomecánicas de la roca intacta
 - 2.3 Deformabilidad de la roca
 - 2.4 Estado natural de esfuerzos
 - 2.5 Resistencia al esfuerzo cortante en el contacto U2-U3
3. ESTABILIDAD DE TALUDES DE MARGEN IZQUIERDA
 - 3.1 Introducción
 - 3.2 Geometría de los bloques analizados
 - 3.3 Resistencia de los planos de deslizamiento
 - 3.4 Cargas debidas al llenado y operación del embalse
 - 3.5 Presentación de resultados
 - 3.6 Conclusiones
 - 3.7 Recomendaciones

4. CONCLUSIONES
 - 4.1 Deformabilidad del macizo rocoso
 - 4.2 Estabilidad de ambas márgenes
5. FACTIBILIDAD TECNICA
6. PROGRAMA ADICIONAL DE ESTUDIOS
7. RECONOCIMIENTOS

1. INTRODUCCION

1.1 Finalidad

En este informe se presenta el avance de los trabajos de mecánica de rocas realizados hasta la fecha en el sitio de la boquilla de la Presa Itzantún, Chis.

Estos trabajos han sido dirigidos hacia el conocimiento de la caracterización del macizo rocoso en cuanto a sus propiedades geomecánicas para su utilización en el diseño detallado de una cortina de concreto del tipo arco-bóveda, en relación al establecimiento de su factibilidad técnica.

A la fecha los trabajos de campo no han sido terminados, pero la información obtenida es suficiente para la definición de la finalidad arriba mencionada.

En vista de la importancia que hemos adjudicado a los últimos hallazgos geológicos sobre la margen izquierda, se incluyen los resultados numéricos de análisis sobre la estabilidad general y local de la margen izquierda.

2. CARACTERIZACION DEL MACIZO ROCOSO

2.1 Antecedentes

Tomando en cuenta el tipo de cortina considerada en el proyecto, en octubre de 1977, se planeó el desarrollo de una campaña de ensayos de campo y laboratorio para conocer las propiedades geomecánicas del macizo rocoso para fines del estu-

dio de la interacción estructura-roca.

De acuerdo con lo anterior, se consideró como indispensable para el diseño preliminar y de detalle de la cortina, la determinación de la deformabilidad del macizo rocoso, quedando como parámetros secundarios el conocimiento del estado de esfuerzos internos de la roca, la resistencia de la misma como roca intacta y la resistencia al esfuerzo cortante en los planos de estratificación entre las unidades litológicas U1-U2 y U2-U3.

Los trabajos de campo se iniciaron en febrero, 1978, mediante la ejecución de pruebas de placa flexible para la determinación puntual del módulo de deformabilidad de la roca, continuando con la ejecución de ensayos de corte directo in-situ, en el contacto más débil U2 - U3 y con la determinación del estado natural de esfuerzos internos de la roca. Paralelamente se realizaron ensayos en el laboratorio, en núcleos provenientes de los Barrenos 1-A y 8-A de margen izquierda.

A la fecha se han realizado 30 ensayos de placa flexible en la parte baja del cañón (hasta la El. 234) interesando la Unidad U-3 y la parte baja de la Unidad U-2, y 7 pruebas de corte directo in-situ en el contacto arcilloso de la parte baja del cañón entre las Unidades U-2 y U-3 y únicamente se han realizado 2 ensayos de gato-plano para la determinación del estado

natural de esfuerzos interno de la roca.

La determinación del módulo de elasticidad dinámico del macizo rocoso mediante levantamientos de refracción sísmica, así como, la determinación de la zona decomprimida del cañón han estado a cargo de la Compañía Geofimex, S.A.

2.2. Propiedades geomecánica de la roca intacta

Con objeto de conocer las propiedades índice y mecánicas de la roca intacta se hicieron ensayos de laboratorio en núcleos \varnothing 5 cm provenientes de los Barrenos 8-A y 1-A de la margen izquierda. El primero es representativo de las calizas masivas de la Unidad litológica intermedia U-2 y el segundo de la Unidad litológica inferior U-3. En las Figs. 2 y 3 se presentan los perfiles estratigráficos en los que se indica la variación de las propiedades geomecánicas.

Los valores promedios de las propiedades más importantes se muestran en la tabla 2.1.

Tabla: 2.1 - Propiedades geomecánicas de la roca intacta

PARAMETRO	BARRENO 8-A (U2)				BARRENO 1-A (U3)			
	PROM.	N	D	V %	PROM.	N	D	V %
R_c , kg/cm ²⁺	1021	22	359	35	724	8	373	51
R_c , " *	812	30	301	37	667	28	371	55
R_t , kg/cm ²⁺	74	9	13	17	73	6	26	36
R_t , " *	70	19	26	37	48	12	28	5
R_f , kg/cm ²⁺	201	6	94	47	149	4	70	47
R_f , " *	142	12	63	44	81	4	40	49
R_s , kg/cm ²⁺	118	8	32	27	34	2	7	22
R_s , " *	162	4	43	26	-	-	-	-
E , kg/cm ²⁺	609000	7	115000	19	231000	3	149000	65
E , " *	505000	13	189000	37	238000	6	196000	82
γ , ton/m ³	2.66	38	0.06	2	2.6	36	-	-
n , %	4	26	1	27	3	12	1	36
i , %	0.40	26	0.20	52	0.4	12	0.3	87

+ = Medio ambiente; * Saturadas;

D = Desviación estándar

V = Coeficiente de variación

N = Número de pruebas

R_c = Resistencia en compresión simple

R_t = Resistencia en tensión

R_f = Resistencia en tensión bajo flexión

R_s = Resistencia en corte simple

E = Módulo elástico

γ = Peso volumétrico

n = Porosidad

i = Índice de alteración (absorción de agua durante 1.5 horas)

2.2.1 - Clasificación ingenieril como roca intacta

En la Fig. 4 se presenta la clasificación para roca intacta propuesta por Don U. Deere⁽¹⁾ empleando los valores promedio de la resistencia a la compresión simple y del módulo de elasticidad obtenidos en el laboratorio.

2.2.2 - Observaciones

De acuerdo con la clasificación como roca intacta, la roca de la unidad U-2 tiene un comportamiento elástico que corresponde a rocas de composición mineralógica homogénea. La roca de la unidad U-3 es algo más heterogénea. Ambas rocas quedan dentro de la clasificación de rocas con resistencia media (entre 500 a 1000 kg/cm²).

La resistencia de la roca por efecto de saturación disminuye entre 10% y 15%.

2.3 - Deformabilidad de la roca

La deformabilidad de la roca ha sido estudiada mediante ensayos estáticos de placa-flexible de 1 m de diámetro y 0.8m² de superficie de contacto en las cuales las presiones máximas aplicadas han variado entre 25 kg/cm² y 60 kg/cm².

(1) Rock Mechanics in Engineering Practice - Stagg, Zienkiewicz, Cap. 1. Geological Considerations by Don U. Deere, 1968

Las pruebas se han realizado en la parte baja del cañón en los socavones de exploración geológica Nos. 2 y 4 de margen izquierda y Nos. 5 y 5' de margen derecha. Los sitios de prueba están ubicados a 15 m y 30 m del cantil en socavones cruceros de 8 m de longitud. En cada sitio se efectuaron dos pruebas, una de ellas en dirección horizontal perpendicular al río y la otra en dirección vertical. En la Fig. 1 puede verse la localización de los socavones y los sitios de pruebas.

En todos los sitios de prueba se elimina la roca suelta superficial y la superficie de contacto se labra con herramientas de percusión neumáticas, rellenando las irregularidades con mortero de cemento.

El punto de medición siempre se coloca dentro de la roca a profundidades variables entre 25 cm y 45 cm con lo cual se elimina el efecto de la decompresión de la roca en la vecindad de las paredes del socavón, obteniéndose así valores más representativos de este parámetro.

En la Tabla 2.2 se presenta un resumen de los valores del módulo de deformabilidad de la roca obtenidos en estas pruebas, y se comparan contra los valores del módulo de deformabilidad obtenido en ensayos de laboratorio.

En las gráficas de las Figs. 5 a 35 se muestra la variación de la deformación de la roca contra la presión de contacto aplica-

da, así como, las rectas para obtener el módulo global (secante) y el módulo de descarga.

Para analizar el comportamiento estructural de la roca en función de su deformabilidad, de acuerdo con la clasificación de Schneider(1967)* se presentan en la Tabla 2.3 los valores promedios del módulo de deformabilidad global E_r , del módulo inicial de descarga, E , y del coeficiente de deformación irre-
cuperable- C_p y en la gráfica de la figura 35-A se presenta la clasificación de la roca en función de su deformabilidad, mediante la correlación de los parámetros arriba mencionados.

En la Tabla 2.4 se presenta una comparación entre los módulos de deformabilidad estáticos de campo, con los módulos elásticos dinámicos también determinados en el campo. Estos últimos valores fueron tomados del informe preliminar No. 2258 sobre el Estudio geofísico para la boquilla del Río Tacotalpa, Proyecto Itzantón, Chis., de febrero 28 de 1979, elaborado por la Cía. Geofimex, S.A., indicados en el apartado de propiedades geomecánicas. 2.3 b) y c).

*Schneider B (1967) "Moyens Nouveaux de Reconnaissance des Massifs Rocheux", Annales de l'ITBTP, No. 235-236, París.

Tabla 2.2. - Valores del Módulo de deformabilidad estático de la roca, en campo y laboratorio

Sitio	Crucero	Unidad Litológica	Dirección	E_r (ton/cm ²)	E_r promedio (ton/cm ²)	E(lab) (ton/cm ²)
Socavón 2 Margen Izquierda El. 234	1	U-3	I	200	(225)	230 (1-A)
			D	250		
			P	240		
			T	130		
Socavón 4 Margen Izquierda El. 233	1	U-2	I	360	(220)	
			D	80		
			P	140		
			T	90		
Socavón 5 Margen Derecha El. 230	2	U-2	I	480	430	609 (8-A)
			D	380		
			P	530*		
			T	180		
Socavón 5 Margen Derecha El. 230	1	U-2	I	310	(295)	
			D	280		
			P	290		
	2	U-2	T	390	340	
			I	320	360	
			D	400		
P	530					
Socavón 5 Margen Derecha El. 230	1	U-2	T	180	355	
			I	464	(578)	
			D	692		
	P	400				
	2	U-2	T	312	356	
			I	285	344	
D			403			
P	582					
			T	802	692	

Notas: E_r - Módulo de deformabilidad estático, global (secante), calculado para la presión máxima aplicada

E (lab) - Módulo de deformabilidad de laboratorio

() - Valores del módulo elástico horizontal más próximos del cañón

* El contacto arcilloso U2-U3 se encuentra a 1 m por debajo del sitio de prueba y no causó efecto en la deformación

(1-A) y (8-A) - Promedio de E de laboratorio en barrenos 1-A y 8-A

I=Pared Izquierda; D = Pared derecha; P = Piso; T = Techo
Las pruebas I, D, son horizontales perpendiculares al río y las pruebas P, T, son verticales.

Tabla 2.3- Parámetros de la deformabilidad de la roca
Módulo de deformación global (secante).

Módulo de deformación en la descarga y coeficiente de deformación irrecuperable.

(Valores promedios de los ensayos en paredes de los socavones)

SITIO	CRUCERO	UNIDAD LITOLÓGICA	DIRECCION	kg/cm ² · x10 ³		E/E _r	C _p :01 mm/kg/cm ²
				E	E _r		
SOCAVON 2 MARGEN IZQUIERDA El. 234	1	U-3	HORIZONTAL	430	225	1.90	0.04
			VERTICAL	335	185	1.80	0.065
	2	U-3	HORIZONTAL	575	165	3.50	0.135
SOCAVON 4 MARGEN IZQUIERDA El. 233	1	U-2	HORIZONTAL	230	220	1.05	0.101
			VERTICAL	233	115	2.00	0.125
	2	U-2	HORIZONTAL	540	430	1.30	0.101
			VERTICAL	650	355	1.80	0.110
SOCAVON 5 MARGEN DE RECHA El. 230	1	U-2	HORIZONTAL	380	295	1.30	0.350
			VERTICAL	500	340	1.50	0.500
	2	U-2	HORIZONTAL	800	360	2.20	0.100
			VERTICAL	600	355	1.70	0.260
SOCAVON 5 MARGEN DE RECHA El. 230	1	U-2	HORIZONTAL	775	578	1.30	0.33
			VERTICAL	660	356	1.90	0.60
	2	U-2	HORIZONTAL	610	344	1.80	0.55

E = Módulo de deformación en la descarga

E_r = Módulo de deformación global (secante)

C_p = Coeficiente de deformación irrecuperable igual al cociente de la deformación irrecuperable y el valor máximo de la presión alcanzada para el ciclo correspondiente.

Tabla 2.4 - Comparación entre los módulos de deformabilidad estáticos medidos en el campo con los módulos elásticos dinámicos

SITIO	CRUCERO	UNIDAD LITOLÓGICA	DIRECCION	$E - \text{kg/cm}^2 \times 10^3$	$E_r - \text{kg/cm}^2 \times 10^3$	$E_{din}^* - \text{kg/cm}^2 \times 10^3$	$E_{din} - \text{kg/cm}^2 \times 10^3$
SOCAVON 2 MARGEN IZ QUIERDA El. 234	1	U-3	Horizontal Vertical	430 335	(225) 185	(120)	(200)
	2	U-3	Horizontal	575	165	125	300
SOCAVON 4 MARGEN IZ QUIERDA El. 233	1	U-2	Horizontal Vertical	230 233	(220) 115	(150)	(300)
	2	U-2	Horizontal Vertical	540 650	430 355		470
SOCAVON 5 MARGEN DE RECHA El. 230	1	U-2	Horizontal Vertical	380 500	(295) 340	(160)	(380)
	2	U-2	Horizontal Vertical	800 600	360 355		470
SOCAVON 5' MARGEN DE RECHA El. 230	1	U-2	Horizontal Vertical	775 660	(578) 356		(380)
	2	U-2	Horizontal	610	344		470

E = Módulo de deformación en la descarga

E_r = Módulo de deformación global (secante)

E_{din}^* = Módulo elástico dinámico obtenido en los socavones de ensaye

E_{din} = Módulo elástico dinámico obtenido desde las paredes del cañón

() = Valores más próximos al cantil (15 m)

2.2.1 Observaciones

1- El módulo de deformabilidad horizontal promedio obtenido en las Unidades litológicas U2 y U3 en los socavones 2 y 4 de la margen izquierda para una distancia de 15 m desde el cantil (cruce 1), son prácticamente iguales.

2- Se observa un aumento en el módulo de deformabilidad horizontal hacia el interior del macizo rocoso en ambas márgenes, del orden de 50% en los socavones 4 y 5.

3- En el socavón No. 2 de la margen izquierda se nota un efecto de decompresión hasta el cruce 2, o sea, hasta 30 m de distancia del cantil, mientras que en el socavón 4 podría considerarse que la decompresión del cañón llega hasta 15 m.

En la margen derecha la zona decomprimida debe ser menor de 15 m.

4- Los valores promedio del módulo de deformabilidad obtenidos en ensayos de laboratorio para los Barrenos 1-A y 8-A, representativos de las unidades litológicas U-3 y U-2, son mayores 20% y 50% respectivamente, que los valores promedio obtenidos en los ensayos de campo. Tomando en cuenta esa diferencia relativamente pequeña, puede decirse que en general el macizo rocoso es homogéneo dentro de la zona

estudiada.

- 5- Según la clasificación de la roca en función de su deformabilidad, indicada en la Fig. 35-A, el macizo rocoso queda clasificado como una roca densa, con fisuración reducida y muy pequeña o nula deformación irrecuperable.
- 6- De acuerdo con los resultados de los ensayos estáticos de campo, puede decirse que el comportamiento de la roca es casi elástico.
- 7- Analizando la Tabla 2.4 en la que se comparan los valores de los módulos de deformabilidad estáticos y módulos elásticos dinámicos determinados en el campo, se observa lo siguiente:
 - Los módulos dinámicos obtenidos en los socavones en los mismos sitios de ejecución de los ensayos de placa resultaron menores que los obtenidos en los ensayos estáticos.
 - Consideramos que el fenómeno anterior fue ocasionado por el fracturamiento superficial del socavón por el uso de explosivos y que las ondas de choque debieron haber viajado a muy poca profundidad de la superficie.
 - De acuerdo con lo anterior, consideramos que los módulos dinámicos más representativos del macizo rocoso son los obtenidos superficialmente desde las paredes del cañón.
 - Los módulos elásticos dinámicos, obtenidos desde las paredes del cañón son en unos casos del mismo orden que los es-

táticos globales (secantes) y en otros, sólo un 50% mayores.

-Lo anterior, indica que se trata de un macizo rocoso con discontinuidades que dan lugar a la formación de grandes bloques, pero que los bloques de roca aislados tienen un comportamiento elástico como se anotó previamente en los puntos 4 y 5.

8- Se considera que los valores obtenidos para el módulo elástico dinámico del macizo rocoso desde la superficie de las paredes del cañón son congruentes con los obtenidos en los ensayos estáticos de placa.

9- En forma general se observa que los valores del módulo de deformabilidad horizontal obtenidos en las pruebas de placa son mayores en la margen derecha.

Los valores promedio del módulo de deformabilidad horizontal, a una distancia de 15 m del cantil, para la parte baja del cañón, hasta la El. 234 son los siguientes:

Margen izquierda: U - 3: 220 000 kg/cm²

U - 2: 220 000 "

Margen derecha: U - 2: 436 000 "

Se recomienda utilizar estos valores para fines de diseño preliminar disminuyéndolos en un 20% para tomar en cuenta el

efecto de escala.

- 10- Para el diseño definitivo se recomienda utilizar el valor promedio del módulo de deformabilidad estático que resulte entre los valores indicados arriba y los deducidos a partir de los ensayos dinámicos de campo.
- 11- Se observa que la relación de módulos de deformabilidad para el concreto y la roca será ≈ 1 para la margen izquierda y de 0.5 para la margen derecha.

2.4 - Estado natural de esfuerzos

Con objeto de conocer el estado natural de esfuerzos del macizo rocoso y sus efectos potenciales en las excavaciones subterráneas se tiene programada una serie de ensayos de relajación de esfuerzos del tipo gato-plano y roseta de deformaciones en ambas márgenes.

Hasta la fecha sólo se han realizado dos ensayos de gato-plano dentro del Socavón No. 4 de la margen izquierda, El. 233, a una distancia de unos 40 m del cantil que corresponde a la El. 415 en superficie, o sea, que se tiene un techo de roca de 182 m.

Los resultados de estos ensayos se presentan en las Figs. 36 y 37.

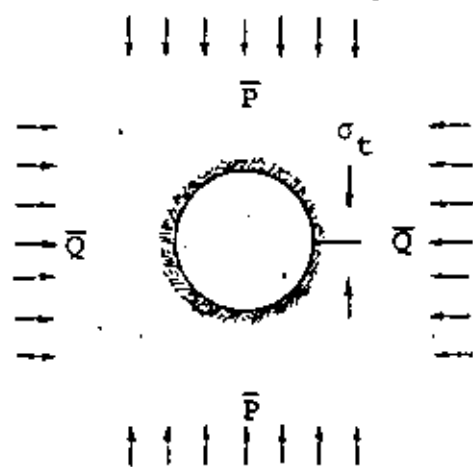
Los esfuerzos modificados obtenidos fueron:

Esfuerzo vertical $\sigma_t = 108 \text{ kg/cm}^2$ (tangencial)

Esfuerzo horizontal $\sigma_h = 19 \text{ kg/cm}^2$; en dirección perpendicular al río

2.4.1 Discusión de los resultados

El esfuerzo debido al techo de roca de 182 m para un peso volumétrico de la roca de 2.6 ton/m^3 es $P = 47 \text{ kg/cm}^2$, si la relación de Poisson fuera igual a $\nu = 0.25$ el esfuerzo horizontal por peso propio sería $Q = \frac{P}{3} = 16 \text{ kg/cm}^2$, es decir: $P = 47 \text{ kg/cm}^2$, $Q = 16 \text{ kg/cm}^2$, por peso propio, con $\nu = 0.25$



Ahora bien, los esfuerzos medidos en las paredes del socavón son:

$$\sigma_t = 3\bar{P} - \bar{Q} = 108 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_h = \bar{Q} = 19 \text{ kg/cm}^2$ (suponiendo que el esfuerzo horizontal perpendicular al socavón es igual al esfuerzo horizontal paralelo a las paredes del socavón que es el valor medido).

De estos valores medidos resulta $\bar{P} = 42 \text{ kg/cm}^2$ y $\bar{Q} = 19 \text{ kg/cm}^2 = 0.45 \bar{P}$ que corresponde a $\nu = 0.31$.

puede decirse que \bar{P} , deducido de los esfuerzos medidos en el campo, es del mismo orden que el P teórico por peso propio.

-Los esfuerzos horizontales en dirección perpendicular al río corresponden aproximadamente con los de peso propio.

-Se tiene programado realizar más mediciones para confirmar lo anterior, así como, para conocer el estado de esfuerzos horizontales en dirección paralela al río. Lo mismo se realizará para la margen derecha.

2.5 - Resistencia al esfuerzo cortante en el contacto U2-U3

2.5.1 Antecedentes

Tomando en cuenta la actitud de la estructura del macizo rocoso de la margen izquierda constituido por un bloque de roca caliza que buza hacia aguas abajo con un echado de 24° NE, se consideró la conveniencia de conocer la resistencia al esfuerzo cortante en los planos de contacto que separan las tres unidades litológicas componentes de dicho bloque calizo, para fines de estudios de estabilidad de dicha margen.

El bloque de roca calizo está constituido por 3 Unidades litológicas que tienen estructuras bien definidas.

La Unidad superior U-1, tiene espesor variable desde unos cuantos metros hasta 200 m y está constituida por calizas con estratificación gruesa, no conociéndose a la fecha con detalle las características del contacto entre esta unidad y la unidad 2 intermedia. El afloramiento de esta unidad en la margen izquierda se en-

cuentra a unos 350 m al Poniente del cañón en forma de un cantil vertical coincidente con una fractura con dirección NE. En esa zona el espesor de esta unidad es de unos 50 m.

La Unidad intermedia U-2, tiene unos 200 m de espesor y está constituida por calizas masivas con estratos muy gruesos ($>20\text{m}$) sin intercalaciones de arcilla entre estratos, excepto unas 2 o 3 capas existentes por arriba del contacto U2-U3, que tienen una capa delgada de arcilla con espesor de 1 a 2 mm en sus contactos, los cuales tienen una alta rugosidad en forma de estrías, con el estriado paralelo al echado de las capas.

La unidad inferior U-3, tiene unos 150 m de espesor y está constituida por calizas con estratificación gruesa, con intercalaciones de arcilla entre sus estratos, cuyo espesor es del orden de 1 cm. De acuerdo con lo anterior se programaron en primera instancia la ejecución de pruebas de corte directo in-situ en el contacto arcilloso U2-U3, por presentar el plano con mayor debilidad de todo el bloque calizo que constituye la margen izquierda.

Al efecto, se han realizado 7 pruebas en el Socavón No. 4 de la margen izquierda, El. 234 a una distancia de 40 m desde el cantil. Ver croquis de localización en la Fig. 38.

A continuación se describen las características de estos ensayos y se analizan los resultados obtenidos.

2.5.2 Descripción de las pruebas

Las pruebas de corte se han realizado en probetas prismáticas labradas in-situ, que tienen una superficie aproximada de 3600 cm^2 ($60\text{cm} \times 60\text{cm}$) y una altura de 350 m.

Los esfuerzos normales aplicados variaron entre 5 y 50 kg/cm^2 .

La superficie de contacto está constituida por una arcilla de color negro con grumos calizos, que tiene un espesor aproximado de 1 cm. Esta superficie de contacto es muy regular en el sitio de las pruebas y solo en el lugar del ensaye No. 1 se observó una ondulación del orden de 1 cm. La arcilla se encuentra prácticamente saturada en su estado natural.

Después de la terminación de cada prueba, se recupera el material de relleno y se eliminan los grumos calizos mediante lavado. Posteriormente se hacen determinaciones de sus límites de consistencia para su clasificación, habiendo resultado los siguientes valores.

PRUEBA No.	LL (%)	(I _p (%)
1	38.0	24.5
2	52.4	35.8
3	32.4	16.5
4	46.6	28.8

Los datos anteriores corresponden a arcillas de plasticidad media según la carta de clasificación de Casagrande, pero que son del tipo expansivo por su cercanía a la Línea U. Ver. Fig. 41.

En todos los ensayos se realizó una consolidación previa bajo el esfuerzo normal, el cual, para los casos de altos esfuerzos se aplicó mediante varios incrementos de carga. En todos los casos el tiempo total de consolidación fue de aproximadamente 20 hrs.

El esfuerzo tangencial de corte se aplicó mediante el control

de desplazamientos con una velocidad constante de 0.25 mm/5 min. Solamente las dos primeras pruebas se realizaron mediante el sistema de control de carga, aplicando varios incrementos, realizando el aumento de carga una vez considerado estabilizado el incremento de carga anterior. El tiempo total del corte en todos los casos fue de aproximadamente 9 horas.

2.5.3 Resultados

Los resultados de estas pruebas se presentan en las gráficas de esfuerzo tangencial - desplazamiento de la Fig. 39 y en la gráfica de esfuerzo cortante contra esfuerzo normal de la Fig. 40.

Se observa que para valores bajos del esfuerzo normal se obtienen los valores más altos del ángulo de fricción $\phi_p = 28^\circ$ y $\phi_R = 19^\circ$ (Peak y Residual respectivamente) y que para esfuerzos normales altos el valor del ángulo de fricción disminuye a $\phi_p = 10^\circ$ y $\phi_R = 9^\circ$.

Estos últimos valores del ángulo de fricción se obtuvieron para los esfuerzos normales a los que está sujeto el plano de contacto en cuestión bajo la carga de roca por peso propio.

Aún cuando se considera que la velocidad de aplicación de la carga de corte fué suficientemente lenta para disipar la presión de poro, los valores relativamente bajos del ángulo de fricción

resultante ponen en duda el desarrollo de dicha presión, de manera que se han programado varios ensayos adicionales en los que se reducirá a la mitad la velocidad de aplicación de carga y se tratará de medir la presión de poro.

3. ESTABILIDAD DE TALUDES DE MARGEN IZQUIERDA

3.1 Introducción

Se realizó un estudio de estabilidad de varios bloques de la margen izquierda con la finalidad de estimar el riesgo de deslizamiento hacia la zona del arco y hacia el embalsé utilizando el "método de la cuña" que se describe en el Anexo No. 1. Al efecto, se analizó la estabilidad por deslizamiento en dos plano de ocho bloques cuya delimitación en planta se muestra en la Fig. 42. El volumen de estos bloques varía de 0.10 a 8.0 millones de metros cúbicos como se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1

BLOQUE	VOLUMEN 10 ⁶ m ³	PESO 10 ⁶ Ton
1	5.7	14.0
2	8.3	20.0
3	0.8	2.1
4	0.8	2.0
5	2.2	5.5
6	0.9	2.3
7	0.4	1.0
8	0.1	0.26

El estudio consta de una primera parte en que se consideran coeficientes sísmicos de 0.2 y 0.4 intentando representar las condiciones que han prevalecido a la fecha en los bloques ana-

lizados; y una segunda parte en la que además de las condiciones anteriores se toman en cuenta las cargas hidrostáticas por el llenado y operación del embalse.

3.2 Geometría de los bloques analizados

Todos los bloques analizados, excepto el bloque 3, están delimitados en su parte inferior por el plano de estratificación entre las unidades U_2 y U_3 que es el plano principal de deslizamiento. Lateralmente los bloques 1, 2 y 5 quedan limitados: al Sur por el cantil paralelo a la falla Itzantún; al este por el cañón del río; en las partes Norte y Oeste están limitados por planos que tienen la misma orientación de las fracturas importantes detectadas en los socavones 6, 4, 12 y en geología superficial. Los bloques 3 y 6 están limitados lateralmente por las fracturas $F2$ y $F2'$ que parecen ser los únicos indicios actuales de movimiento que pueden observarse en la margen izquierda. Estos bloques (3 y 6) tienen un solo plano de deslizamiento que es el inferior (véase tabla 2) que tiene echado hacia el Sureste, es decir, hacia el cantil paralelo a la falla Itzantún.

Los bloques 4, 7 y 8 tienen por límites laterales: al Noroeste y al Sur planos con la misma orientación que la de las fracturas observadas en superficie y en los socavones 4 y 12; y al Este por el cañón del río.

La orientación de los planos de deslizamiento de los bloques

analizados es la que se presenta en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Orientación de los planos de deslizamiento

BLOQUE	PLANO	RUMBO	ECHADO
1	A	N 55° W	24° NE
	B	N 85° E	80° SE
2	A	N 55° W	24° NE
	B	N 75° W	80° NE
3	Unico	N 80° E	45° SE
4	A	N 55° W	24° NE
	B	N 55° E	86° NW
5	A	N 55° W	24° NE
	B	N 55° E	86° NW
6	Unico	N 80° E	65° SE
7	A	N 55° W	24° NE
	B	N 45° E	90°
8	Unico	N 55° W	24° NE

3.3 Resistencia de los planos de deslizamiento

El plano principal de deslizamiento (Plano A) de los bloques 1, 2, 4, 5, 7 y 8 es el contacto U2/U3 que tiene una resistencia al corte dada por $C = 0$ (cohesión nula) y $\phi = 10^\circ$. Esta resistencia es la que se obtuvo de las siete pruebas efectuadas en el socavón 4 en la El. 234 a 40 m de distancia del cantil izquierdo (inciso 2.5).

Se ha supuesto en una primera etapa de los análisis que los pla-

nos de deslizamiento, exceptuando el contacto U2/U3 ya mencionado, tienen una resistencia representada por $C = 0$ (cohesión nula) y ángulos de fricción $\phi = 45^\circ$, 64° y 70° que corresponden a juntas lisas, rugosas y muy rugosas respectivamente, pero que son continuas, limpias y cerradas, es decir, sin alteración superficial ni relleno (ver ref. 1).

En una segunda etapa de los análisis se calculó la resistencia al corte de todos los planos de deslizamiento de los bloques, (exceptuando la del contacto U2/U3 que siempre se tomó en cuenta como $\phi = 10^\circ$, sin cohesión), para la condición $F_s = 1$, factor de seguridad unitario, en la forma siguiente:

- a) considerando la cohesión-nula y calculando el valor del ángulo de fricción resultante,
- b) considerando el ángulo de fricción igual a 30° y calculando la resistencia al corte de la roca intacta de las irregularidades (fuerza cohesiva).

3.4 - Cargas debidas al-llenado-y operación-del-embalse

El análisis con cargas hidrostáticas se efectuó tomando en cuenta dos condiciones:

- a) embalse lleno hasta la El. 430 (N.A.M.O.) y
- b) vaciado rápido de la El. 430 (N.A.M.O.) a la El. 363 (umbral de la toma)

La localización de la pantalla de inyecciones y del sistema de drenaje considerados en el cálculo se muestran en la Fig. 42.

Las cargas hidrostáticas se calcularon considerando que con la

pantalla de inyecciones se logra una estanqueidad completa. Sin embargo, los bloques 7 y 8 localizados inmediatamente aguas abajo del arco fueron analizados considerando que un mal funcionamiento del drenaje y la pantalla de inyecciones podría dar lugar a una presión hidrostática en las superficies que conforman la frontera Noroeste de dichos bloques.

3.5 Presentación de resultados

Los resultados se presentan en ocho tablas que son: una de factores de seguridad y otras de resistencias de los planos diferentes del de estratificación U2/U3 para cada una de las cuatro condiciones de carga siguientes:

- a) estado actual, considerando sismo (Tablas 3.3 y 3.4)
- b) con embalse lleno más sismo (Tablas 3.5 y 3.6)
- c) considerando vaciado rápido entre las elevaciones 430 y 363 (Tablas 3.7 y 3.8)
- d) considerando una fuerza hidrostática lateral en los bloques paralelos al cañón aguas abajo del arco, debida a la ineficiencia o falla de la pantalla de inyección del drenaje (Tabla 3.9 y 3.10)

3.6 Conclusiones

Estado actual. El estado actual se analiza tomando en cuenta las cargas de peso propio y sismo de los bloques.

El factor de seguridad resulta menor en los bloques 4 y 5, 3 y 6.

Del análisis de los bloques 3 y 6, el primero con probables

señales de movimiento (fracturas F2' y F2'') y el segundo ya caído, se puede concluir que la resistencia al corte del plano de deslizamiento debe estar comprendida entre los valores siguientes:

$c = 0$, $\phi = 56^\circ$ para coeficiente sísmico de 0.2

$c = 0$, $\phi = 67^\circ$ para coeficiente sísmico de 0.4

o expresado de otra manera

$c = 8.5 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 30^\circ$ para coeficiente sísmico de 0.2

$c = 16.6 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 30^\circ$ para coeficiente sísmico de 0.4

Del análisis de los bloques 4 y 5, que no presentan señales de movimiento o de inestabilidad, se concluye que la fuerza resistente en los planos de deslizamiento lateral es suficiente para asegurar su estabilidad además de que el apoyo de aguas abajo puede constituir una fuerza estabilizadora importante.

Todos los demás bloques aparecen estables en este estado.

Embalse lleno. Con embalse lleno las condiciones de estabilidad de los bloques 1, 2, 4 y 5 mejoran; los bloques 7 y 8 son menos estables; y en los bloques 3 y 6 no se afectan las condiciones por estar localizados por encima del nivel del embalse.

Con vaciado rápido. Aparece una reducción de los factores de seguridad en los bloques en contacto con el embalse que son los bloques 1, 2, 4 y 5, los otros no son afectados. Sin embargo, esta reducción de la estabilidad no alcanza

valores tan altos que no pueda ser contrarrestada con la contribución "cohesiva" del zig-zag o irregularidades de los planos laterales de deslizamiento.

Considerando una fuerza hidrostática lateral en los bloques paralelos al cañón aguas abajo del arco, debido a un mal funcionamiento de la pantalla de inyección o del drenaje. Es esta la condición de estabilidad más desfavorable de los bloques de margen izquierda y afecta sobre todo al bloque 8 que por su cercanía y su paralelismo al cañón puede tener como fronteras fracturas continuas y más abiertas.

3.7 Recomendaciones

Para asegurar la estabilidad de bloques con la localización y geometría de los bloques 7 y 8 es más conveniente construir un soporte masivo o tapón de concreto que un sistema de anclaje. Cada metro cuadrado de apoyo del tapón aporta 2'000-ton de soporte, de tal manera que para soportar una fuerza hidrostática de 600 mil toneladas que es la máxima carga que puede esperarse en el bloque 8, en caso de un drenaje ineficiente, sería necesario un tapón, ubicado aguas abajo de la cortina con dimensiones tales que su área de contacto con el bloque potencialmente inestable fuera de 300 m². Por otro lado, si no se construye el tapón, se requerirían del orden de 6 000 anclas de 100 ton de capacidad respectivamente para soportar la misma carga.

Dado que los planos de estratificación de la unidad U2 son más

resistentes, los bloques limitados por esos planos son estables. Debe preverse la instalación de anclas para asegurar contra volteo los bloques del tipo del bloque 8.

Es evidente la importancia de la pantalla de inyecciones y del sistema de drenaje no sólo para evitar la fuga del agua del embalse sino también en la estabilidad de los bloques paralelos al cantil. Es importante también conocer si existen en la zona más conductos de disolución que los detectados a la fecha.

Referencia 1

Barton, N. (1974) "Review of a new shear strength criterion for rock joints" Norwegian Geotechnical Institute, Pub. 105, Oslo, pp. 16 y 17 y 26 a 28.

4. CONCLUSIONES

4.1 Deformabilidad del macizo rocoso

En relación a la deformabilidad del macizo rocoso puede decirse lo siguiente:

Que se trata de un macizo rocoso constituido por roca caliza sana competente, que presenta algunas discontinuidades a través de fracturas y/o planos de estratificación, pero que el conjunto sigue manteniendo un comportamiento elástico con un valor del módulo de deformabilidad entre 180 y 400 ton/cm², el cual es suficiente para que no haya problemas de estabilidad elástica en la cortina de concreto proyectada.

4.2 Estabilidad de ambas márgenes

Margen izquierda

En relación a la estabilidad de la margen izquierda puede decirse lo siguiente:

- No hay peligro de inestabilidad general
- Existe únicamente inestabilidad potencial de bloques de roca delgados, inmediatamente aguas abajo del arco, delimitados por fracturas paralelas al cañón, fundamentalmente bajo el efecto de presión hidrostática lateral.
- Se ha observado que existe una frontera que delimita una zona de roca fuertemente decomprimida aguas arriba del arco constituida por bloques potencialmente inestables cuya estabilidad no fue analizada numéricamente, sin embargo, se considera conveniente asegurar la estabilidad de esta zona mediante algún sistema de soporte.
- Lo anterior pone de manifiesto la necesidad de la implementación de un sistema de drenaje eficaz para eliminar esas presiones hidrostáticas aguas abajo del arco y de la construcción de un tapón de concreto que sirva de apoyo en la base de estos bloques para restringir su libertad de desplazamiento hacia el río, así como, de algún soporte de la parte superior constituido por anclas del tipo postensado.

Margen derecha

Tomando en cuenta la actitud de la estructura rocosa de

esta margen y desde un punto de vista cualitativo acerca de su estabilidad puede decirse lo siguiente:

- Que no hay peligro de inestabilidad general
- Que parece que hay potencialmente inestabilidad local en un blo que de roca delimitado por fracturas más o menos paralelas al cañón.
- El riesgo indicado se elimina con la construcción del tapón arriba mencionado, así como, mediante un sistema de drenaje y soporte que será estudiado posteriormente.

Extensión del tapón

- Para fines de dimensionamiento del tapón hemos considerado los siguientes aspectos:
- La extensión horizontal hacia aguas arriba deberá quedar próxima al paramento aguas abajo de la atagüa de concreto (aproximadamente 35 m) con objeto de proporcionar soporte a la zona potencialmente inestable de ambas márgenes.
- La extensión horizontal hacia aguas abajo desde el intradós del arco, conviene que sea de unos 60 m para soportar adecuadamente los bloques delgados de margen izquierda.
- La longitud total del tapón así estimada resulta de aproximadamente 115 m.
- La altura del tapón aguas arriba y aguas abajo del arco deberá tener por lo menos 15 m por arriba del contacto U2-U3

5. FACTIBILIDAD TECNICA

De acuerdo con los resultados de los estudios realizados para conocer las características geomecánicas del macizo rocoso en cuanto a su deformabilidad, resistencia, estabilidad y esfuerzos internos en relación al establecimiento de la factibilidad técnica para la construcción de una cortina de concreto de doble curvatura, puede decirse lo siguiente:

-Que el sitio de la boquilla Itzantún, Chis., está localizado sobre un macizo de roca caliza competente y con resistencia suficiente para soportar sin mayores problemas las cargas que transmitirá la cortina de concreto proyectada.

-Que para garantizar el buen comportamiento estructural del macizo rocoso, será necesario realizar algunos trabajos de tratamiento del mismo que ayudarán fundamentalmente al soporte de bloques relativamente delgados, potencialmente inestables en ambas paredes del cañón.

6. PROGRAMA ADICIONAL DE ESTUDIOS

En relación al programa adicional de estudios se indica lo siguiente:

-Se continuarán realizando ensayos estáticos de placa para conocer los parámetros de deformabilidad de la roca en los socavones localizados en la parte media y superior del cañón, así como, algunos ensayos más de corte directo en el contacto U2-U3 y posteriormente en el contacto U1-U2. También se continuará con los estudios sobre la medición del estado de es-

33

fuerzos interno de la roca.

-El programa de exploración geológica adicional del sitio de la boquilla, está contenido en el informe del Dr. Don U. Deere del 15 de marzo de 1979, y sólo recordamos la conveniencia de explorar superficialmente la zona de apoyo del bloque de gravedad de la margen izquierda.

7. RECONOCIMIENTOS

Los suscritos agradecen a los Drs. Don U. Deere y Jesús Alberro la revisión del contenido de este informe, así como, su participación sobre las condiciones de carga en los análisis numéricos de estabilidad de taludes. Los trabajos de campo se realizaron con la colaboración del Ing. Carlos García Herrera, Jefe del Departamento de Geología y Minería y del Ing. Luis Lozano Barraza, Residente de Estudios Geológicos del Sureste.

En los trabajos de laboratorio participaron los Sres. E. Esperón, F. Vallejo e Ing. R. Ramírez Aranda, y en los trabajos de campo el Sr. Filadelfo Ayanegui y los Ings. Alberto Menache, Jorge Castilla, Alfonso Arenas y Juan Francisco Moreira, bajo la dirección del Ing. Carlos Bernal Montemayor.

Los análisis numéricos de estabilidad fueron realizados por el Ing. Leopoldo Espinosa Graham con la colaboración del Ing. Sergio Herrera C.

Formularon:

Ing. Carlos Bernal M. Ing. L. Espinosa G. Ing. Raúl Cuéllar B.

BLOQUE No.	$\phi_B = 45^\circ$		$\phi_B = 64^\circ$		$\phi_B = 70^\circ$		
	Coef. Sismico	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2	0.4
1		1.1	0.7	1.8	1.2	2.2	1.6
2		1.6	1.0	2.8	1.8	3.5	2.3
3*		0.7	0.4	1.4	0.9	1.8	1.2
4		0.5	0.4	0.8	0.6	0.9	0.7
5		0.5	0.4	0.8	0.6	0.9	0.7
6*		0.6	0.5	1.1	0.1	1.5	1.4
7		1.7	1.1	3.0	1.9	3.8	2.4
8		1.7	1.1	3.0	1.9	3.8	2.4

TABLA 3.3
ESTADO ACTUAL

PESO PROPIO CON SISMO

* Los bloques 3 y 6 deslizan sobre una sola superficie rocosa

13

TABLA 3.4 A. Valores de ϕ_B mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$)

B. " " C_B (kg/cm²) mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s=1$) con $\phi_B=30^\circ$

COEF. SISMICO	0.2		0.4	
	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$
1	43°	3.0	57°	10
2	30°	0.1	47°	14
3	56°	8.5	67°	17
4	72°	2.8	78°	4.4
5	72°	2.8	78°	4.4
6	76°	17	87°	21
7	20°	-	40°	3.6
8	20°	-	40°	3.1

ESTADO ACTUAL

PESO PROPIO
CON SISMO

35

TABLA 3.5:
CON EMBALSE LLENO

BLOQUE No.	$\phi_B = 45^\circ$		$\phi_B = 64^\circ$		$\phi_B = 70^\circ$		
	Coef. Sismico	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2	0.4
1		1.6	1.2	3.0	2.1	3.9	2.8
2		2.6	1.6	4.7	2.9	6.1	3.7
3 *		-	-	-	-	-	-
4		0.5	0.5	0.9	0.8	1.1	1.0
5		0.8	0.6	1.4	1.1	1.8	1.4
6**		-	-	-	-	-	-
7		1.6	1.3	3.0	2.4	3.9	3.1
8		1.6	1.2	3.0	2.3	4.0	3.0

* El bloque 3 queda a mayor elevación que el embalse

**El bloque 6 es un bloque que ha fallado en el pasado

TABLA 3.6 A. Valores de ϕ_B mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$)

B. Valores de C_B (kg/cm^2) mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$)
 con $\phi_B = 30^\circ$

CON EMBALSE LLENO

COEF. SISMICO	0.2		0.4	
	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$
1	27°	-	40°	3.9
2	10°	-	27°	-
3	-	-	-	-
4	67°	5.0	71°	6.8
5	54°	2.7	61°	4.2
6	-	-	-	-
7	28°	-	37°	5.4
8	28°	-	37°	4.3

BLOQUE No.	$\phi_B = 45^\circ$		$\phi_B = 64^\circ$		$\phi_B = 70^\circ$		
	Coef. Sismico	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2	0.4
1		0.9	0.7	1.6	1.2	2.1	1.6
2		1.7	1.1	2.9	1.9	3.7	2.4
3		-	-	-	-	-	-
4		0.4	0.4	0.7	0.6	0.8	0.7
5		0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.3
6		-	-	-	-	-	-
7		-	-	-	-	-	-
8		-	-	-	-	-	-

TABLA 3.7

CON VACIADO RAPIDO

ENTRE LAS ELEVACIONES

430 Y 363

TABLA 3.8 A. Valores de ϕ_B mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$)

B. " " C_B (kg/cm^2) mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$), con $\phi_B = 30^\circ$

COEF. SISMICO	0.2		0.4	
	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$
BLOQUE No. 1	48°	5.0	58°	9.8
2	23°	-	41°	7.6
3	-	-	-	-
4	74°	6.0	77°	7.7
5*	-	-	-	-
6	-	-	-	-
7	-	-	-	-
8	-	-	-	-

CON VACIADO RAPIDO

ENTRE LAS ELEVACIONES

430 y 363

61
39

* El bloque 5 desliza únicamente sobre el contacto U2/U3

BLOQUE No. No.	$\phi_B = 45^\circ$		$\phi_B = 64^\circ$		$\phi_B = 70^\circ$	
	Coef. Sismico	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2
1	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
7	1.2	1.0	2.3	2.0	3.0	2.6
8	0.6	0.6	1.2	1.1	1.6	1.5

TABLA 3.9

CON CARGA HIDROSTATICA
LATERAL EN CASO DE MAL
FUNCIONAMIENTO DE LA
PANTALLA DE INYECCIONES
Y DEL DRENAJE

TABLA 3.10

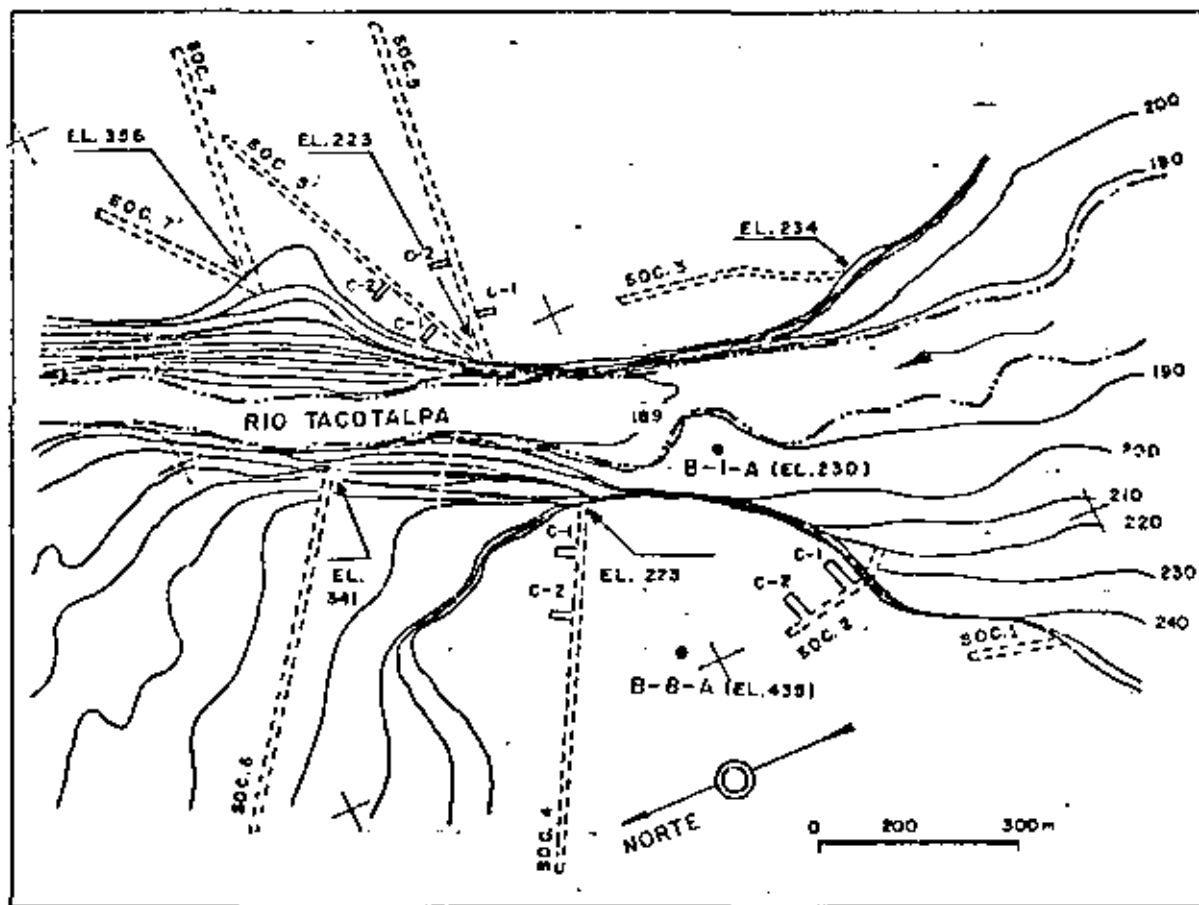
A. Valores de ϕ_B mínimos necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$)

B. Valores de C_B (kg/cm^2) necesarios para la estabilidad ($F_s = 1$)

con $\phi_B = 30^\circ$

COEF. SISMICO	0.2		0.4	
	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$	A $C_B = 0.0$	B $\phi_B = 30^\circ$
BLOQUE No.				
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	-	-	-	-
4	-	-	-	-
5	-	-	-	-
6	-	-	-	-
7	39 ⁰	10	44 ⁰	17
8	50 ⁰	46	61 ⁰	51

CON CARGA HIDROSTATICA
LATERAL EN CASO DE MAL
FUNCIONAMIENTO DE LA
PANTALLA DE INYECCIONES
Y DEL DRENAJE



LOCALIZACION DE SITIOS DE PRUEBA PARA DETERMINAR
DEFORMABILIDAD DE LA ROCA

PERFIL GEOMECANICO

E.E.
PTO. DE EST. EXPERIMENTALES
OFICINA DE MECANICA DE ROCAS

OBRA: P.H. ITZANTUN, CHIS.

BARRENO: 1-A

LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDA

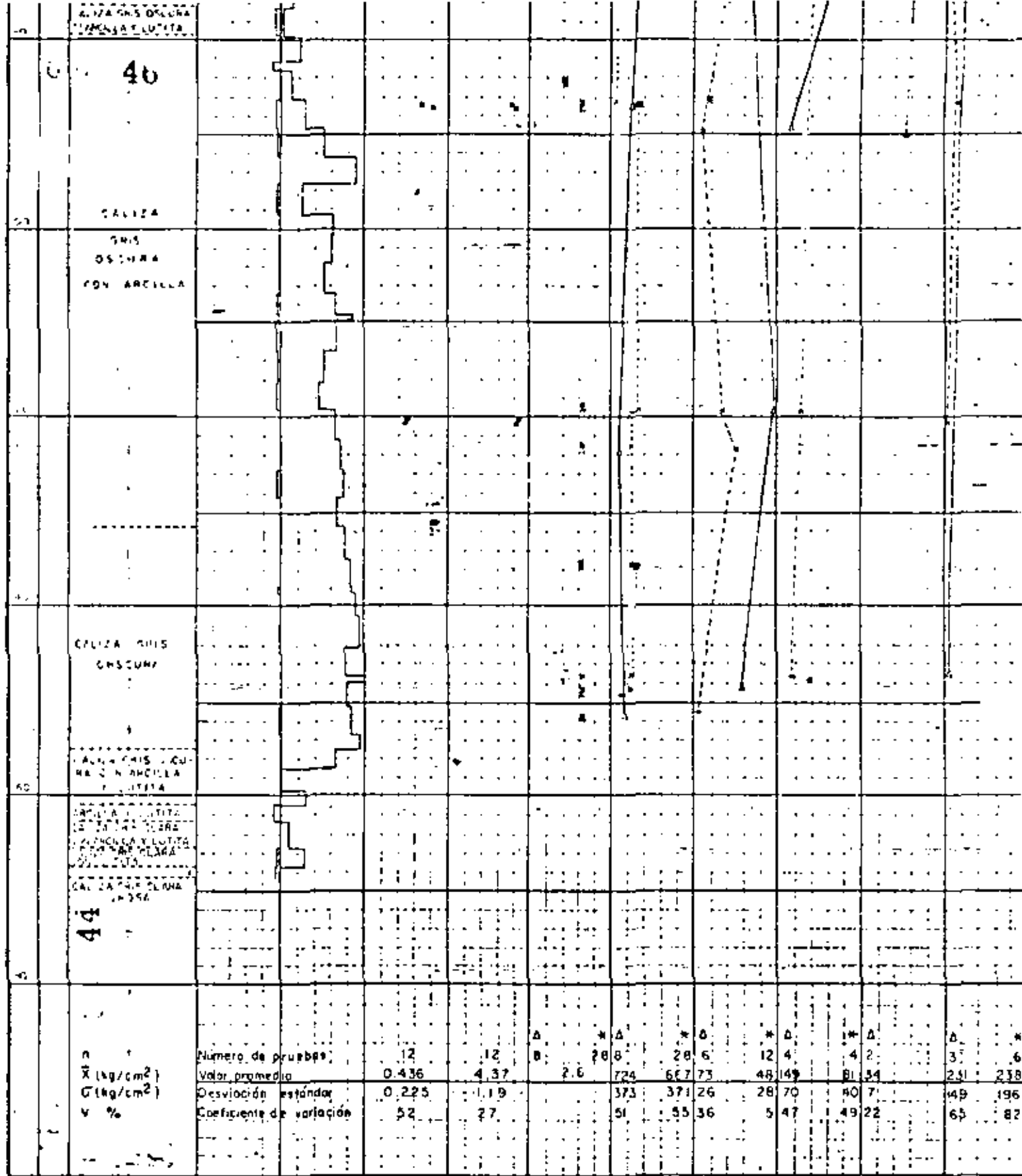
FECHA: 10 de abril de 1978

FORMO: E.E., F.V.

45

REC=Recuperación, ICR RQD=índice de calidad de la roca, i=índice de alteración (absorción de agua durante 1.5 hs), n=Porosidad,
Y=Peso volumétrico, Rc=Resistencia en compresión simple, Rt=Resistencia en tensión, Rf=Módulo de ruptura(resistencia en tensión bajo flexión)
Rs=Resistencia en corte simple, E= Módulo elástico

PROFUNDIDAD	PERFIL	DESCRIPCION	R E C				ICR - RQD				i	n	Y	Rc			Rt			Rf			Rs			E		
			%				%							ton/m ³	kg/cm ²			kg/cm ²			kg/cm ²			kg/cm ² x 10 ³				
			20	40	60	80	20	40	60	80				20	40	60	20	40	60	20	40	60	20	40	60	20	40	60
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										
		FRACCIÓN GRIS																										



Observaciones: Δ Medio ambiente, * Salinadas

Fig. 2

PERFIL GEOMECANICO

I. E.
 DEPTO. DE EST. EXPERIMENTALES
 OFICINA DE MECANICA DE ROCAS

OBRA: P.M. ITZANTUN, CHIS
 BARRENO: B-A
 LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDA
 FECHA: 29 de marzo de 1978
 FORMO: E. E., F. V.

47

REC=Recuperación, ICR ROD=índice de calidad de la roca, α =índice de alteración (absorción de agua durante 1.5hs), n=Porosidad,
 Y=Peso volumétrico, Rc=Resistencia en compresión simple, Rt=Resistencia en tensión, Rf=Módulo de ruptura(resistencia en tensión bajo flexión)
 Ra=Resistencia en corte simple, E=Módulo elástico

PROFUNDIDAD	PERFIL	DESCRIPCION	REC %				ICR - ROD %				α %				Y ton/m ³				Rc kg/cm ²				Rt kg/cm ²				Rf kg/cm ²				Ra kg/cm ²				E kg/cm ² x 10 ⁴				
			20	40	60	80	20	40	60	80	2	4	6	8	2	4	6	8	1.5	2.0	2.5	3.0	400	600	800	1000	25	50	75	100	50	100	150	200	40	80	120	160	200
20		ARCILLA GRIS	[Hand-drawn profile data for Arcilla Gris]																																				
		CALIZA CLARA	[Hand-drawn profile data for Caliza Clara]																																				
40		CALIZA CLARA EN FRAGMENTOS CON ESCALONITOS	[Hand-drawn profile data for Caliza Clara Fragmentos]																																				
		CALIZA CLARA	[Hand-drawn profile data for Caliza Clara]																																				
60		ARCILLA GRIS	[Hand-drawn profile data for Arcilla Gris]																																				
		CALIZA CLARA	[Hand-drawn profile data for Caliza Clara]																																				
80		ARCILLA GRIS	[Hand-drawn profile data for Arcilla Gris]																																				
		CALIZA CLARA	[Hand-drawn profile data for Caliza Clara]																																				

50

Z
A
G
R
I
S
43

50

C
U
L
A
R
A

20

CAJIZA GRIS ALTA
RANCA EN FRAGMENTOS

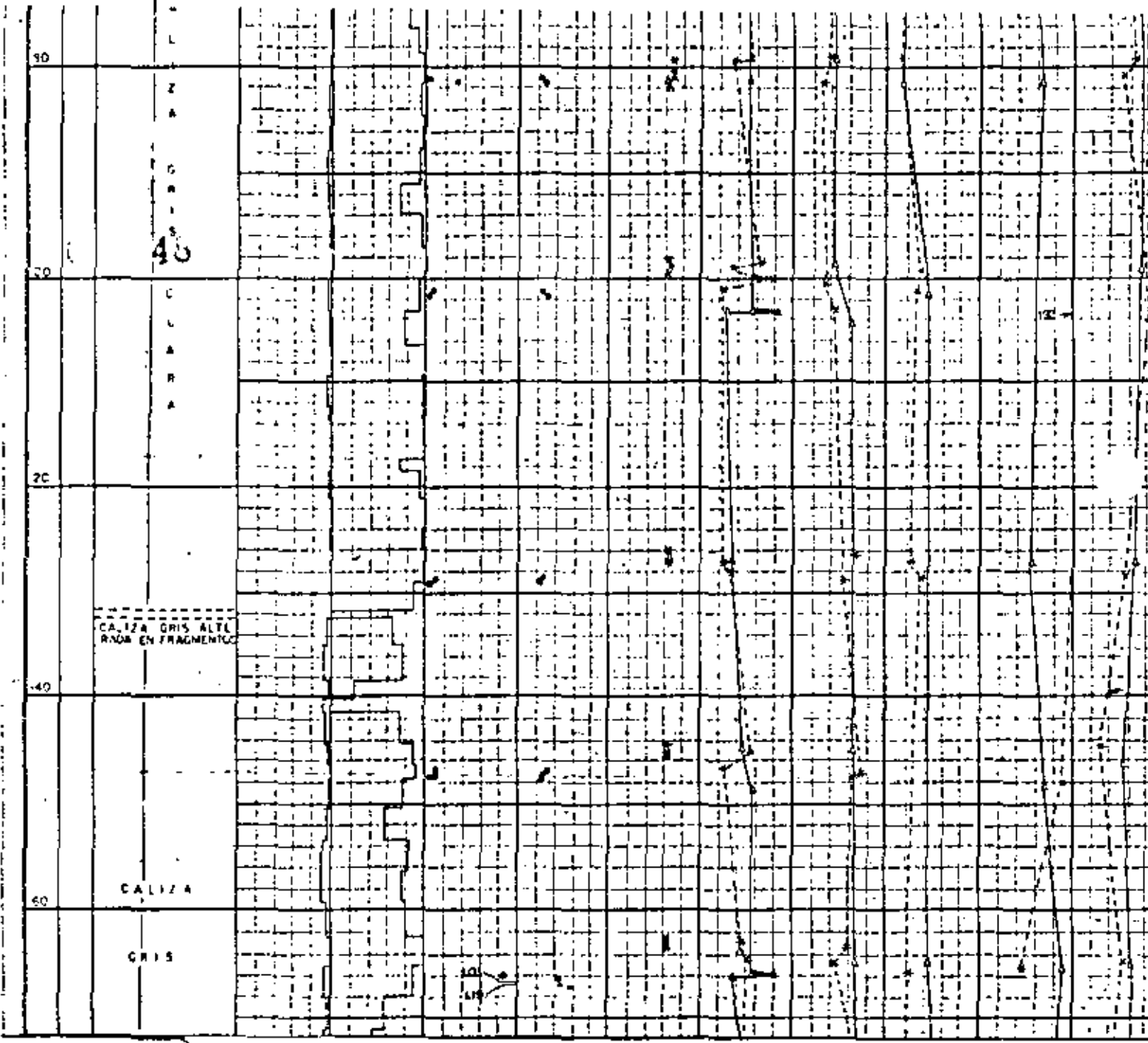
40

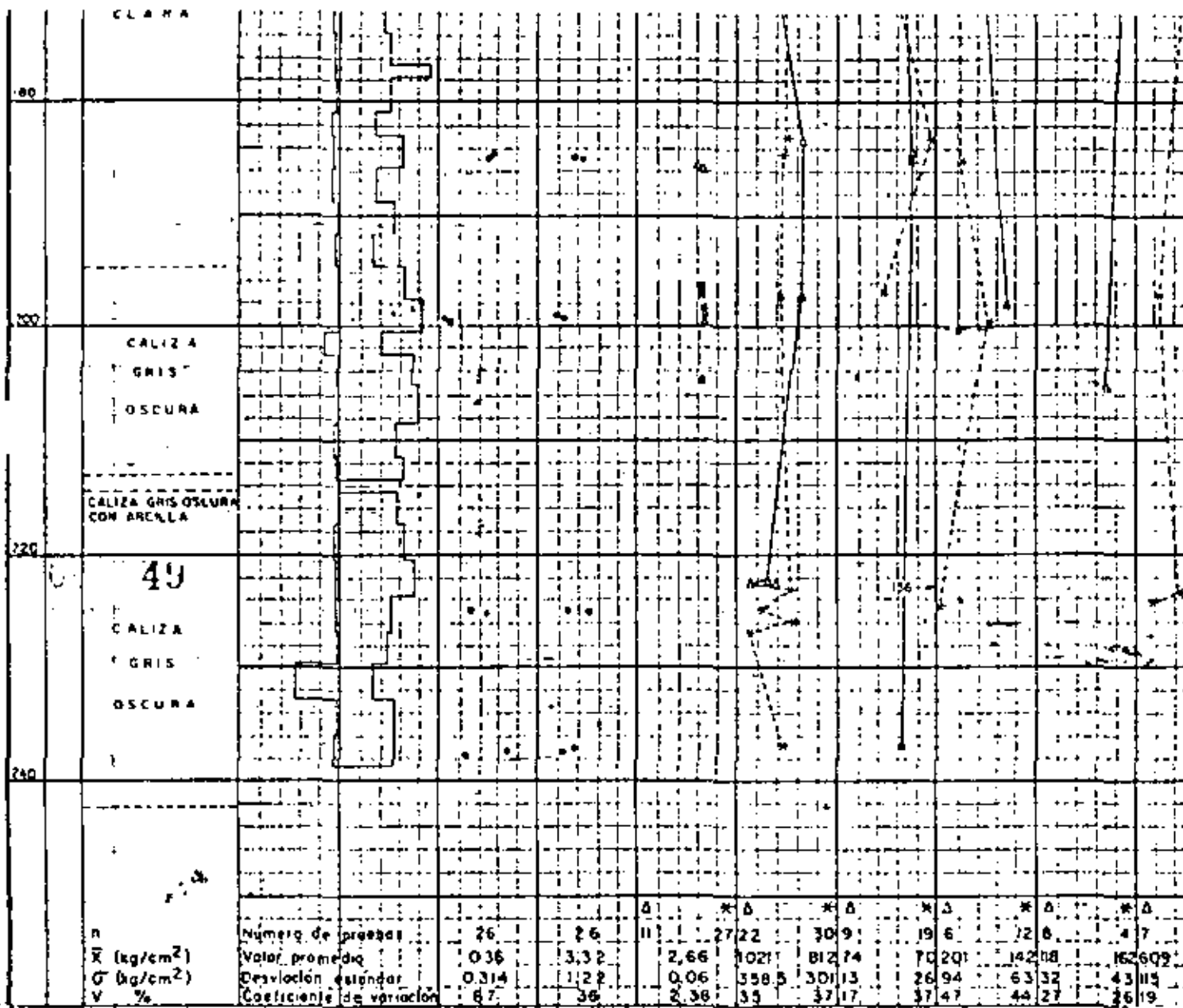
CALIZA

60

GRIS

30
LIS





Observaciones: * Saturadas, Δ Medio ambiente

Fig. 3

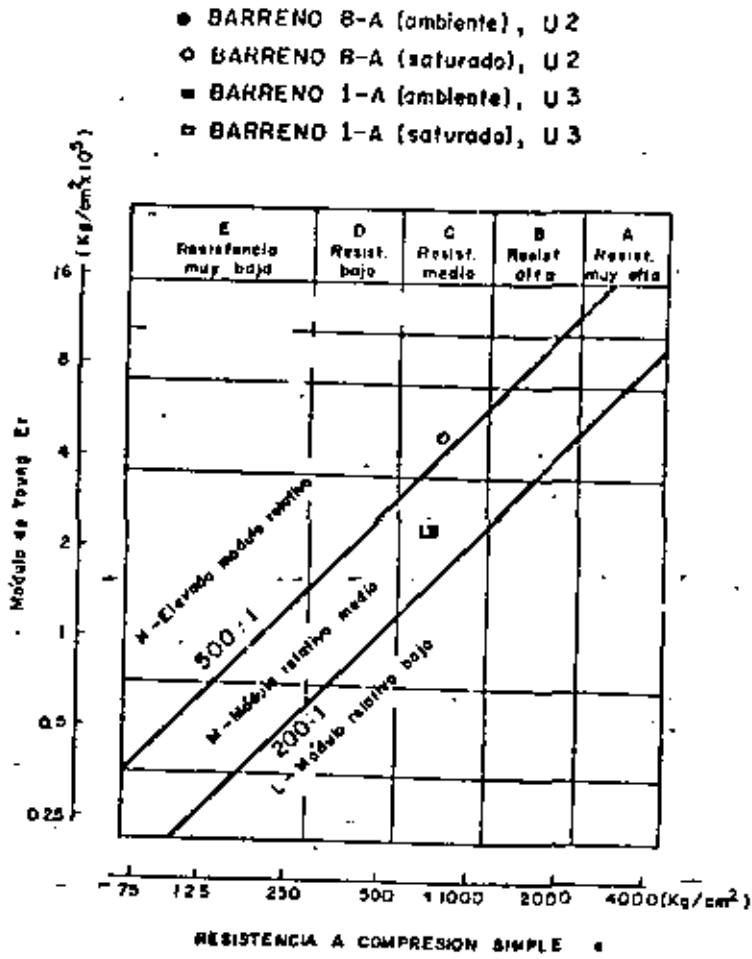
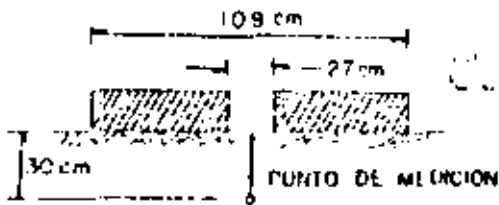
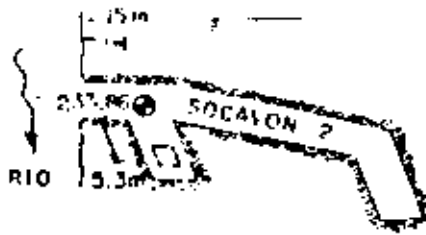


FIG. 4 CLASIFICACION COMO ROCA INTACTA PARA LOS VALORES PROMEDIO.



51

P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAYON N° 2 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 PISO
 9 de marzo de 1978



SITIO DE LA PRUEBA

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

- E_f Módulo de deformabilidad global, para A-A' (secante)
- E Módulo de deformación elástico de descarga, para B-B'
- C_p Coeficiente de deformación irre recuperable igual al cociente de la deformación irre recuperable y el valor máximo de la presión alcanzada para el ciclo correspondiente

$z = 30.00 \text{ cm}$ $E_f = 240000 \text{ kg/cm}^2$
 $a_1 = 13.50 \text{ cm}$ $E = 480000 \text{ kg/cm}^2$
 $a_2 = 44.50 \text{ cm}$ $C_p = 0.08 \times 10^{-2} \text{ mm/kg/cm}^2$
 $\nu = 0.20$

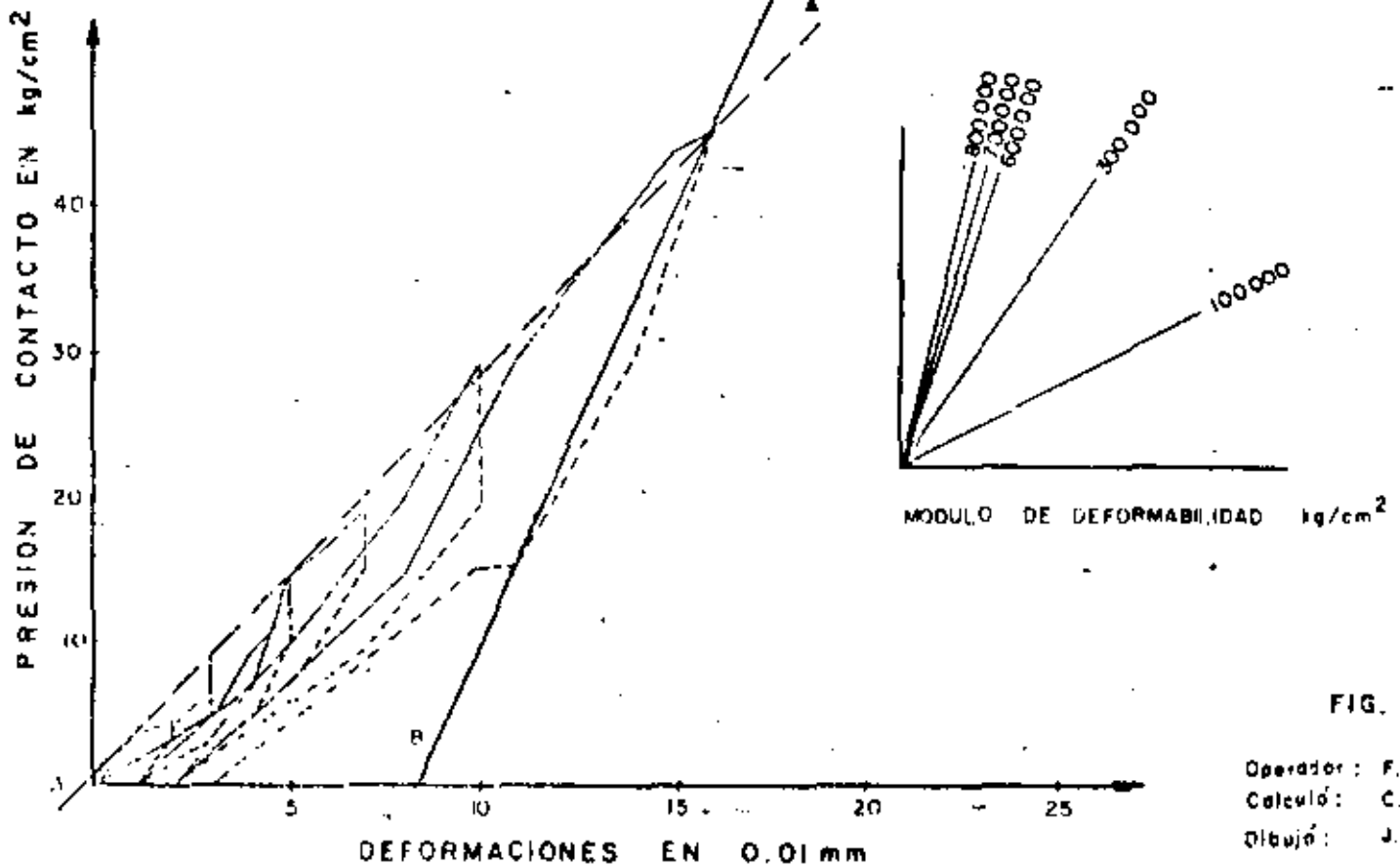
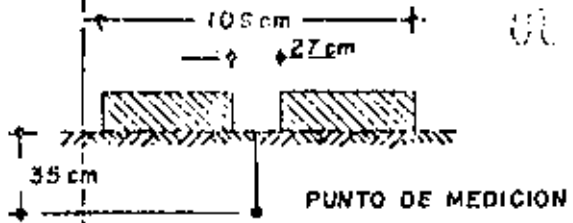
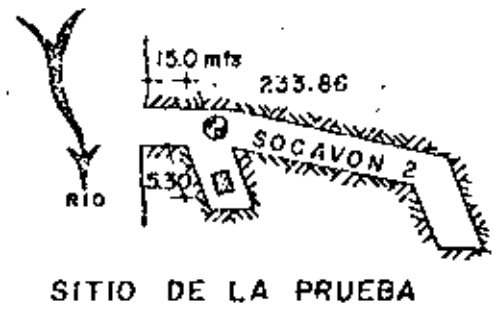


FIG. 5

Operador: F.A.U.
 Caluló: C.B.M.
 Dibujó: J.H.T.R.



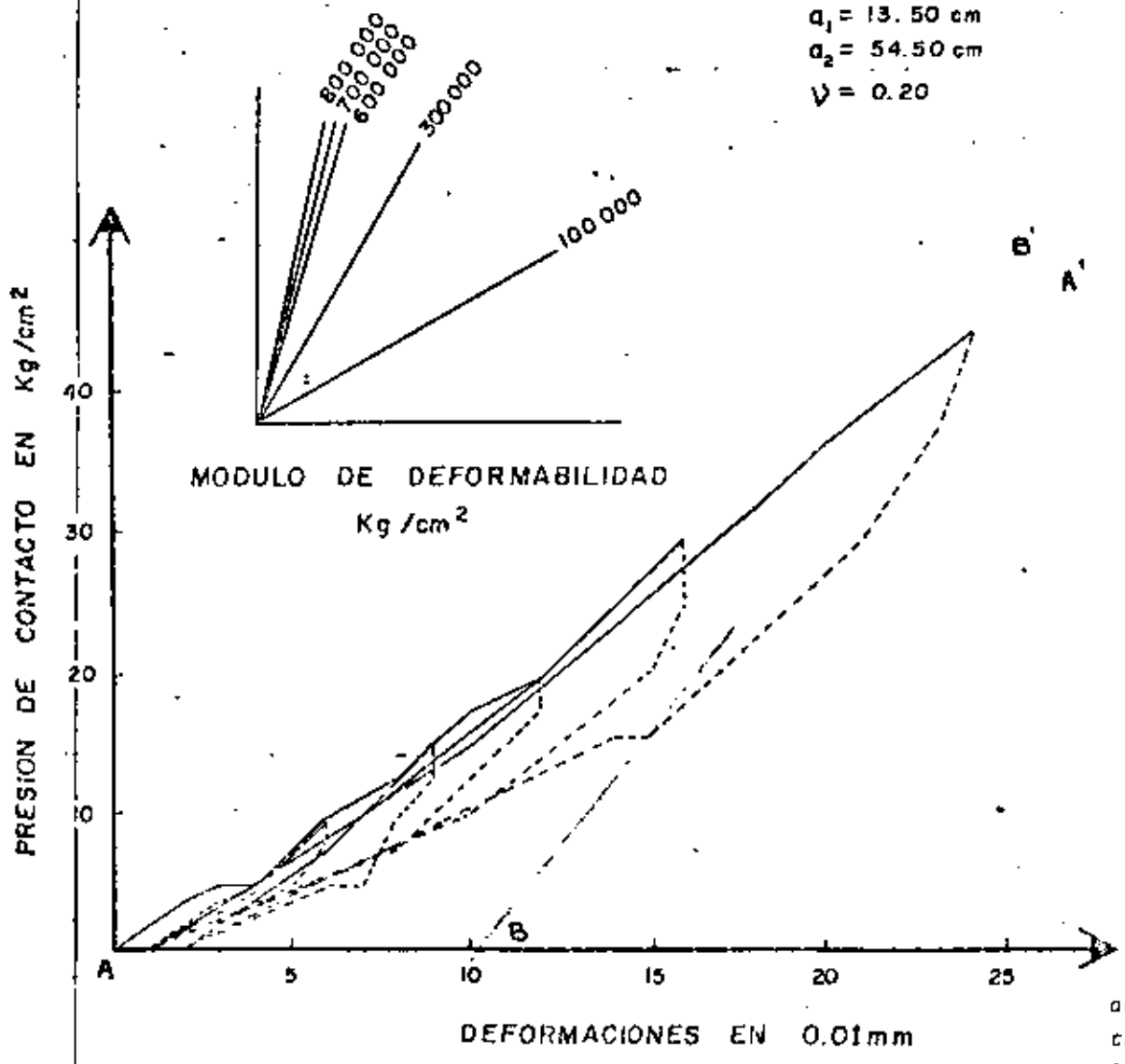
P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 2 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 MARZO - 9 - 78



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

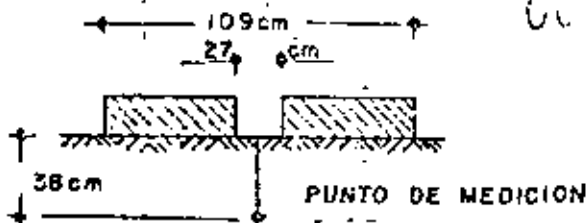
- Z = 35.00 cm
- a₁ = 13.50 cm
- a₂ = 54.50 cm
- ν = 0.20

SITIO DE LA PRUEBA

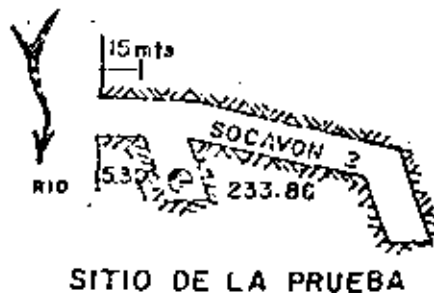


OPERADOR : F. A. U.
 CALCULO : C. B. M.
 DIBUJO : J. R. T. R.

FIG. 5

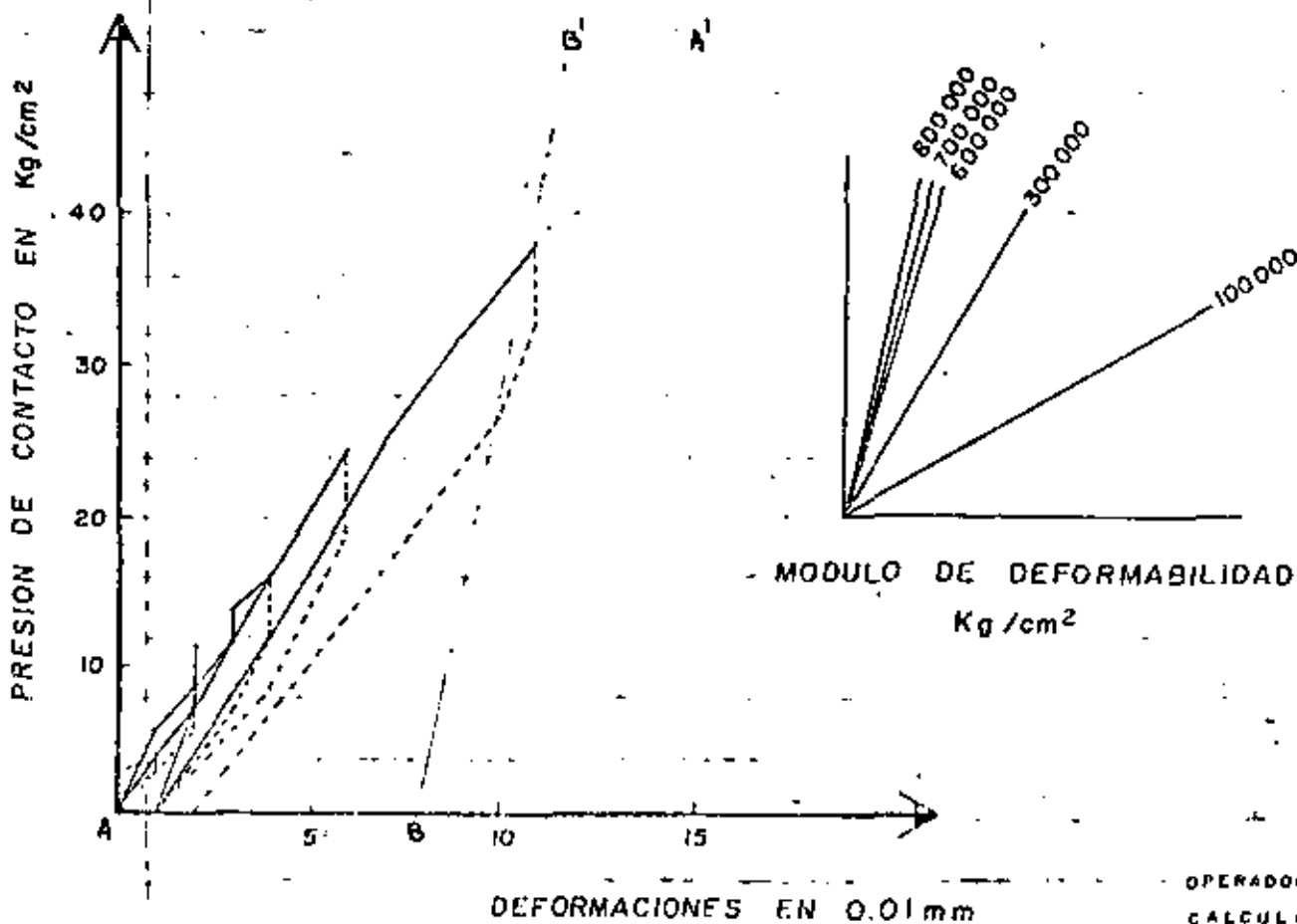


P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 2 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 MARZO - 1 - 78



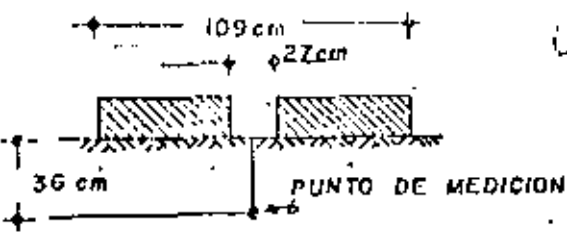
$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ \left[(1+\nu) z^2 \right] \left[(a_1^2 + z^2)^{-1/2} - (a_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- Z = 38.00 cm
- a₁ = 13.50 cm
- a₂ = 54.50 cm
- ν = 0.20



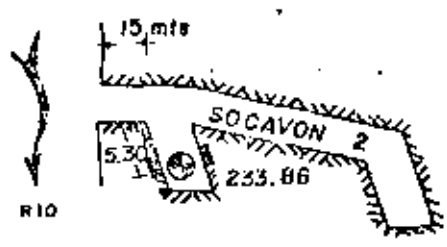
OPERADOR: F. A. U.
 CALCULO: A. S. M. V.
 DIBUJO: J. R. T. R.

FIG. 7



00. 54

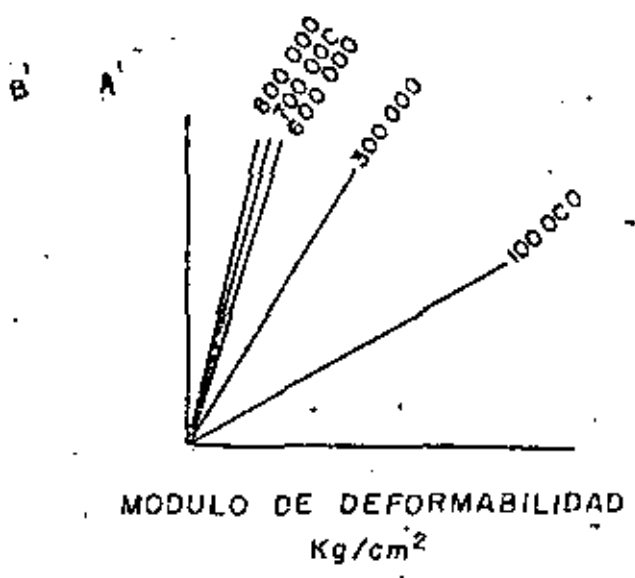
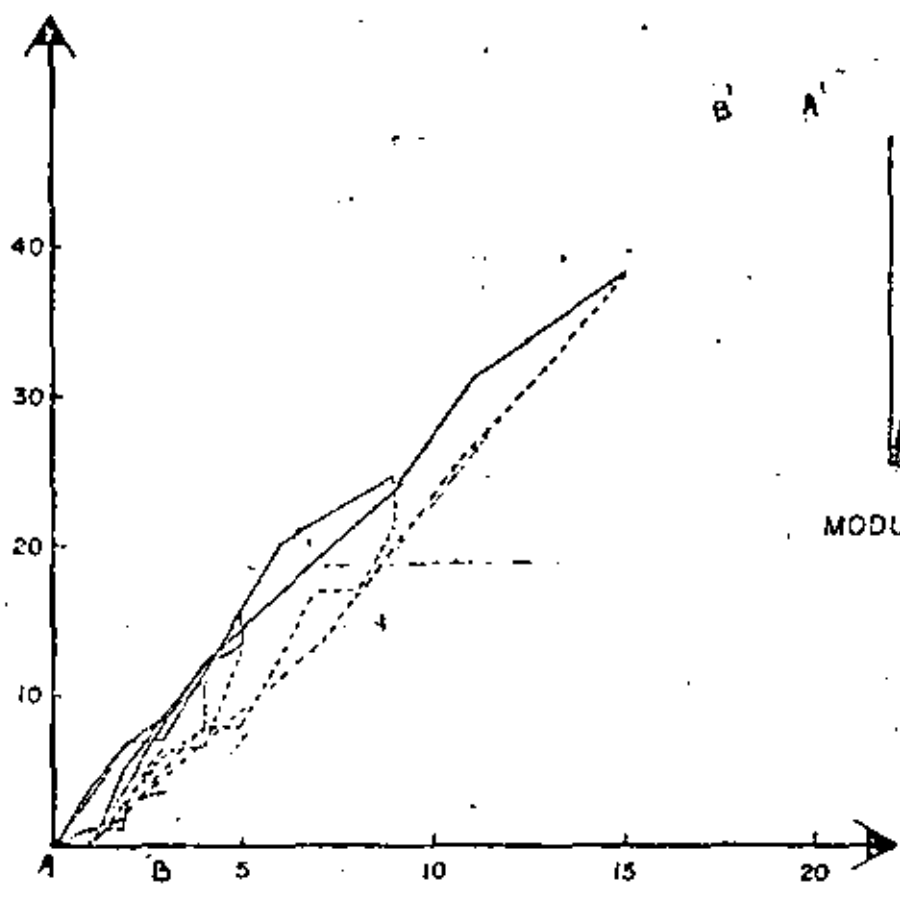
P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 2 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 MARZO - 1 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

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

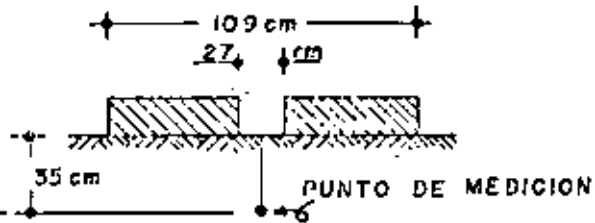
- Z = 36.00 cm
- a₁ = 13.50 cm
- a₂ = 54.50 cm
- ν = 0.20



DEFORMACIONES EN 0.01 mm

OPERADOR : F.A.U
 CALCULO : A.S.P.V
 DIBUJO : J.R.T.R.

FIG. 8

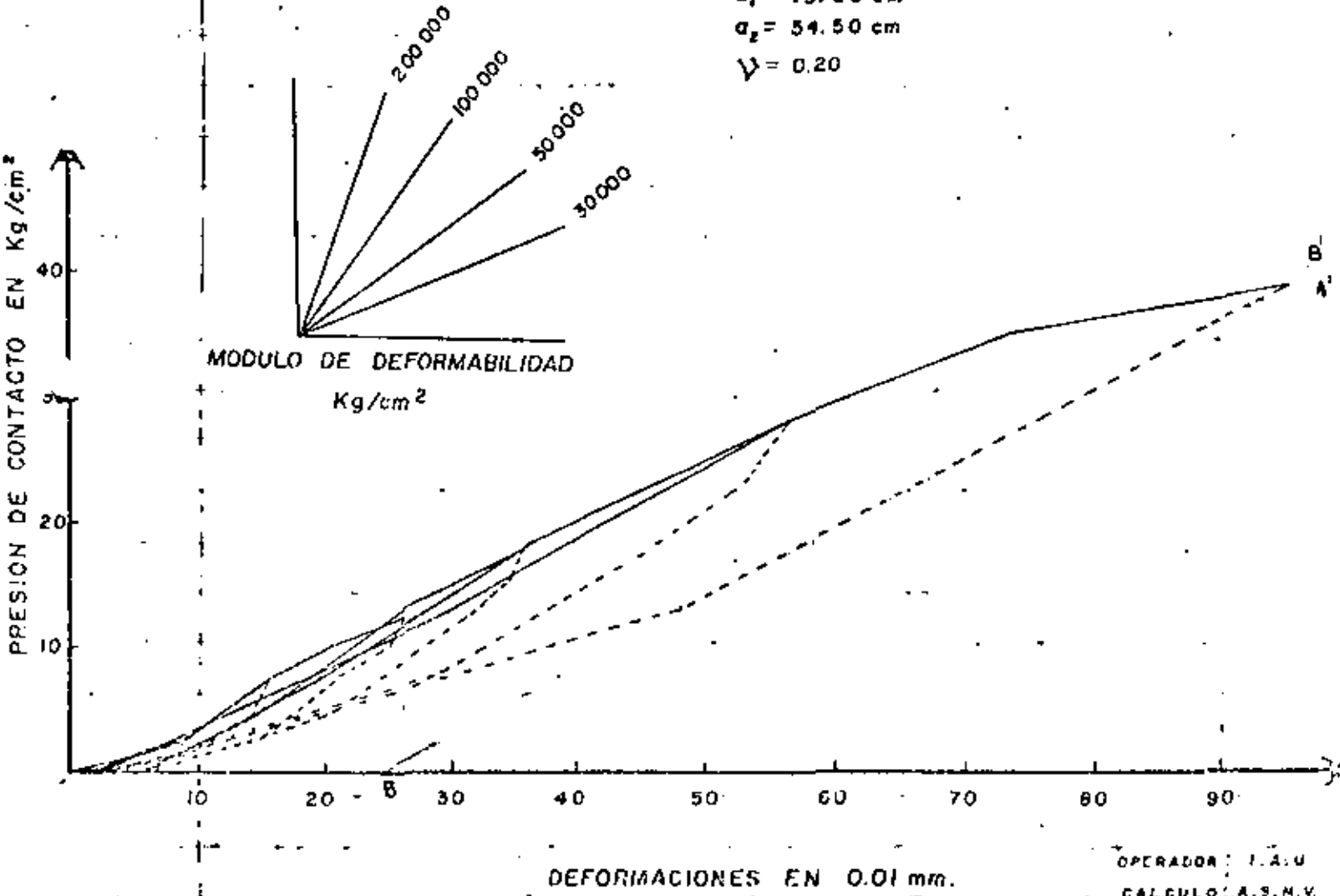


P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 2 CRUCERO 2.
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 FEBRERO-22-78



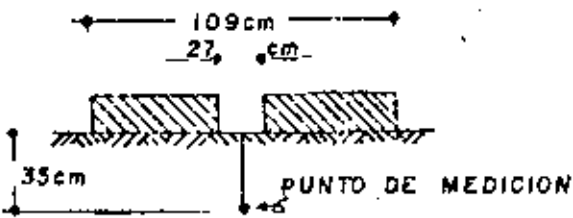
$$E = \frac{P}{\delta_z} \left\{ \left[(1+\nu) Z^2 \right] \left[(a_1^2 + z^2)^{-1/2} - (a_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

Z = 35.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20



OPERADOR: I.A.U.
 CALCULO: A.S.M.V.
 DIBUJO: J.P.T.R.

FIG. 9



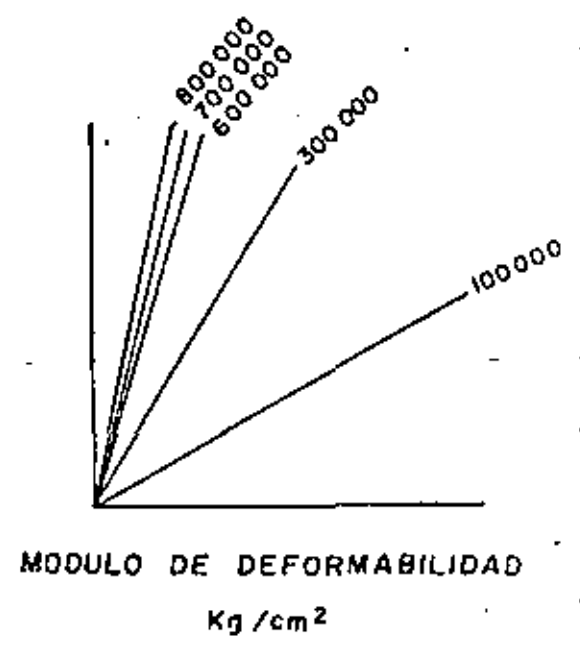
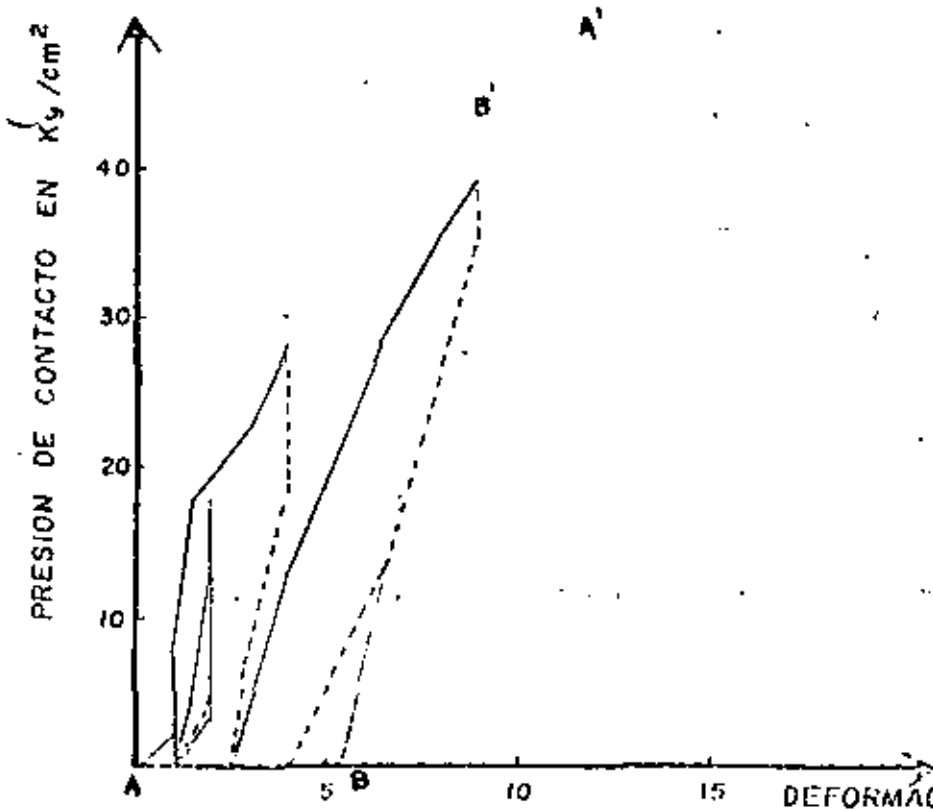
R. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 2 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 FEBRERO - 22 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

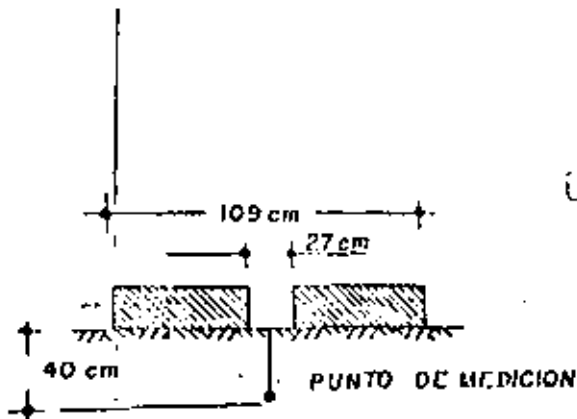
$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ [(1+\nu)z^2] \left[(\sigma_1^2 + z^2)^{-1/2} - (\sigma_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(\sigma_2^2 + z^2)^{1/2} - (\sigma_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- Z = 35.00 cm
- $\sigma_1 = 13.50$ cm
- $\sigma_2 = 54.50$ cm
- $\nu = 0.20$

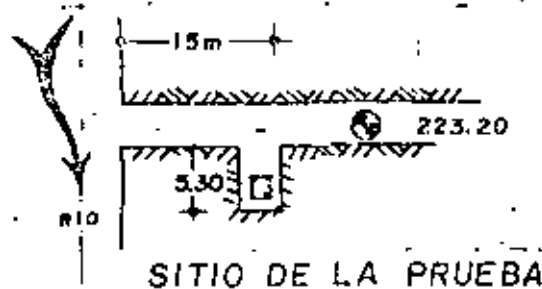


OPERADOR: F. A. U
 CALCULO: A. S. M. V.
 DIBUJO: J. R. T. R.

FIG. 10

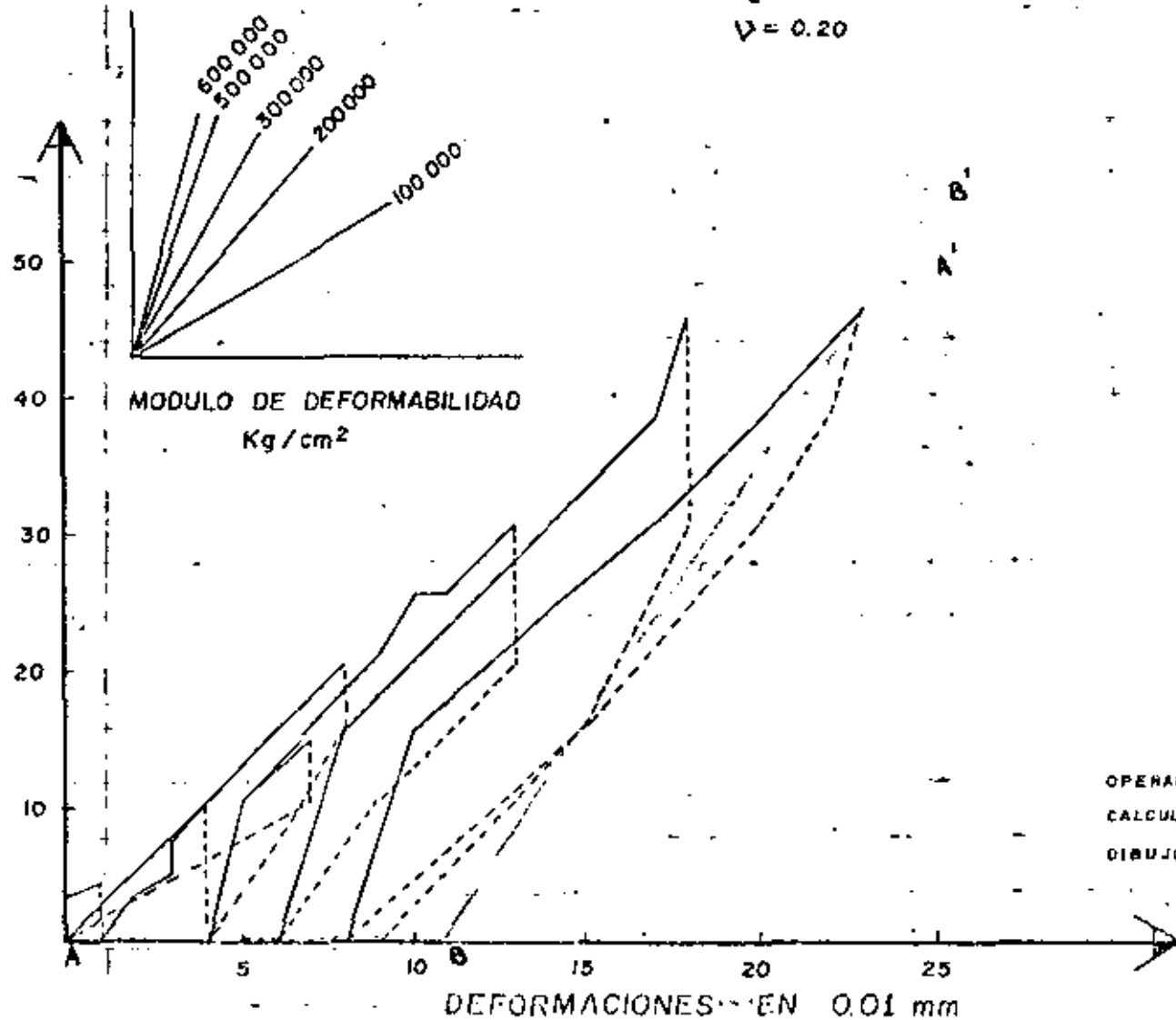


P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO I
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 PISO
 ABRIL 11 - 78



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

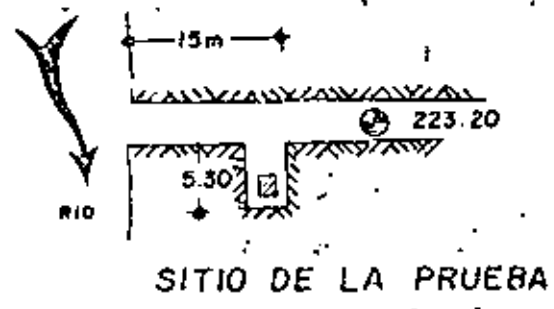
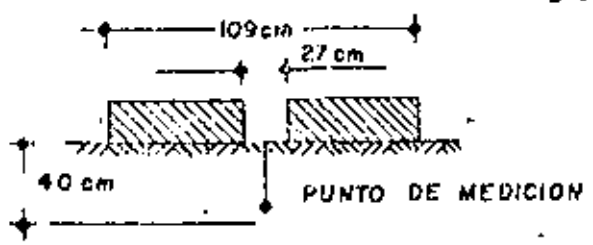
Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20



OPERADOR: H. L. M
 CALCULO: C. S. A
 DIBUJO: J. R. T. R.

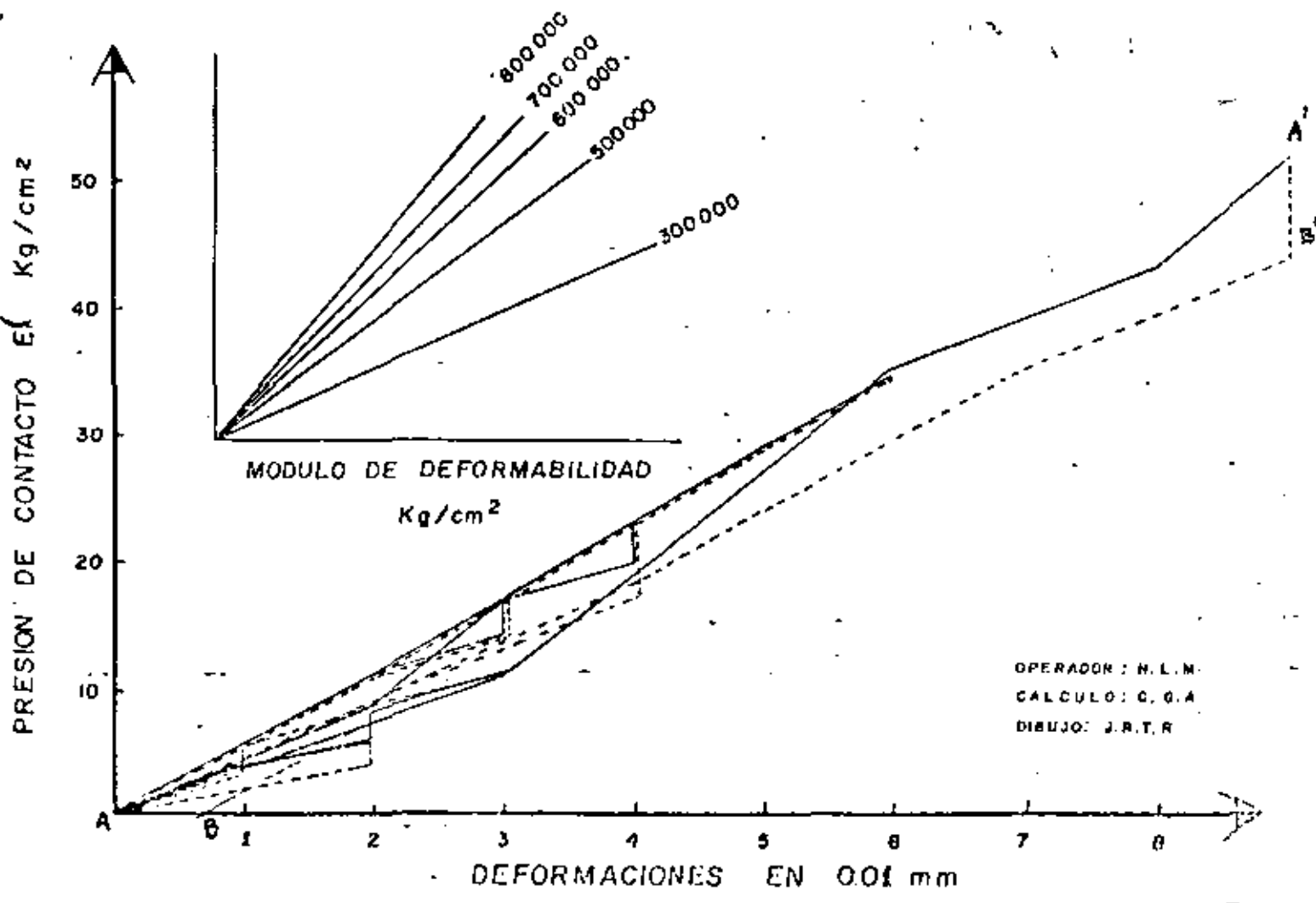
FIG. 11

P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 ABRIL 14-78



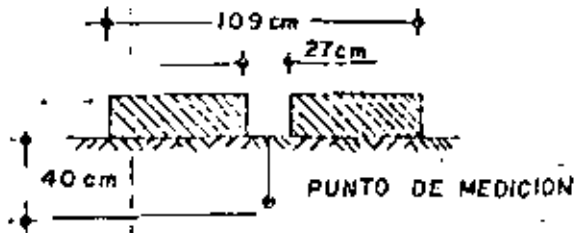
$$E = \frac{P}{\sqrt{z}} \left\{ [(1+\nu)z^2] \left[(a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- Z = 40.00 cm
- a₁ = 13.50 cm
- a₂ = 54.50 cm
- ν = 0.20

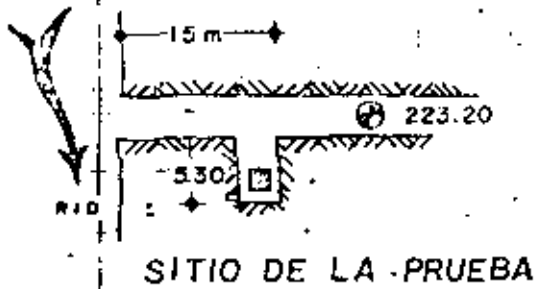


OPERADOR : H. L. M.
 CALCULO : G. G. A.
 DIBUJO : J. R. T. R.

FIG 12

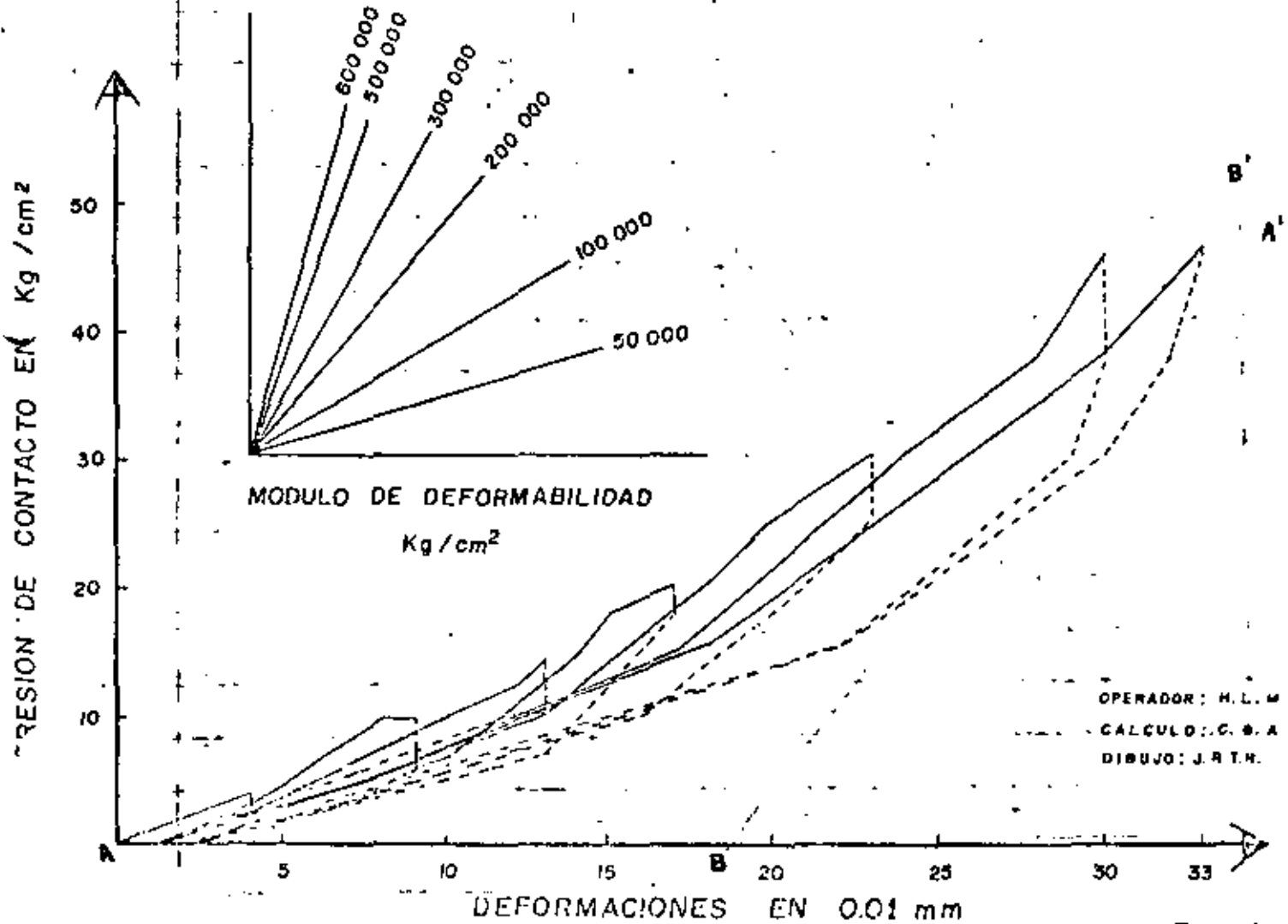


P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 ABRIL 11 - 78



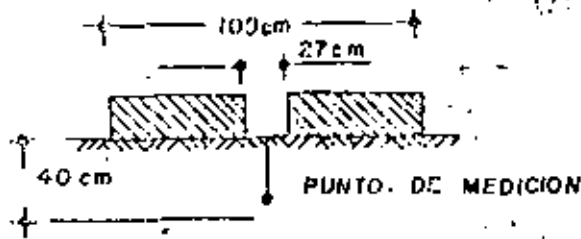
$$E = -\frac{P}{\sigma_z} \left\{ [(1 + \nu)Z^2] \left[(a_1^2 + z^2)^{-1/2} - (a_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1 - \nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20

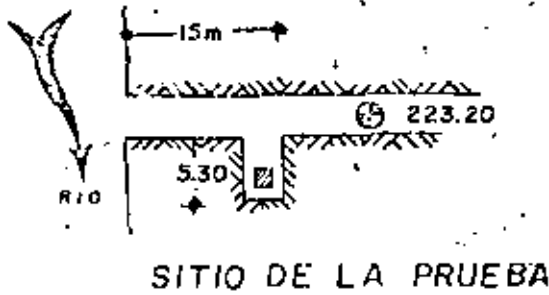


OPERADOR: H. L. M
 CALCULO: C. G. A
 DIBUJO: J. R. H.

FIG. 13



P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON. N°4 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 ABRIL 14 - 78



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

Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20

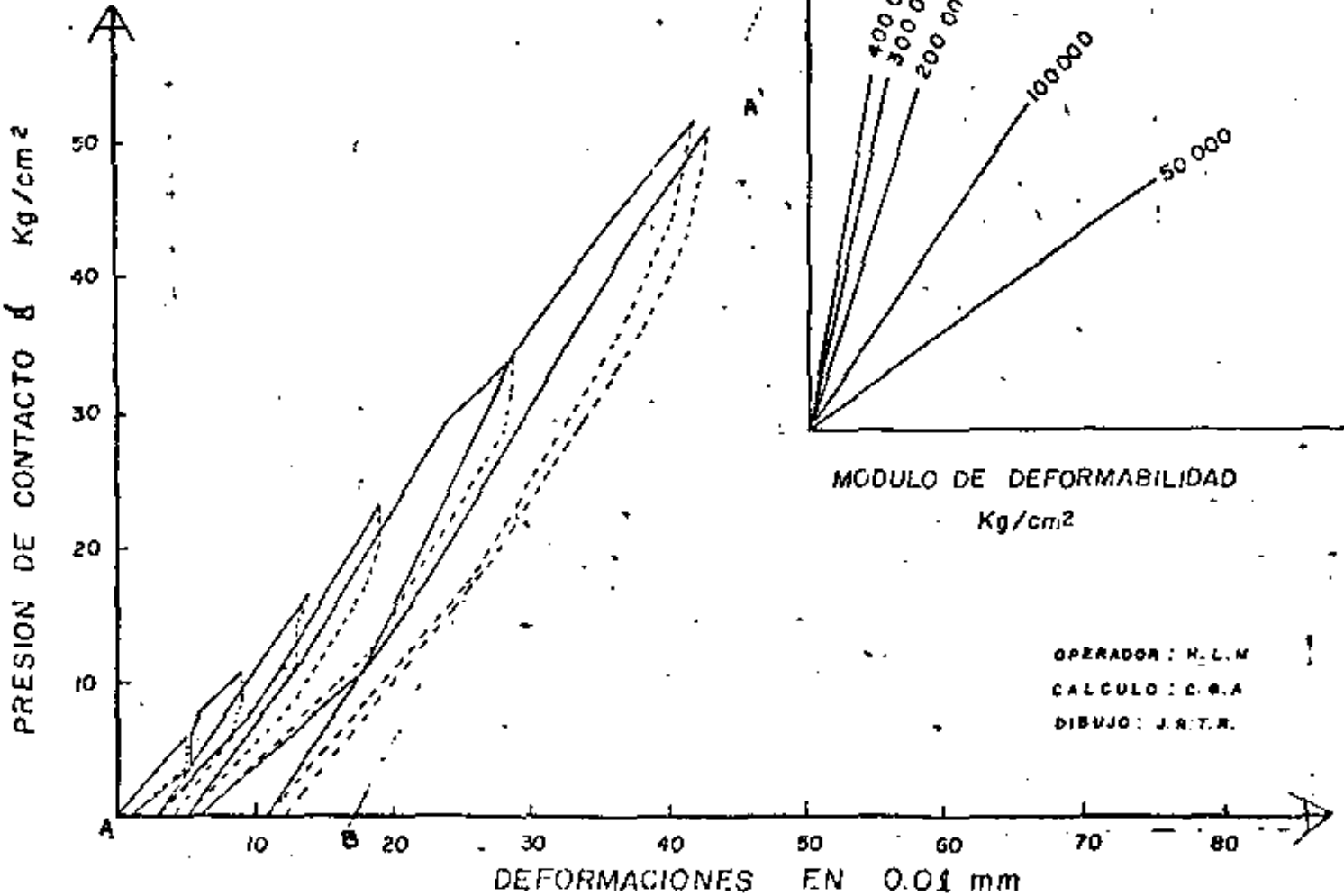
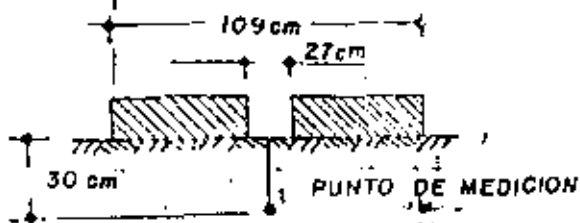
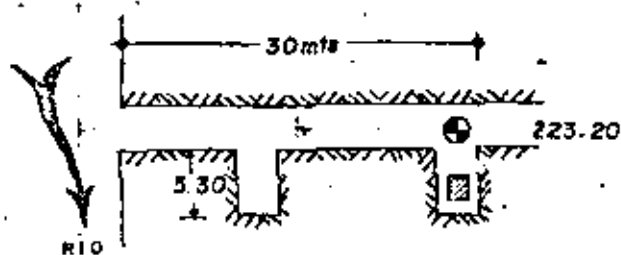


FIG. 14



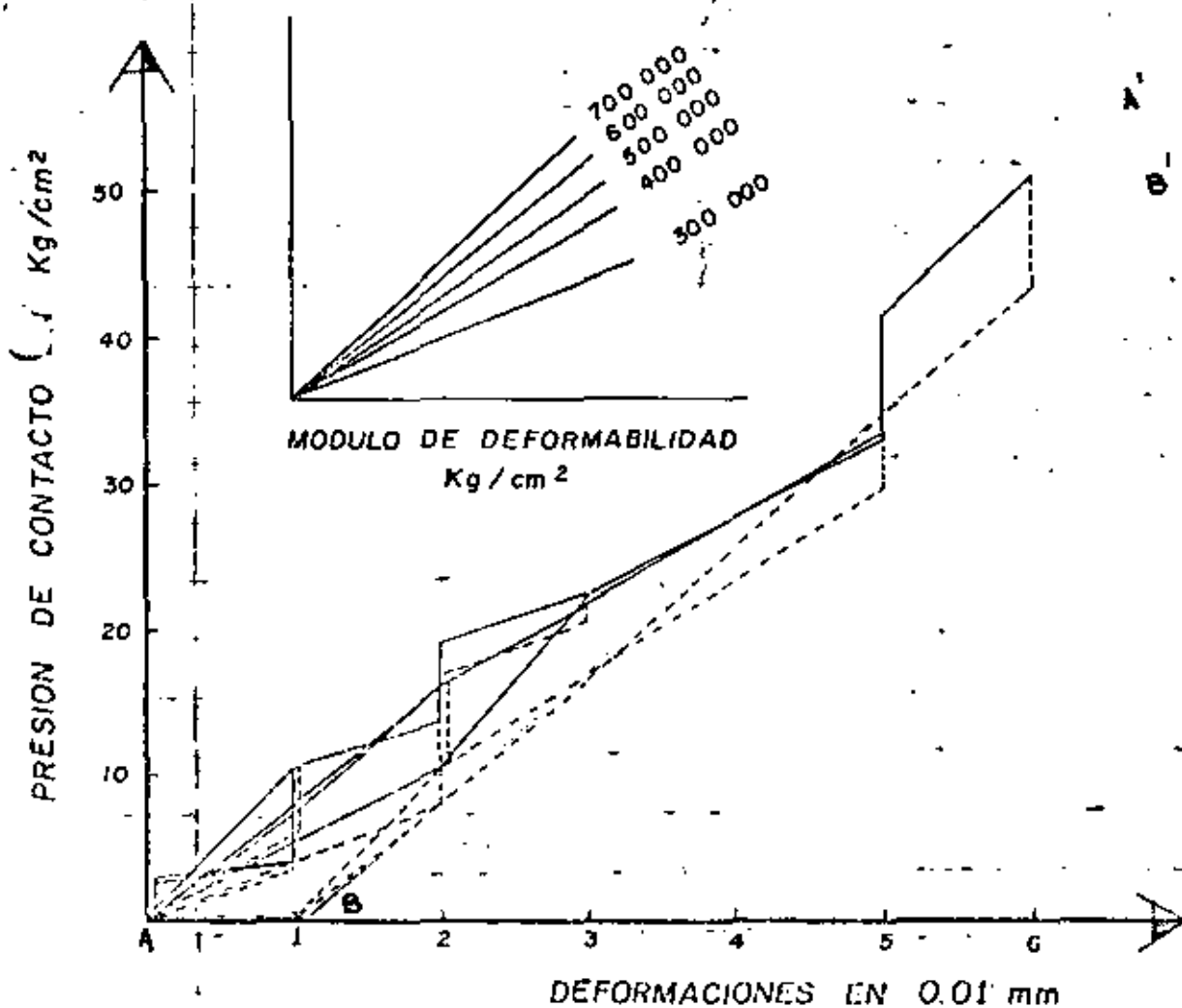
P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 MARZO - 30-78



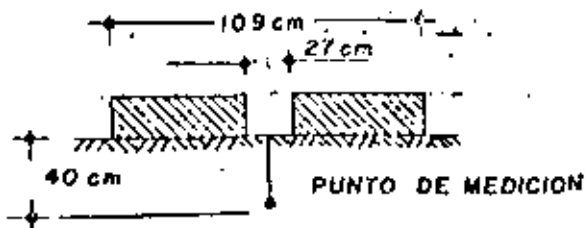
SITIO DE LA PRUEBA

$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ \left[(1+\nu) z^2 \right] \left[(\sigma_1^2 + z^2)^{-1/2} - (\sigma_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(\sigma_2^2 + z^2)^{1/2} - (\sigma_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

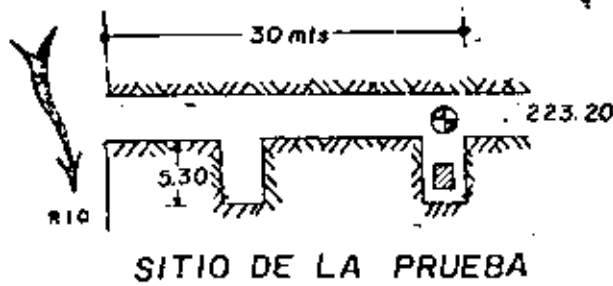
$z = 30.00 \text{ cm}$
 $\sigma_1 = 13.50 \text{ cm}$
 $\sigma_2 = 54.50 \text{ cm}$
 $\nu = 0.20$



OPERADOR: H. L. M.
 CALCULO: C. G. A.
 DIBUJO: J. R. R.
 FIG. 15



P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 'PISO'
 MARZO - 30 - 78



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

Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20

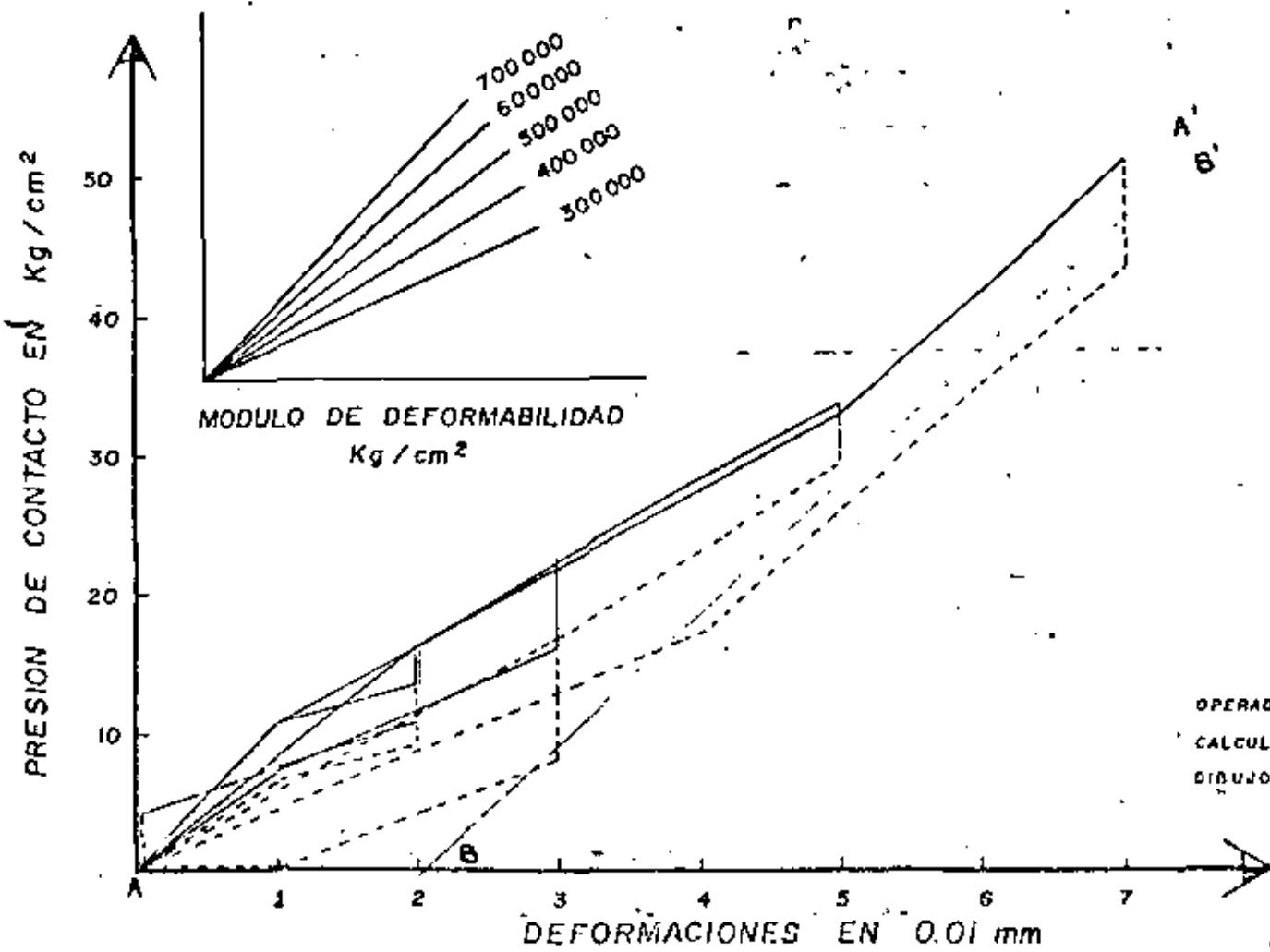
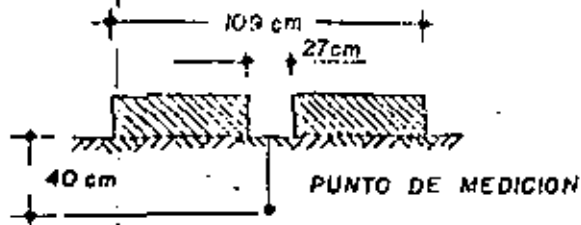
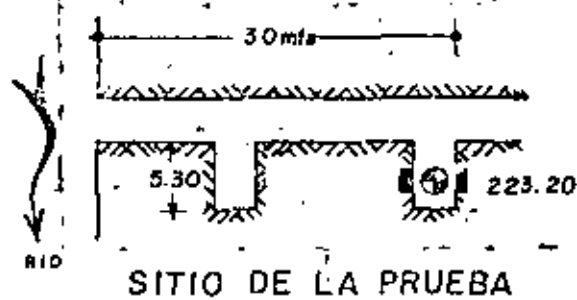


FIG. 16

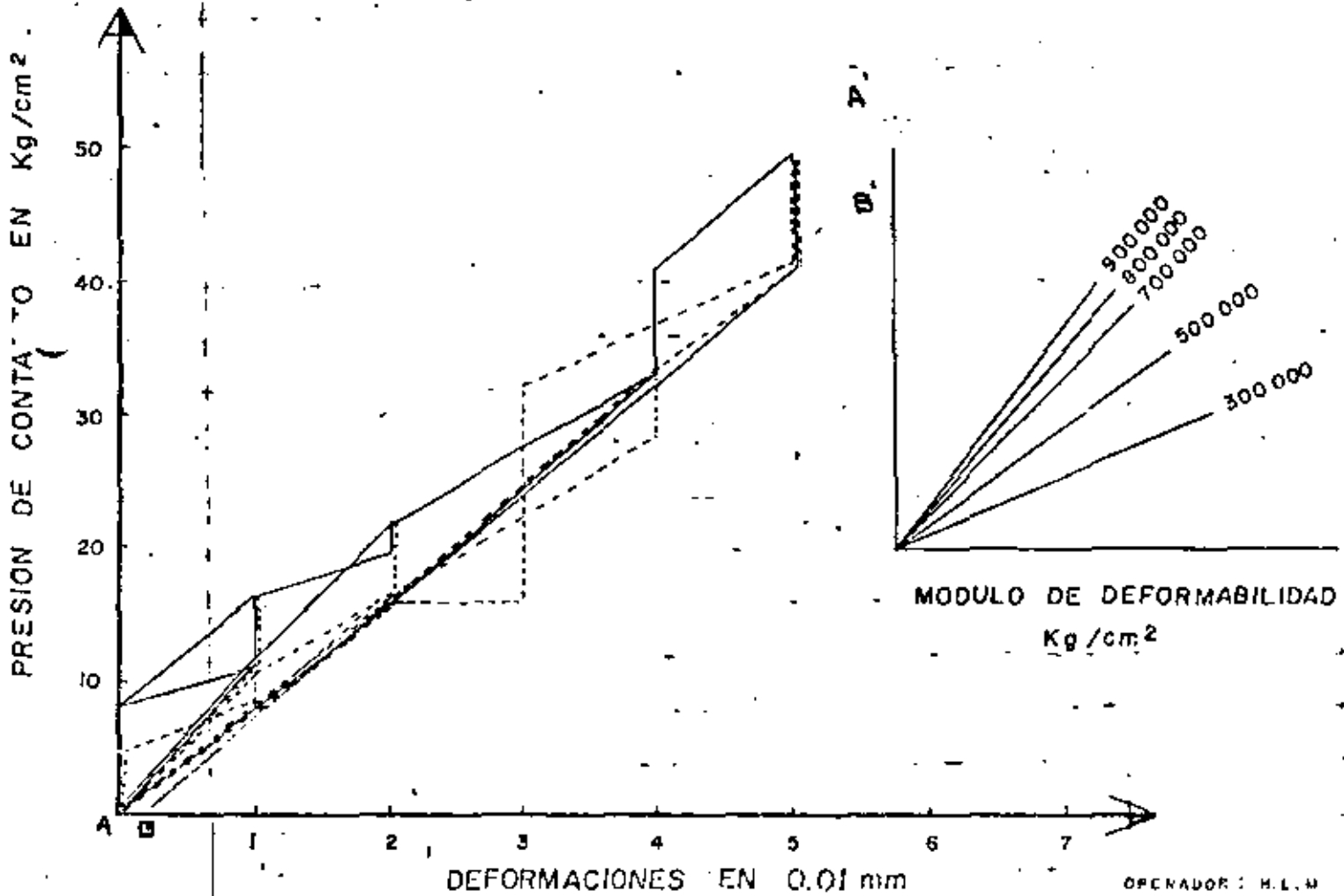


P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA,
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 ABRIL - 4 - 78

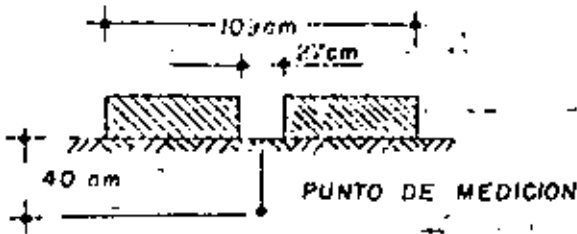


$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ [(1+\nu)Z^2] \left[(\alpha_1^2 + z^2)^{-1/2} - (\alpha_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(\alpha_2^2 + z^2)^{1/2} - (\alpha_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

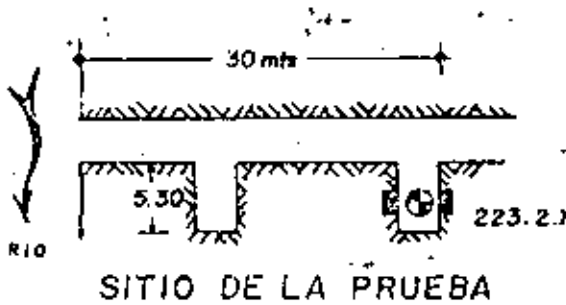
Z = 40.00 cm
 α₁ = 13.50 cm
 α₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20



OPERADOR: H.L.M.
 CALCULO: G.G.A.
 DIBUJO: J.R.T.R.
 FIG. 17



P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 ABRIL -21- 78



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

Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20

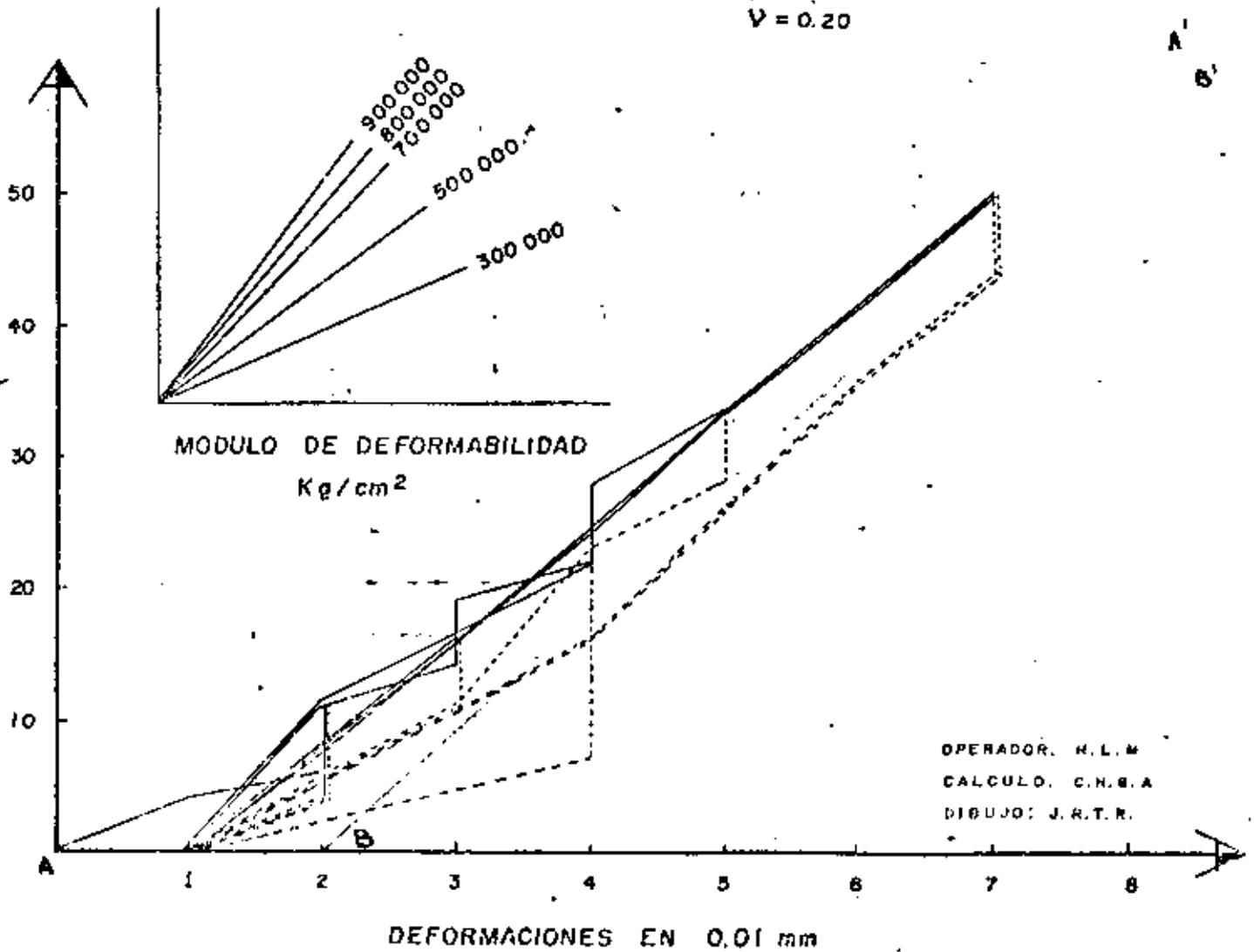
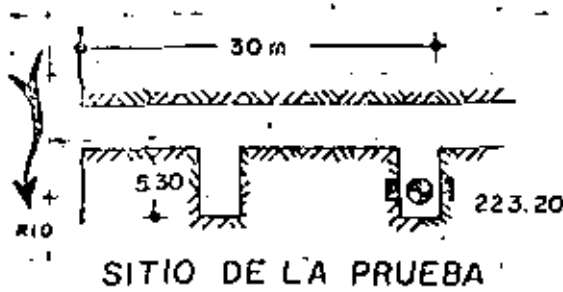
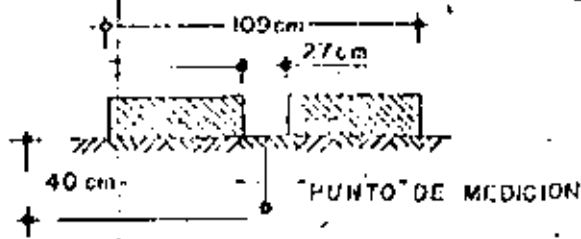


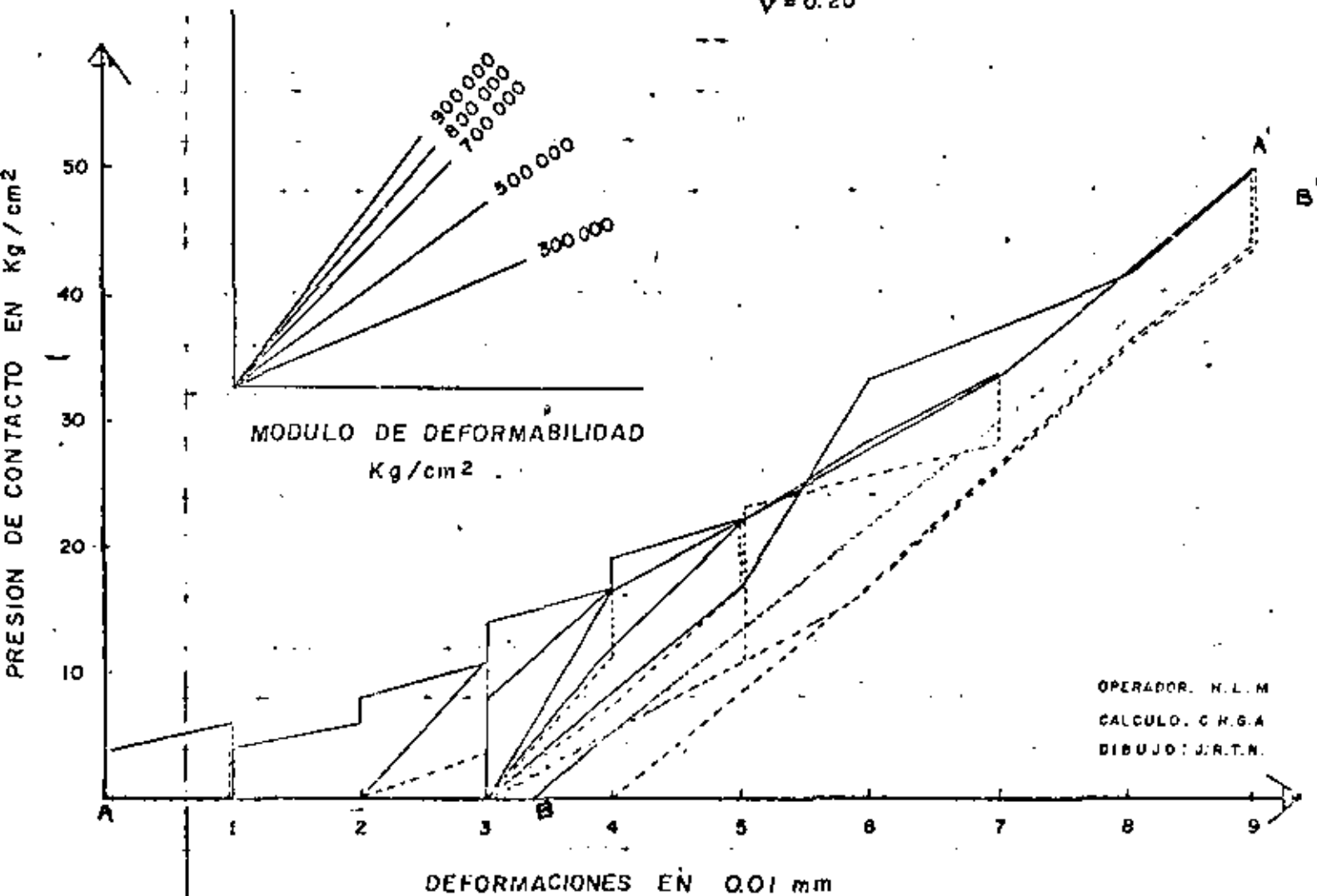
FIG. 18

P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 ABRIL -21- 78



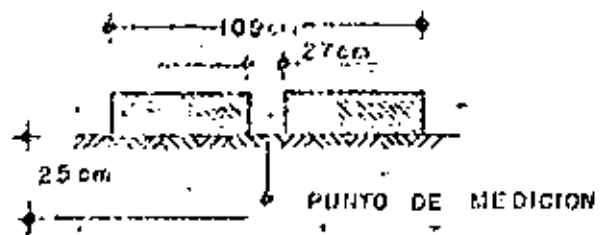
$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ [(1+\nu)Z^2] \left[(a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20

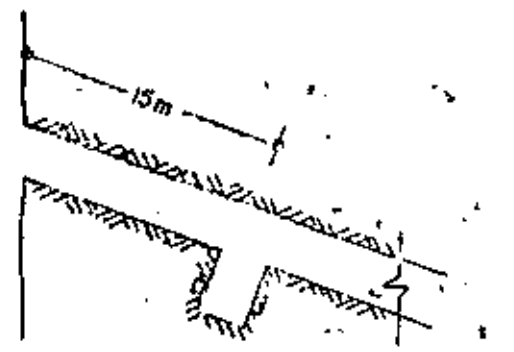


OPERADOR: N.L.M
 CALCULO: C.H.G.A
 DIBUJO: J.R.T.N.

FIG. 19



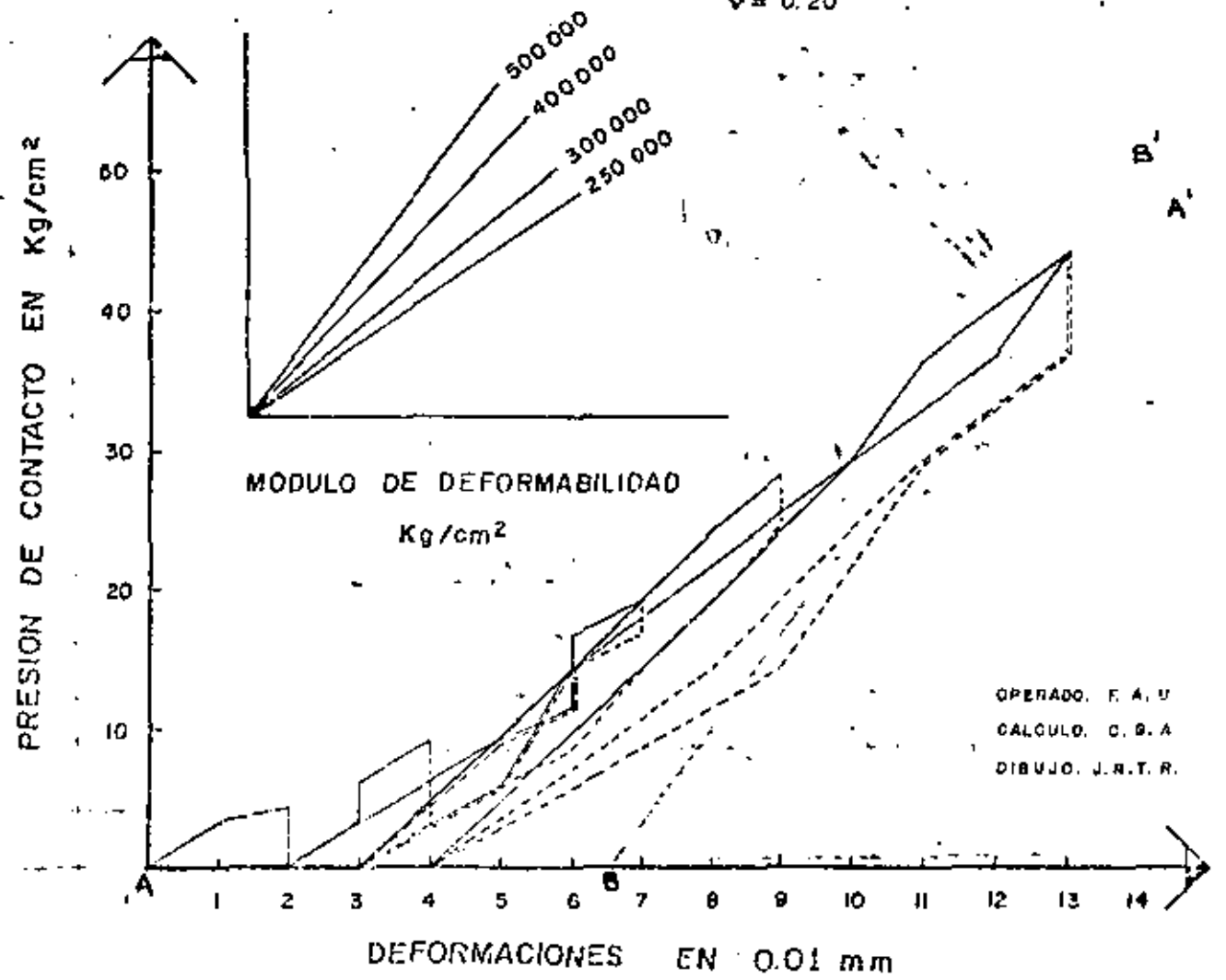
P. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N°5 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 MAYO - 10 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

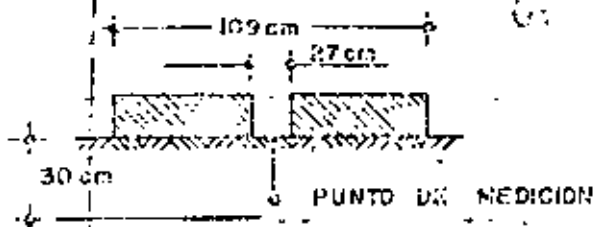
$$E = \frac{P}{\sqrt{z}} \left\{ [(1+\nu)z^2] \left[(a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- Z = 25.00 cm
- a₁ = 13.50 cm
- a₂ = 54.50 cm
- ν = 0.20

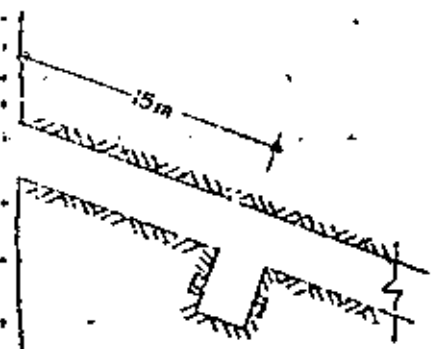


OPERADO. F. A. U
 CALCULO. C. B. A
 DIBUJO. J. R. T. R.

FIG. 20

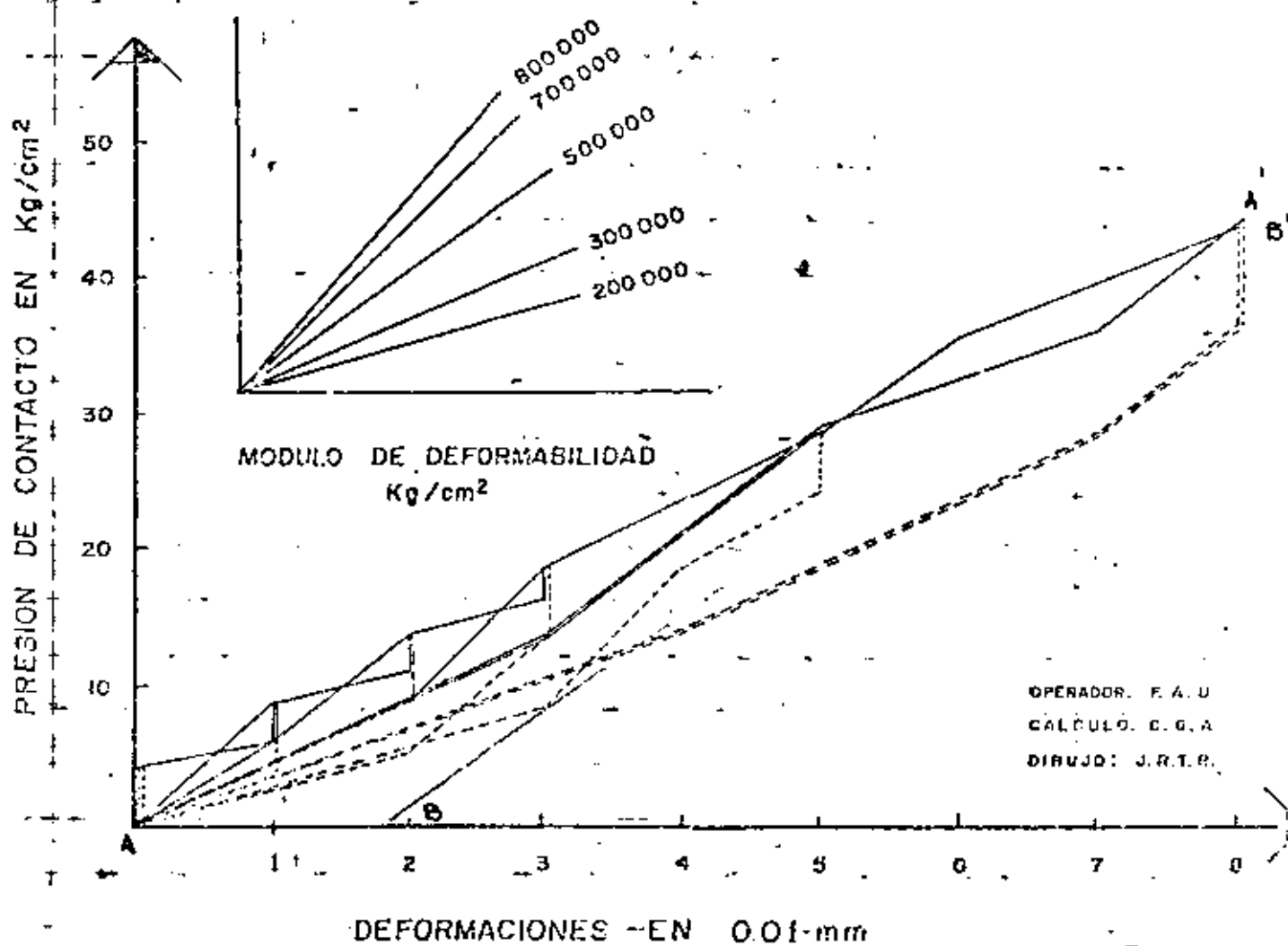


P. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 1
 PRUEBA DE PLACA
 POSICION VERTICAL
 PISO
 MAYO -10 - 78



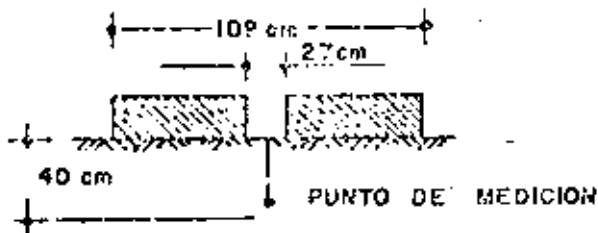
$$E = \frac{P}{\delta} \left\{ [(1+\nu)z^2] \left[(a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

Z = 30.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20

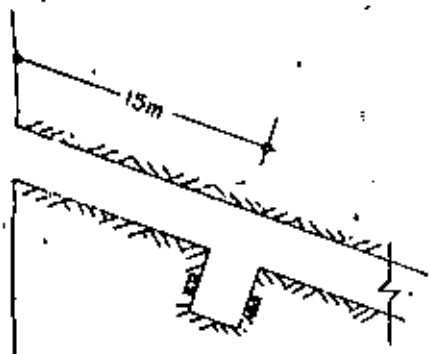


OPERADOR: F. A. U.
 CALCULO: C. G. A.
 DIBUJO: J. R. T. B.

FIG. 21



R. H. ITZANTUN, CHIS
MARGEN DERECHA
SOCAVON N° 5 CRUCERO 1
"PRUEBA DE PLACA"
POSICION HORIZONTAL
PARED IZQUIERDA
MAYO - 19 - 78



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

Z = 40.00 cm
a₁ = 13.50 cm
a₂ = 54.50 cm
ν = 0.20

SITIO DE LA PRUEBA

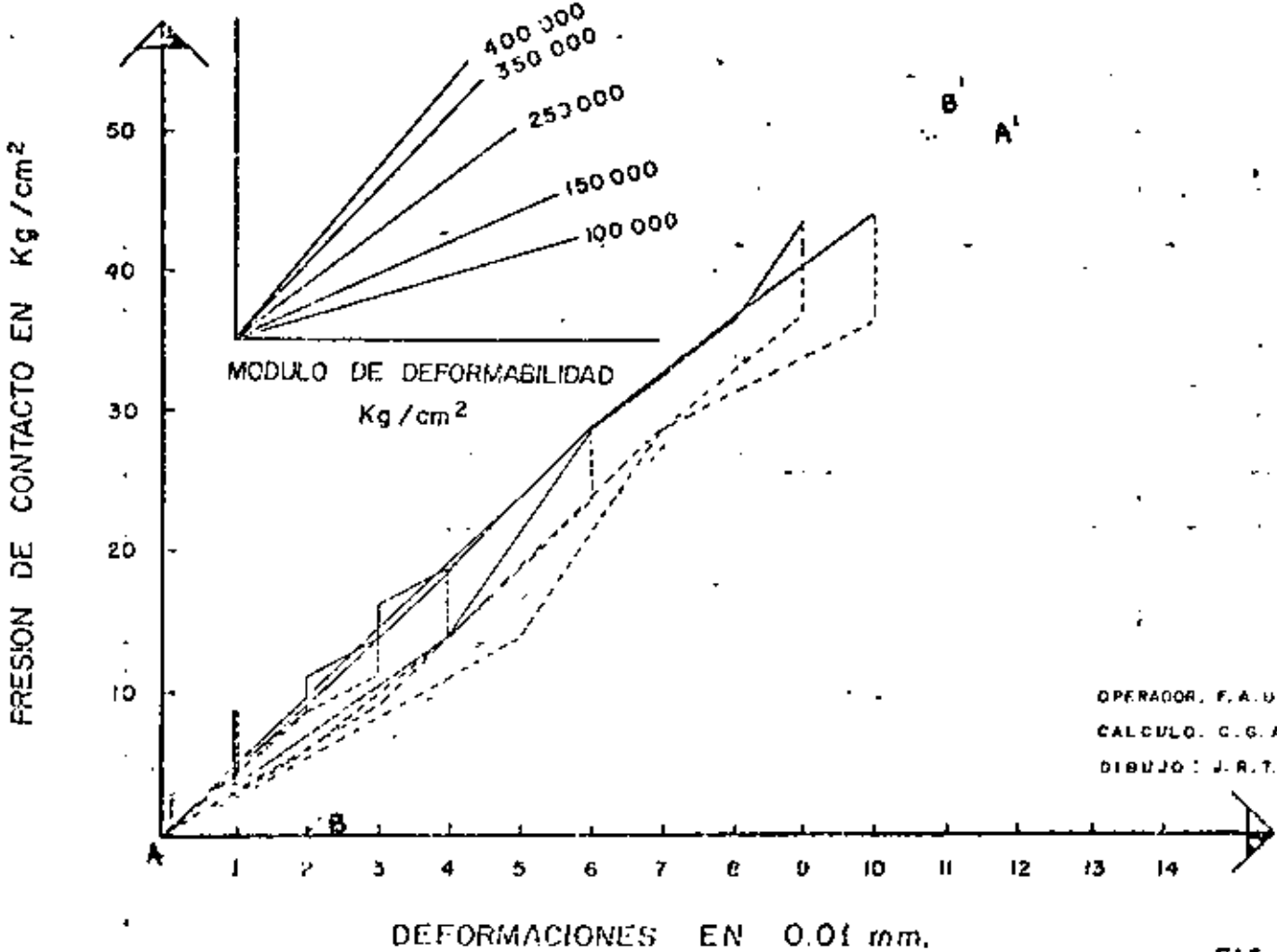
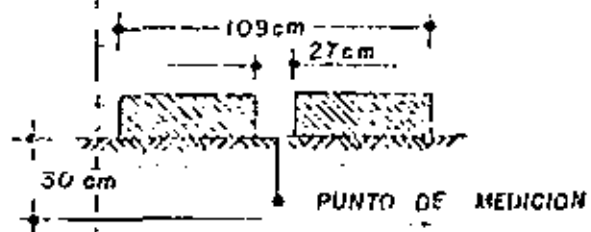
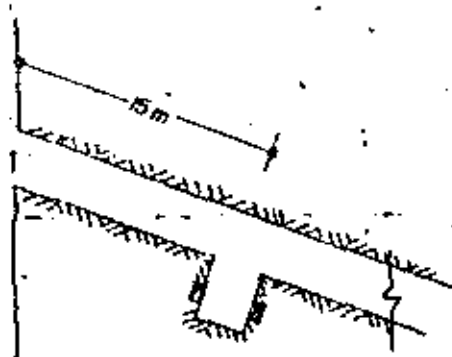


FIG. 22



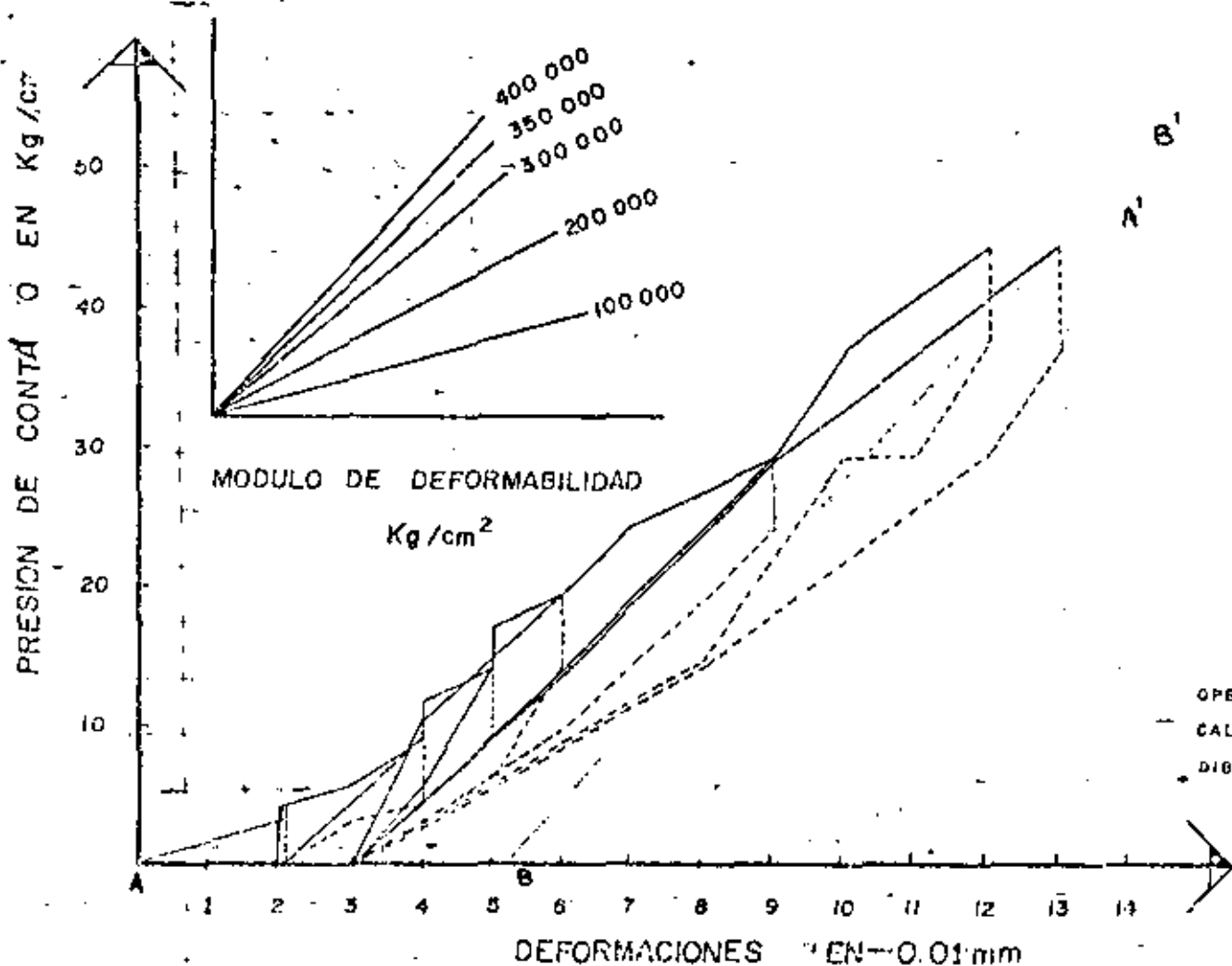
R. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 MAYO - 19 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

$$E = \frac{P}{\Delta z} \left\{ [(1 + \nu) z^2] \left[(\sigma_1^2 + z^2)^{-1/2} - (\sigma_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1 - \nu^2) \left[(\sigma_2^2 + z^2)^{1/2} - (\sigma_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

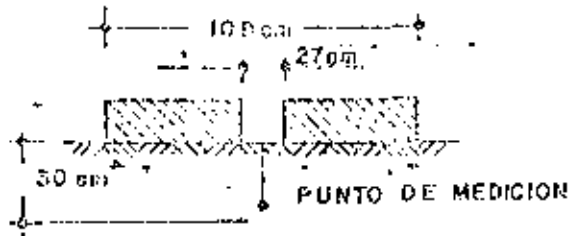
Z = 30.00 cm
 σ₁ = 13.50 cm
 σ₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20



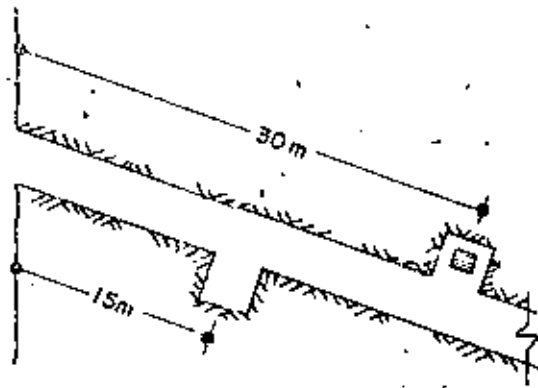
B'
 A'

OPERADO: F. A. U.
 CALCULO: C. A. M.
 DIBUJO: J. R. T. R.

FIG. 23



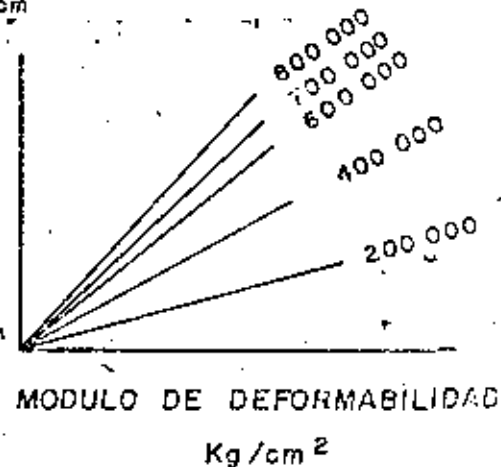
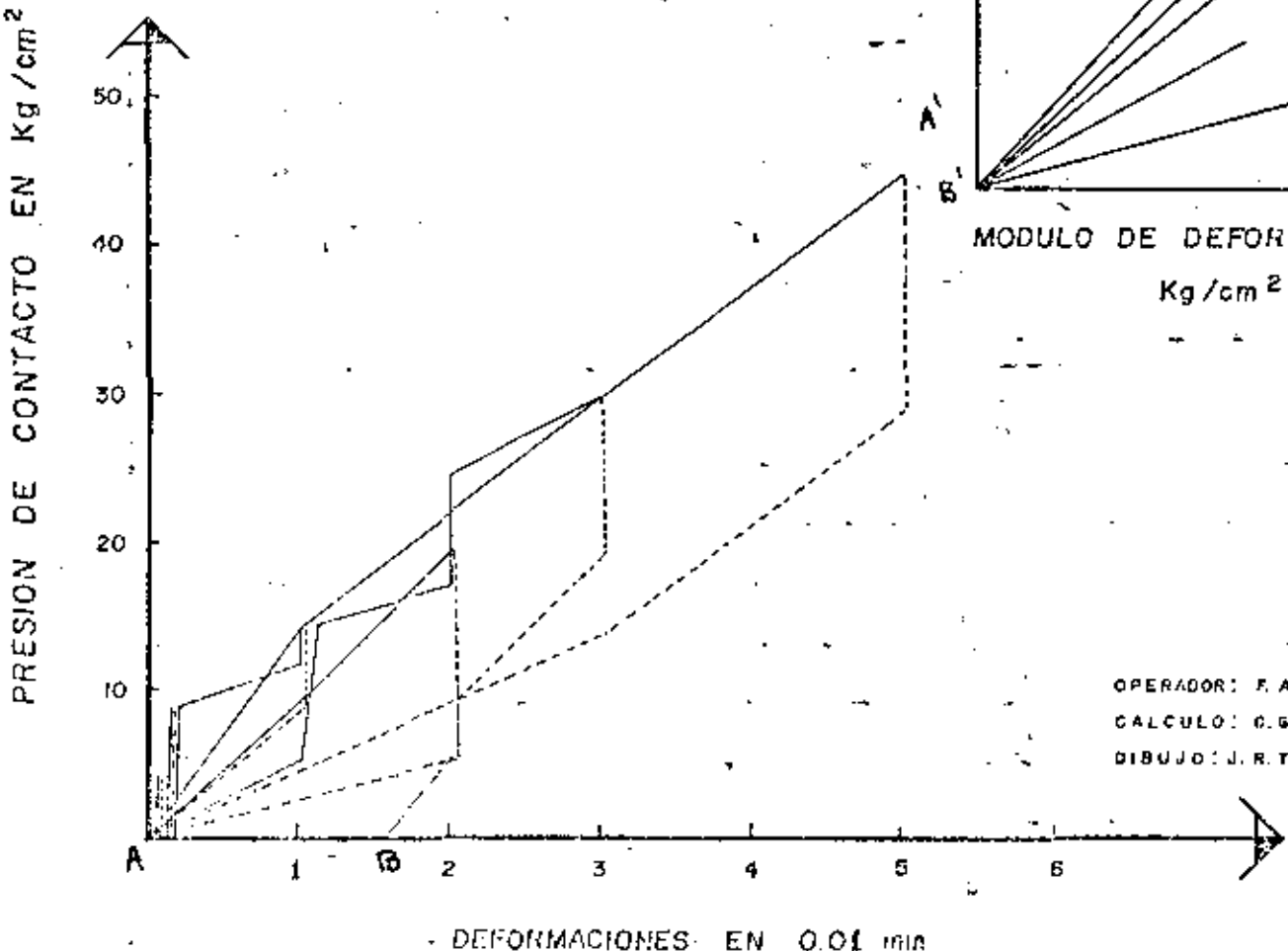
R. H. ITZANTUN, CHIS.
MARGEN DERECHA
SOCAVON N° 5 CRUCEO 2
"PRUEBA DE PLACA"
POSICION VERTICAL
PISO
MAYO - 26 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

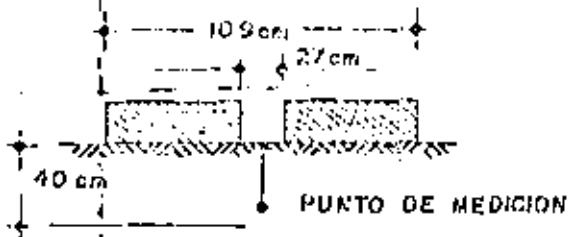
$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ [(1+\nu)Z^2] \left[(a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

Z = 30.00 cm
a₁ = 13.50 cm
a₂ = 54.50 cm
ν = 0.20

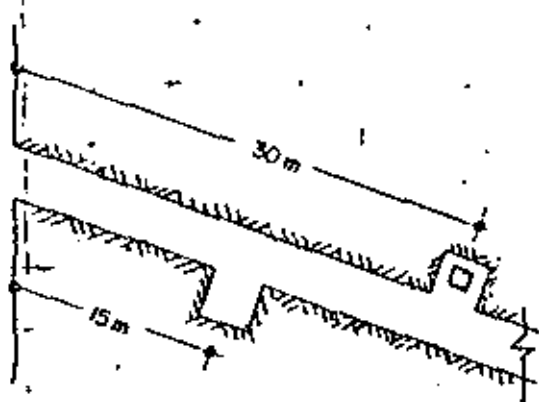


OPERADOR: F. A. U.
CALCULO: C. G. A.
DIBUJO: J. R. T. R.

FIG. 24



P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 MAYO - 26 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

$$E = \frac{P}{\sigma_z} \left\{ \left[(1 + \nu) z^2 \right] \left[(\sigma_1^2 + z^2)^{-1/2} - (\sigma_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] + 2(1 - \nu^2) \left[(\sigma_2^2 + z^2)^{1/2} - (\sigma_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- Z = 40.00 cm
- σ₁ = 13.50 cm
- σ₂ = 54.50 cm
- ν = 0.20

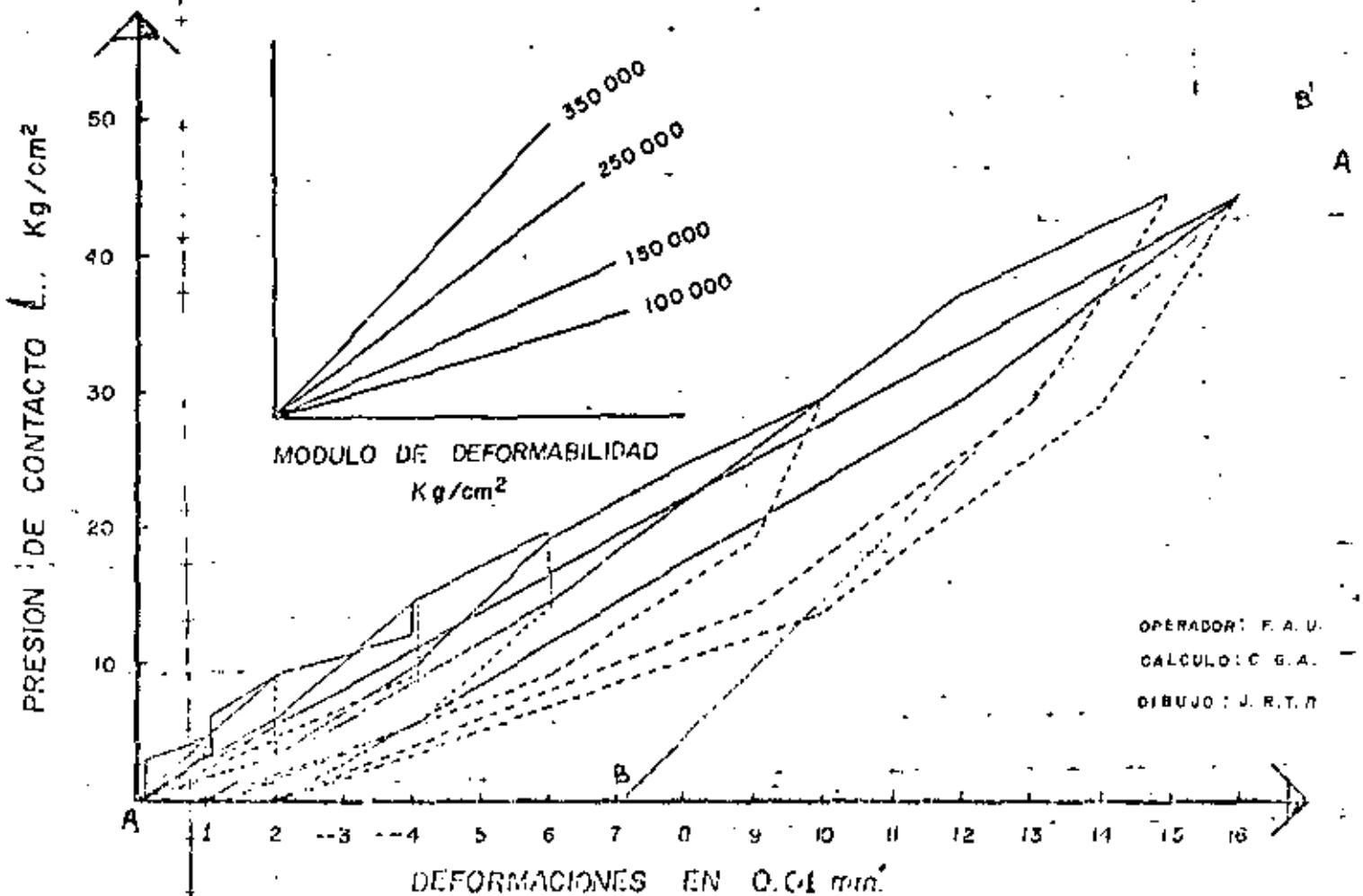
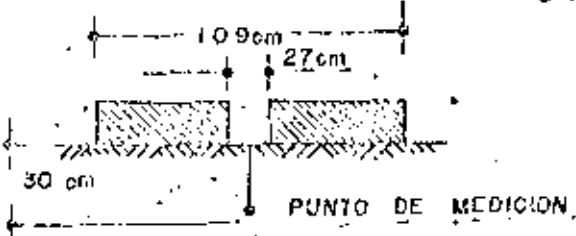
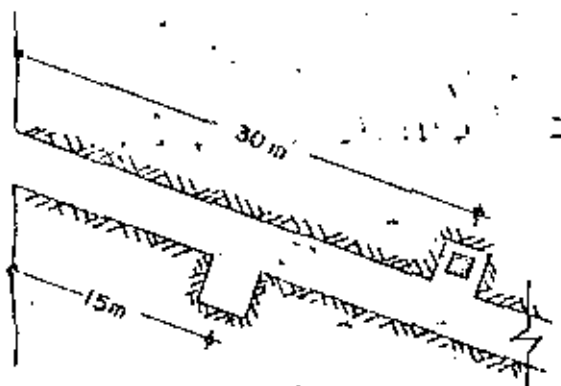


FIG. 25

30 72'



P. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 JUNIO - 13 - 78



SITIO DE LA PRUEBA

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

$z = 30.00 \text{ cm}$
 $a_1 = 13.50 \text{ cm}$
 $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
 $\nu = 0.20$

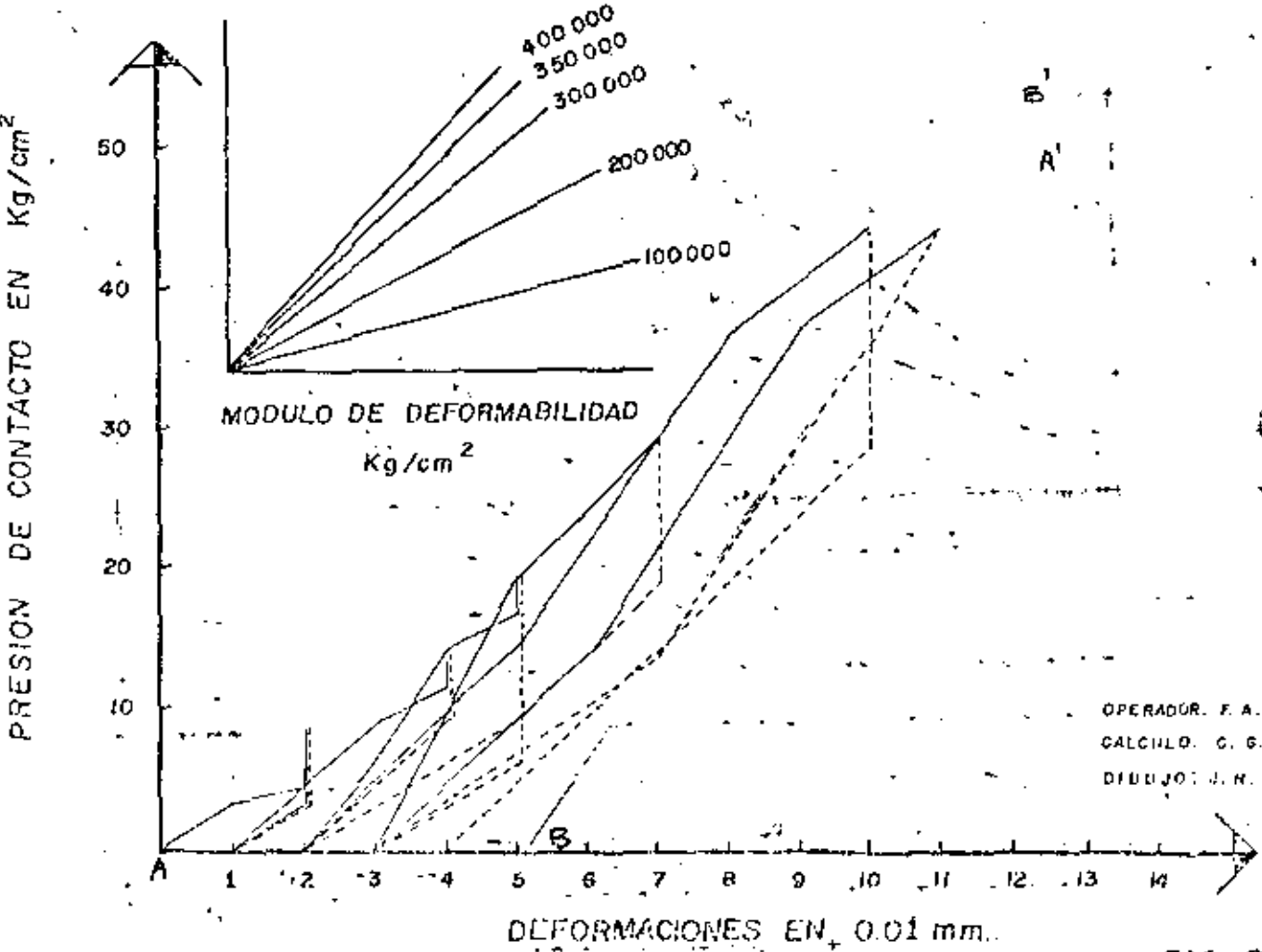
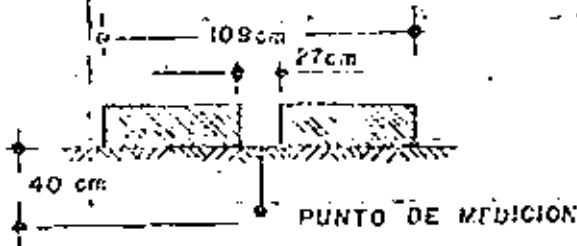


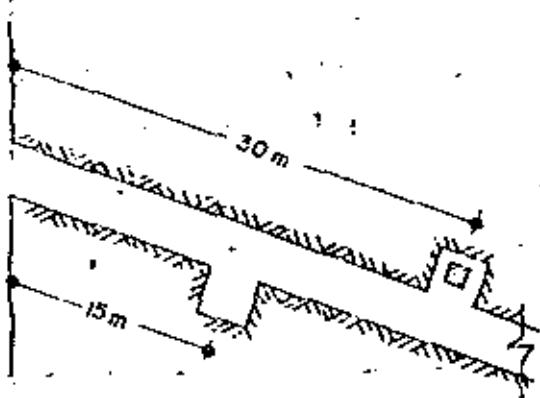
FIG. 26

P. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 JUNIO - 13 - 78



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

Z = 40.00 cm
 a₁ = 13.50 cm
 a₂ = 54.50 cm
 ν = 0.20



SITIO DE LA PRUEBA

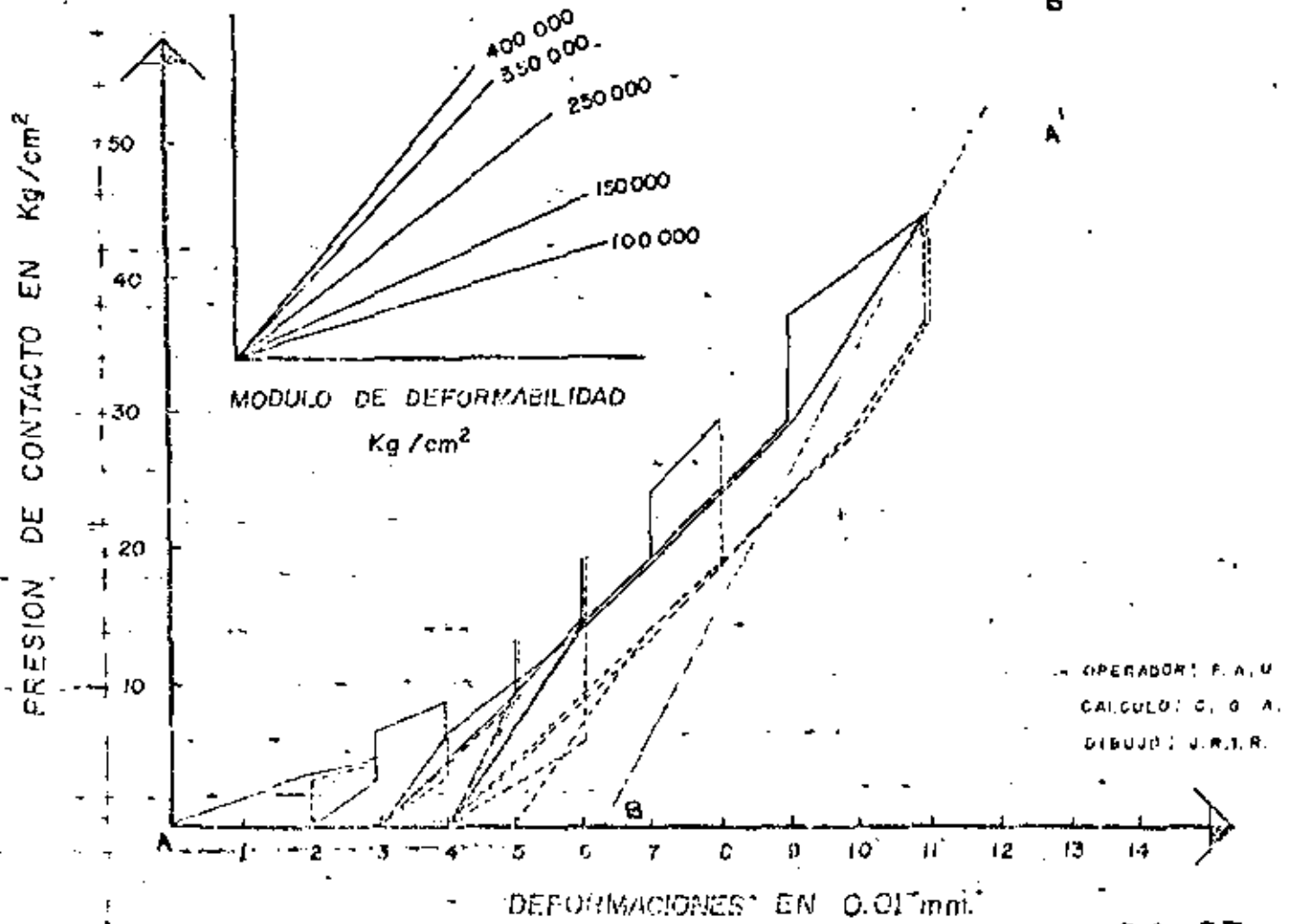
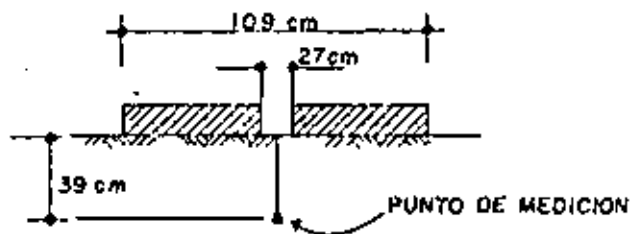


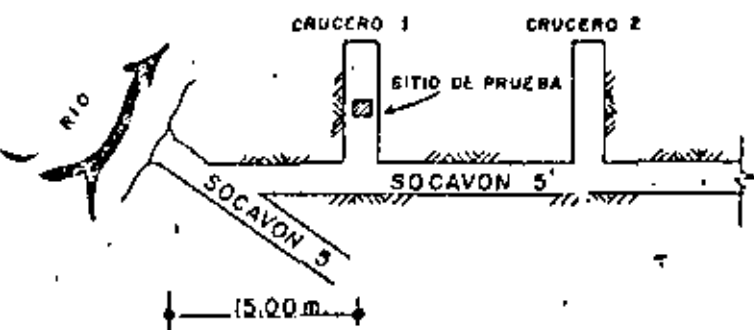
FIG. 27

P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N^o. 5' CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 25-ENERO-1979



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

- $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
- $a_1 = 13.50 \text{ cm}$
- $z = 39.00 \text{ cm}$
- $\nu = 0.2$



CROQUIS DE LOCALIZACION

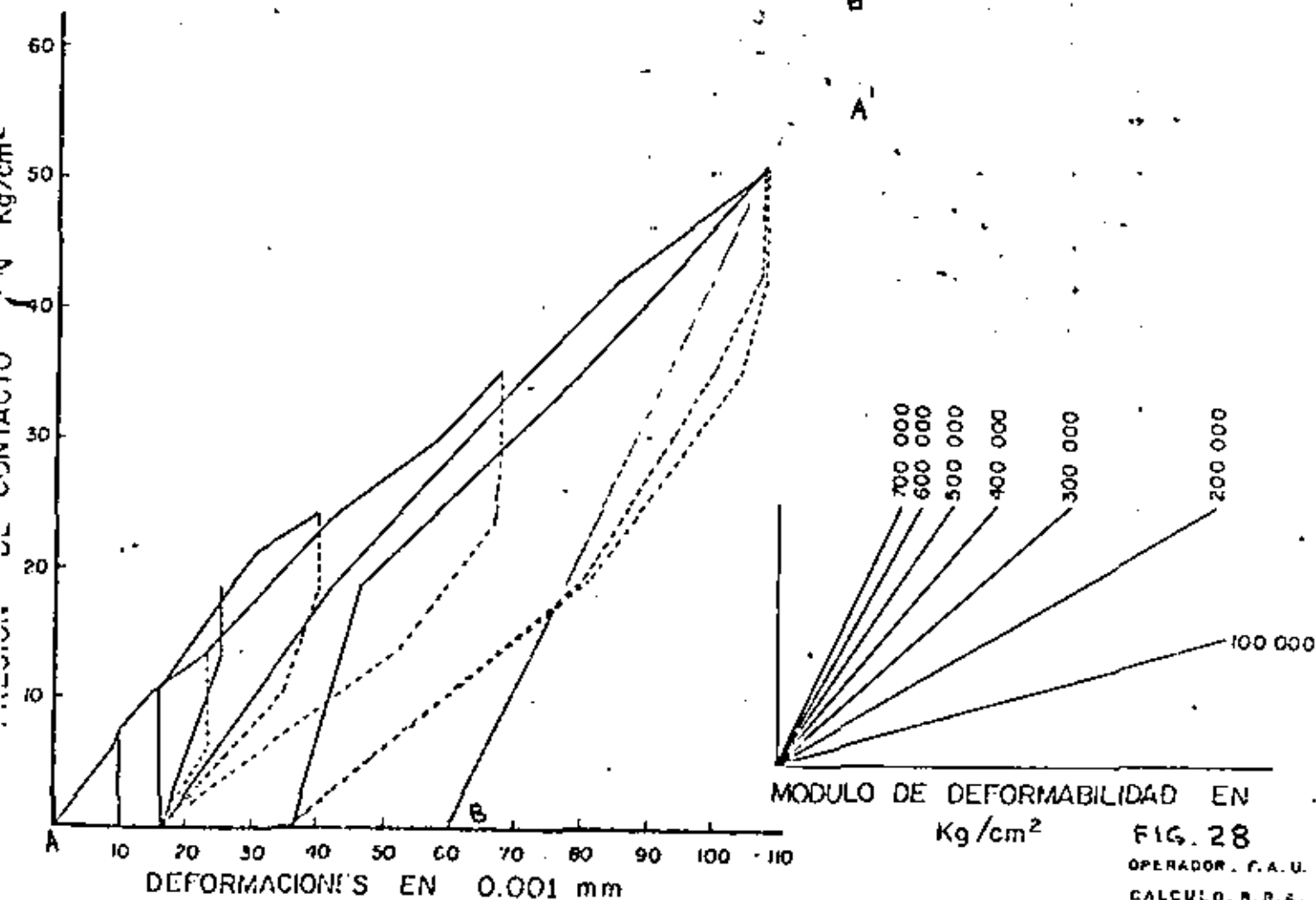
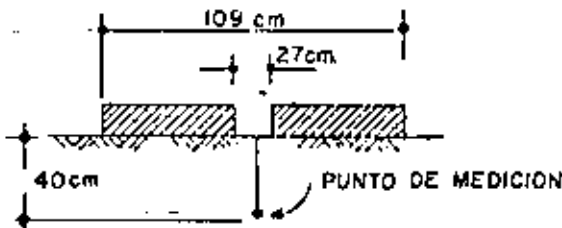
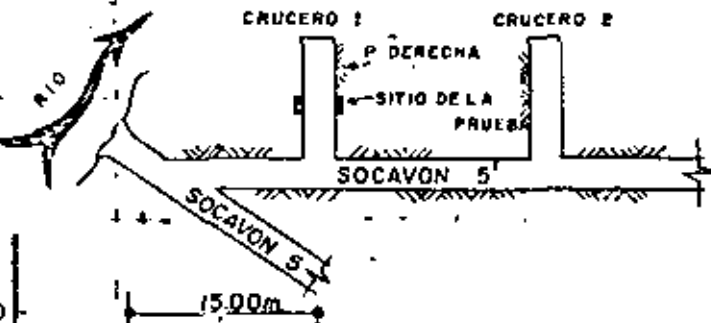


FIG. 28
 OPERADOR. F.A.U.
 CALCULO. R.R.A.

P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N°5 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 18-ENERO-1978

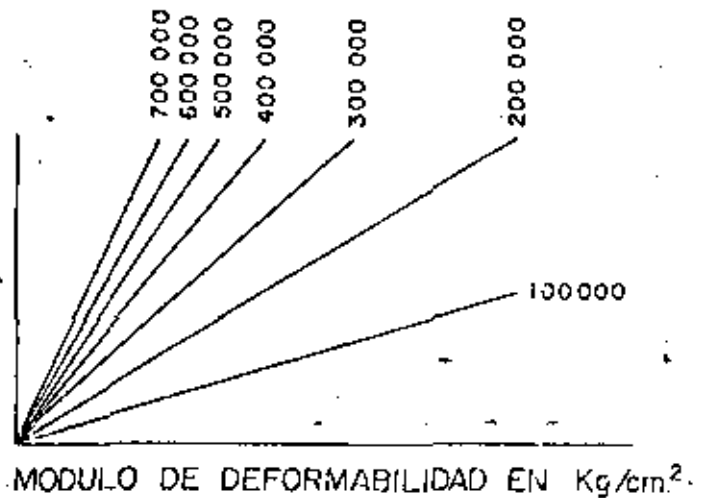
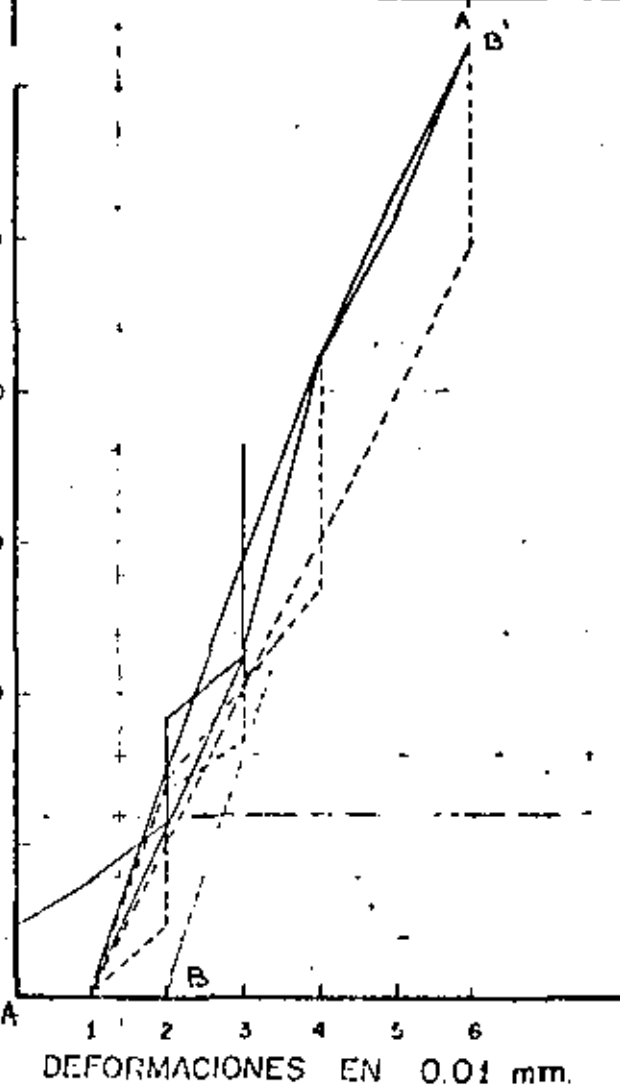


$$E = \frac{P}{J} \left\{ [(1+\nu)z^2] \left[\frac{1}{(\sigma_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(\sigma_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] - 2(1-\nu^2) \left[(\sigma_2^2 + z^2)^{1/2} - (\sigma_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$



CROQUIS DE LOCALIZACION

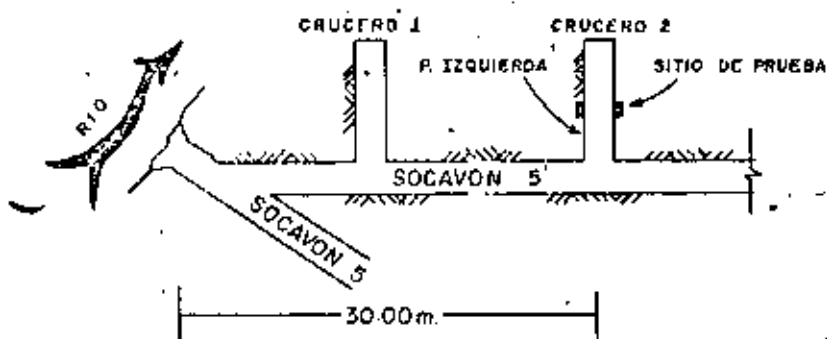
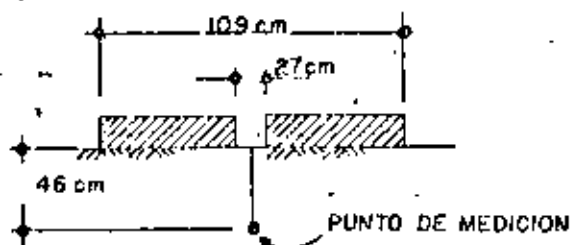
- $\sigma_2 = 54.50 \text{ cm}$
- $\sigma_1 = 13.50 \text{ cm}$
- $Z = 40.00 \text{ cm}$
- $\nu = 0.2$



OPERADOR: F.A.U
 CALCULO: R.R.A
 DIBUJO: J.K.T.R.

FIG. 29

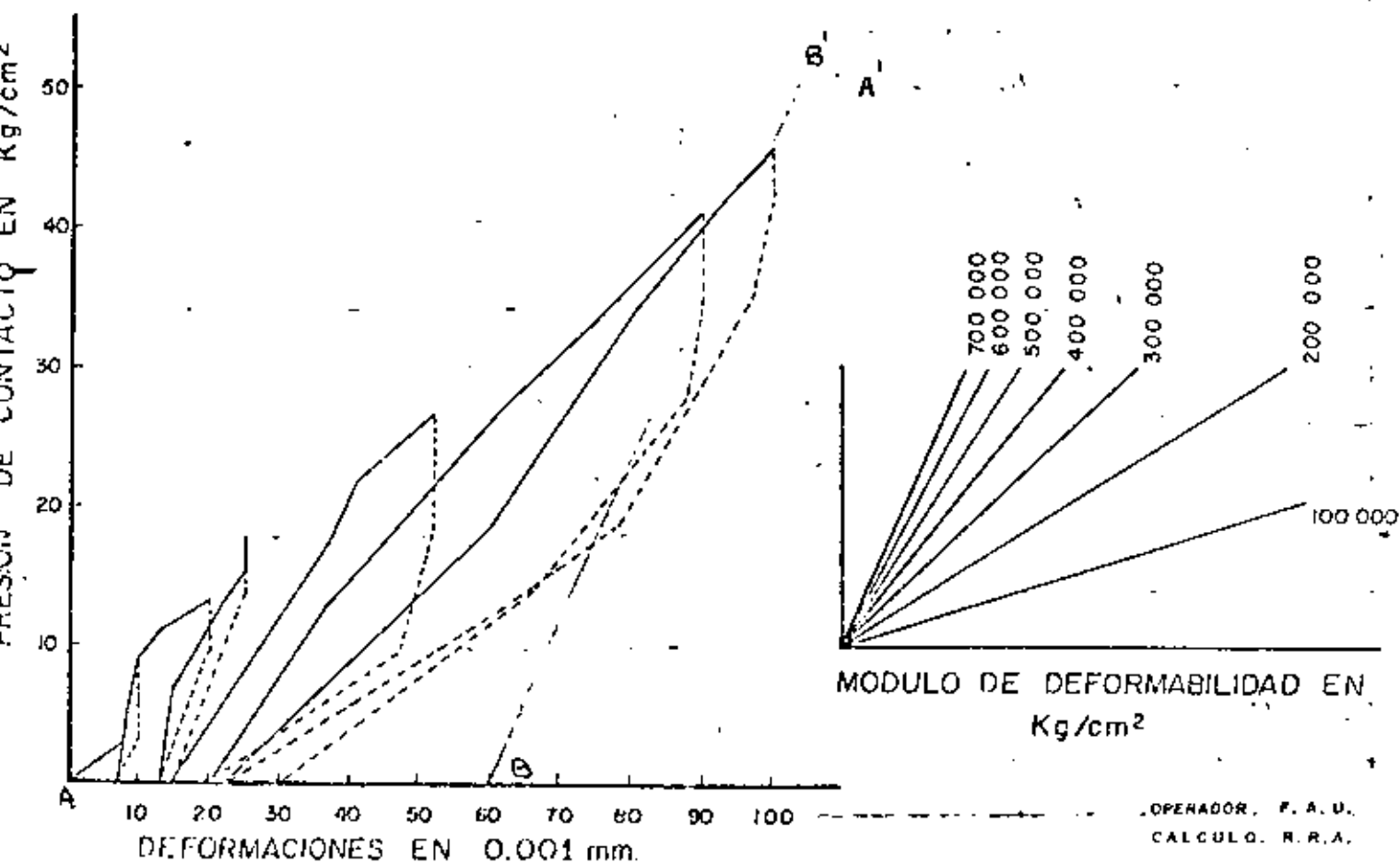
R. H. ITZANTUM, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON Nº 5 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 1º FEB-1979



CROQUIS DE LOCALIZACION

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

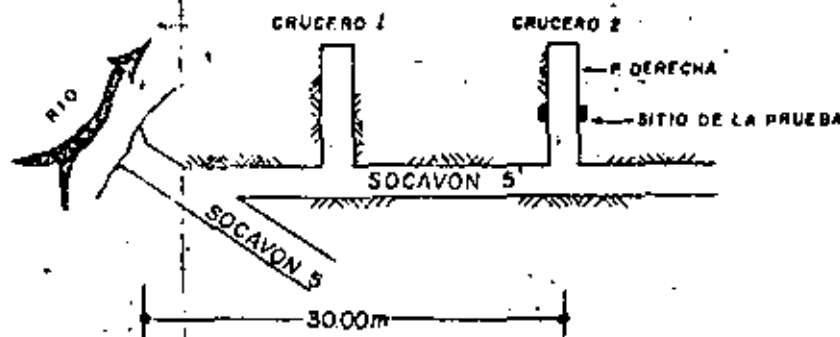
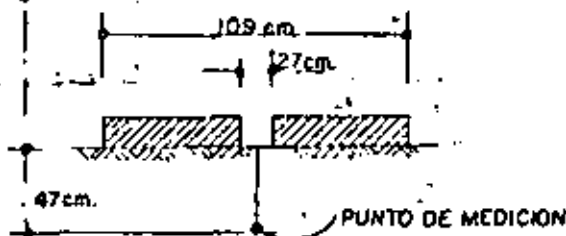
- $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
- $a_1 = 13.50 \text{ cm}$
- $Z = 46.00 \text{ cm}$
- $\nu = 0.2$



OPERADOR: F. A. U.
 CALCULO: R. R. A.
 DIBUJO: J. R. B.

FIG. 30

P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED DERECHA
 1 - FEB - 1979



CROQUIS DE LOCALIZACION

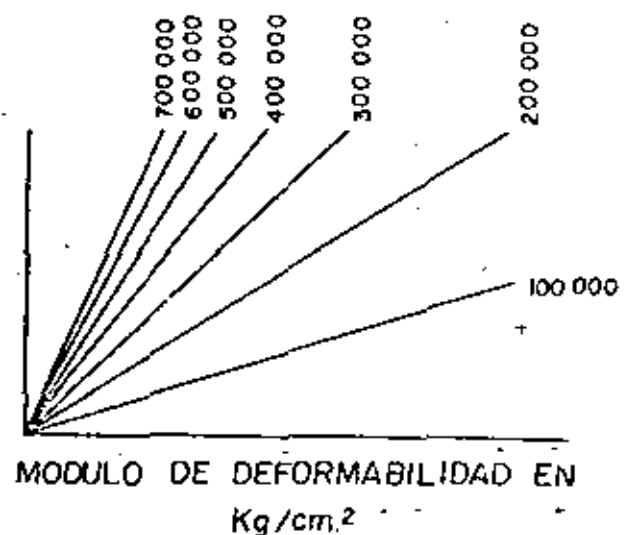
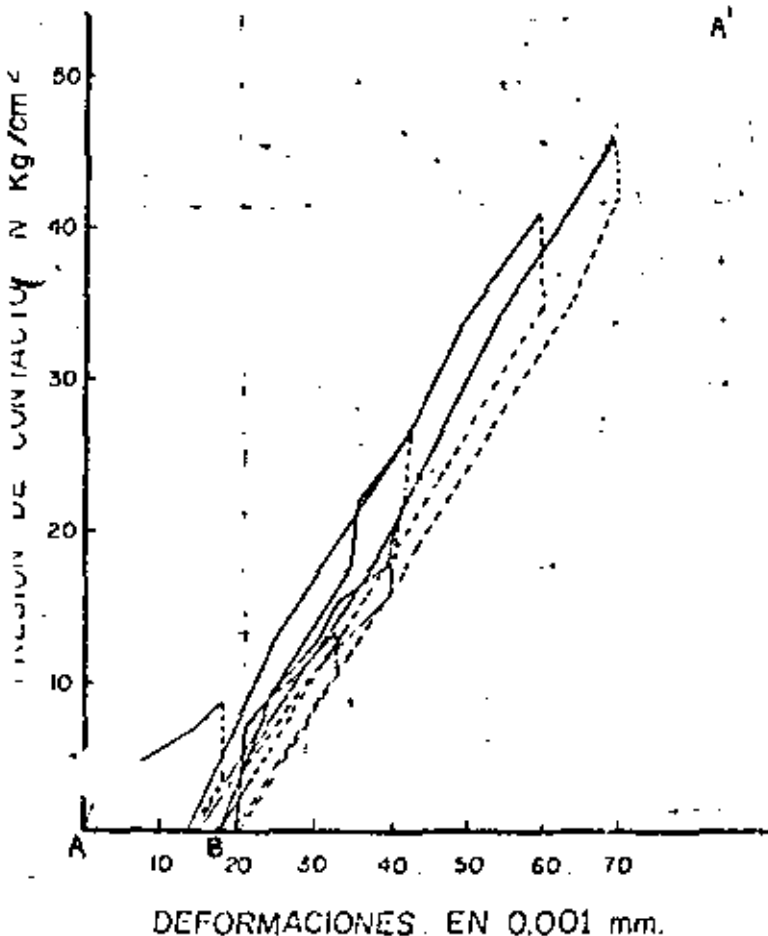
$$E = \frac{P}{\sigma} \left\{ (1+\nu) z^2 \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] - 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2) - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

$a_2 = 54.50 \text{ cm}$

$a_1 = 13.50 \text{ cm}$

$z = 47.00 \text{ cm}$

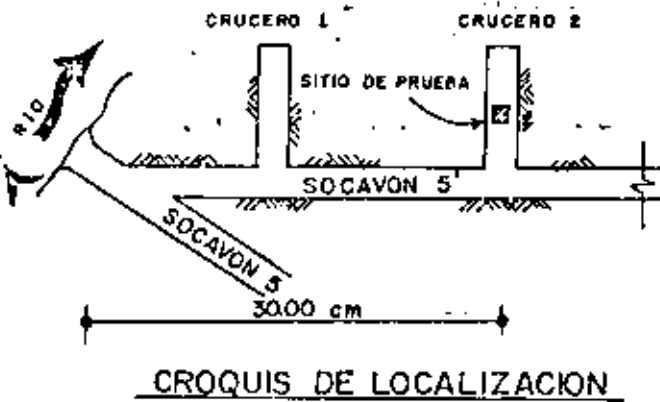
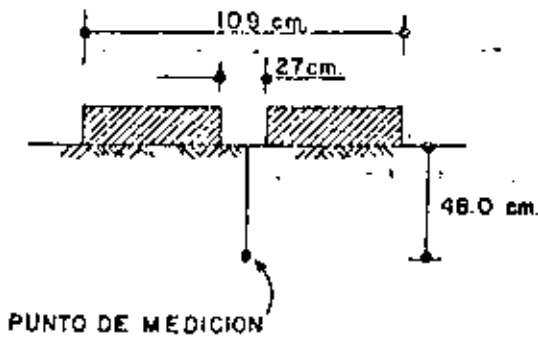
$\nu = 0.2$



OPERADOR : F.A.U.
 CALCULO : R.R.A.
 DIBUJO : J.R.T.R.

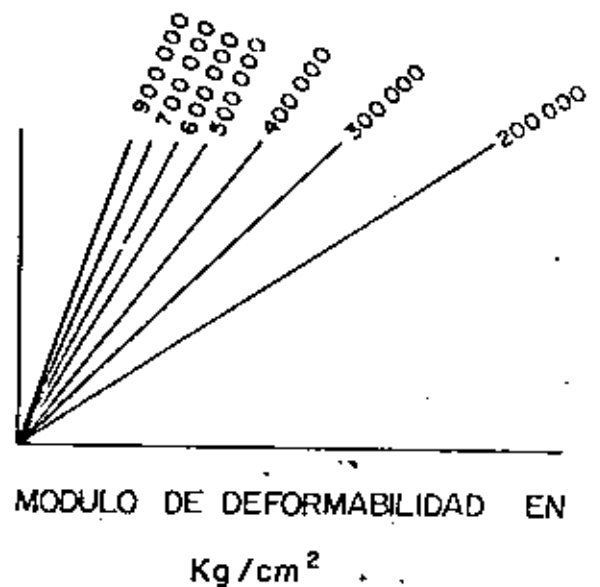
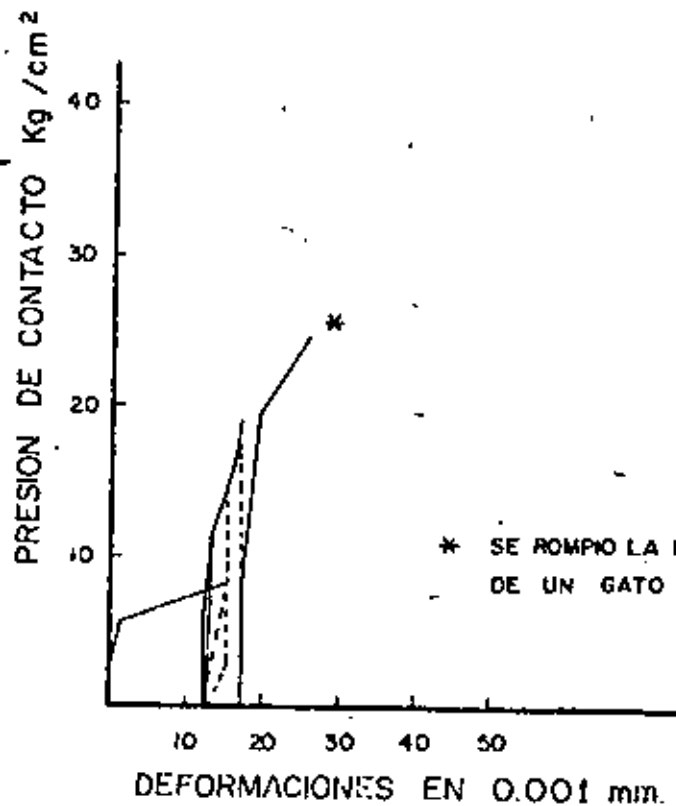
FIG. 31

P. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5' CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 PISO
 9 - FEBRERO - 1979



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

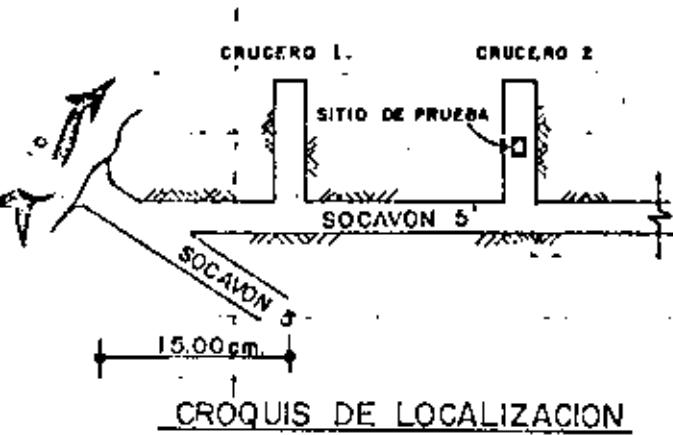
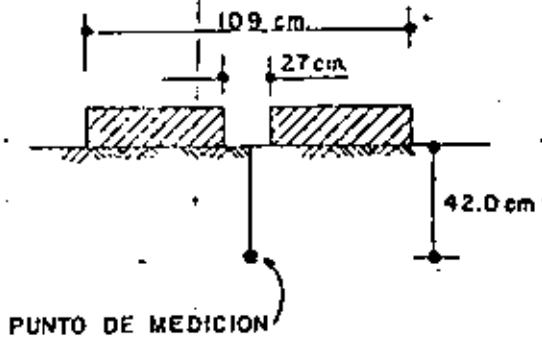
$a_1 = 13.50 \text{ cm}$
 $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
 $z = 48.00 \text{ cm}$
 $\nu = 0.2$



OPERADOR : F. A. U.
 CALCULO : J. F. M. R.
 DIBUJO : J. R. T. R.

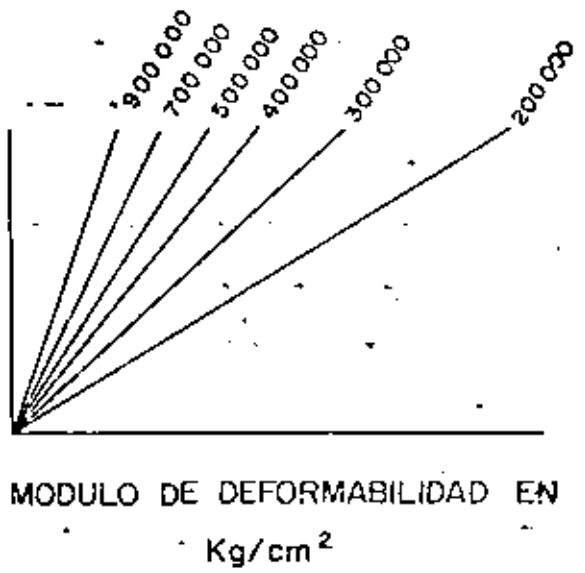
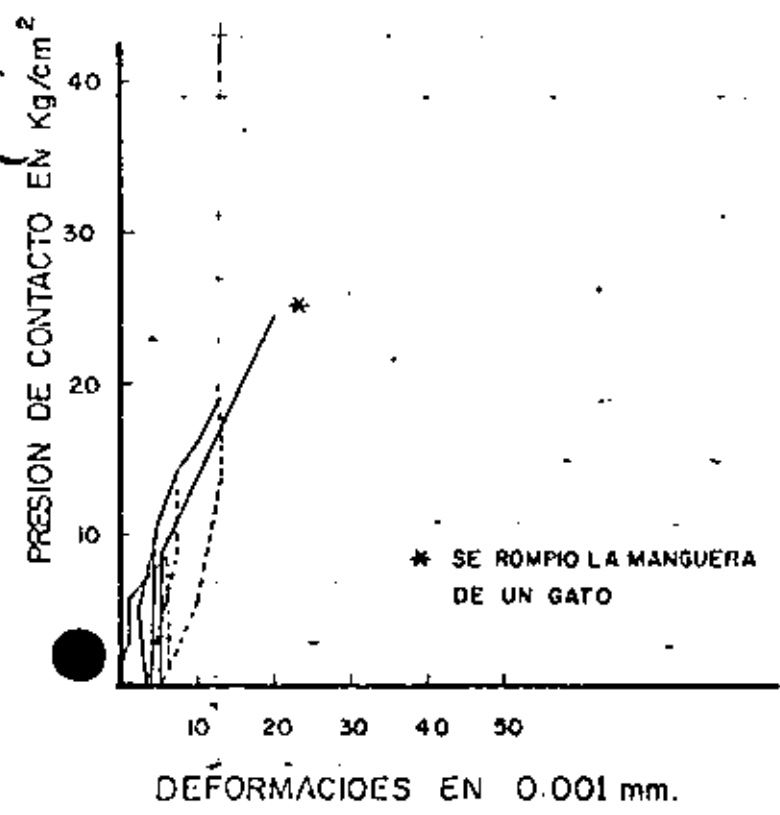
FIG. 32

P. H. ITZANTUN, CHIS
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5' CRUCERO 2
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 TECHO
 9 - FEBRERO - 1979



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

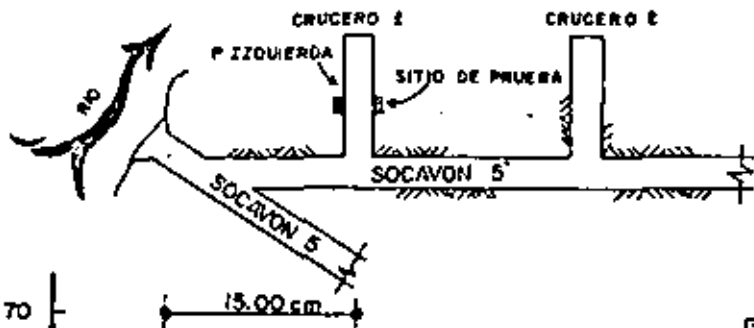
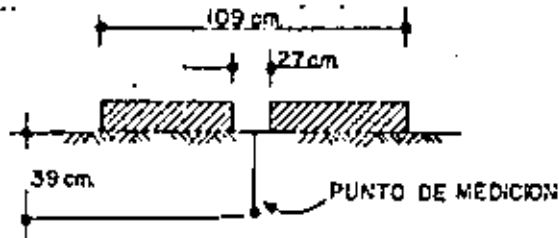
- $a_1 = 13.50 \text{ cm}$
- $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
- $Z = 42.00 \text{ cm}$
- $\nu = 0.2$



OPERADOR: P.A.U.
 CALCULO: J.F.M.R.
 DIBUJO: J.R.T.R.

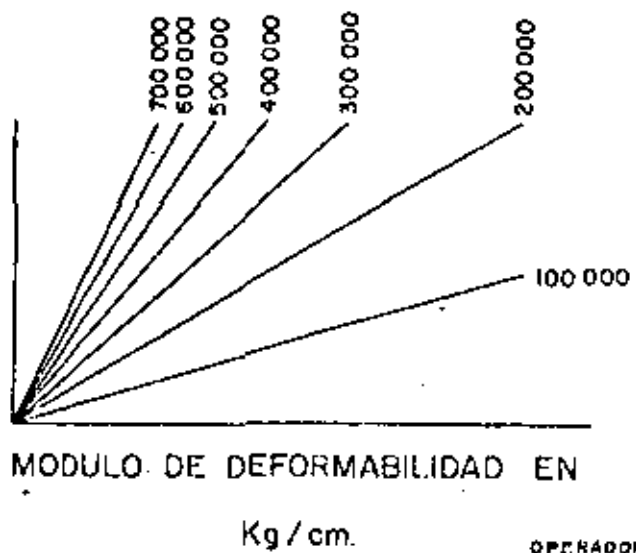
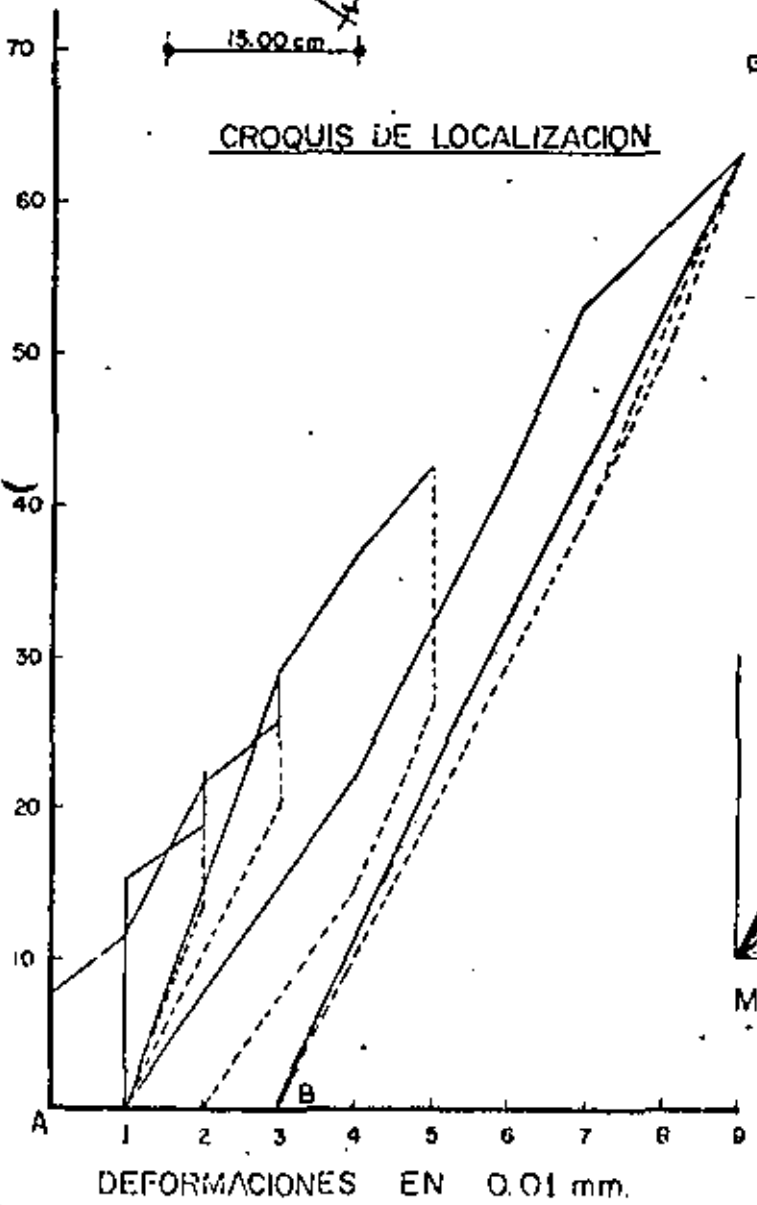
FIG. 33

P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON N° 5 CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION HORIZONTAL
 PARED IZQUIERDA
 18-ENERO-1979



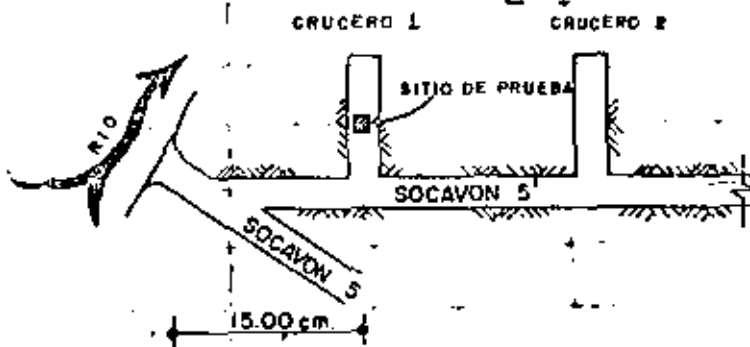
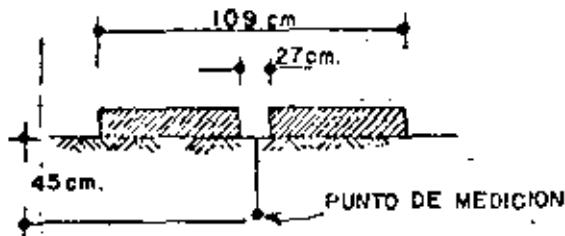
$$E = \frac{P}{d} \left\{ \left[(1+\nu)z^2 \right] \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] - 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

- $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
- $a_1 = 13.50 \text{ cm}$
- $z = 39.00 \text{ cm}$
- $\nu = 0.2$



OPERADOR: R.A.U.
 CALCULO: R.R.A.
 DIBUJO: J.R.T.R.
 FIG. 34

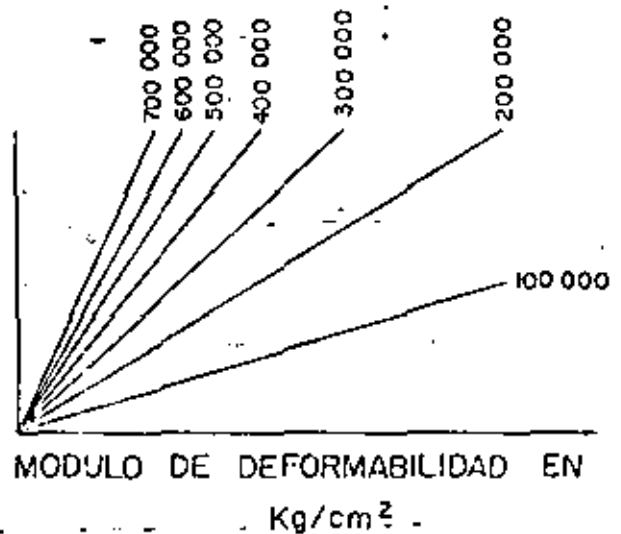
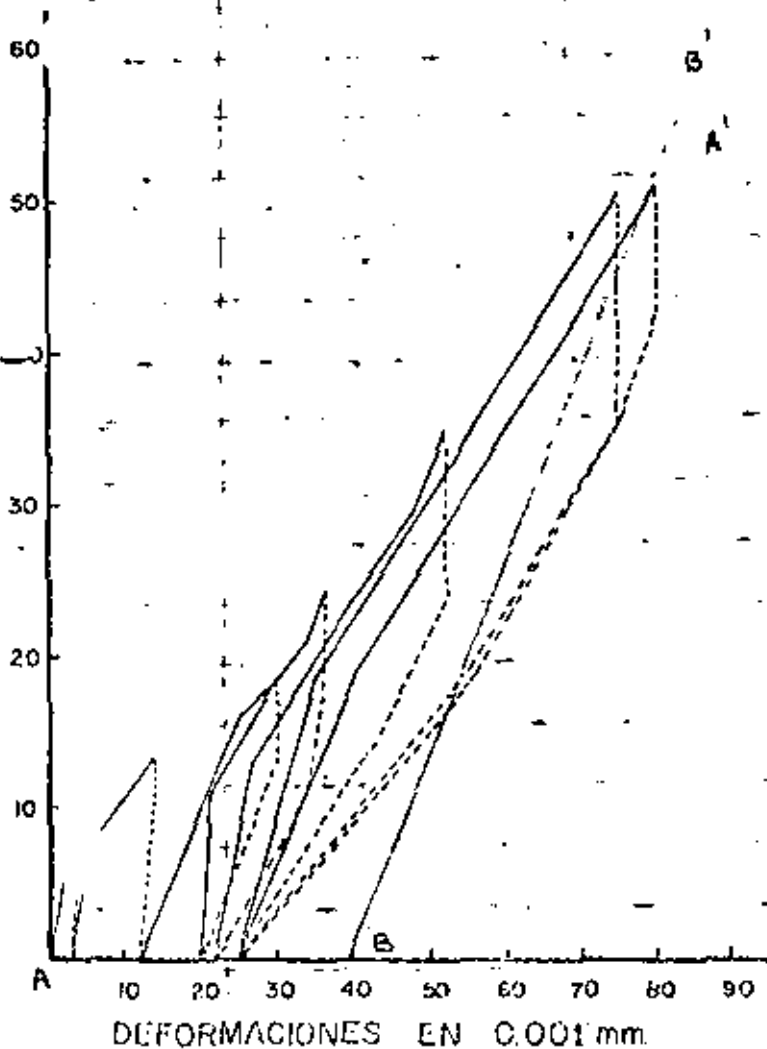
P. H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN DERECHA
 SOCAVON Nº 5' CRUCERO 1
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 PISO
 25-ENERO-1979



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

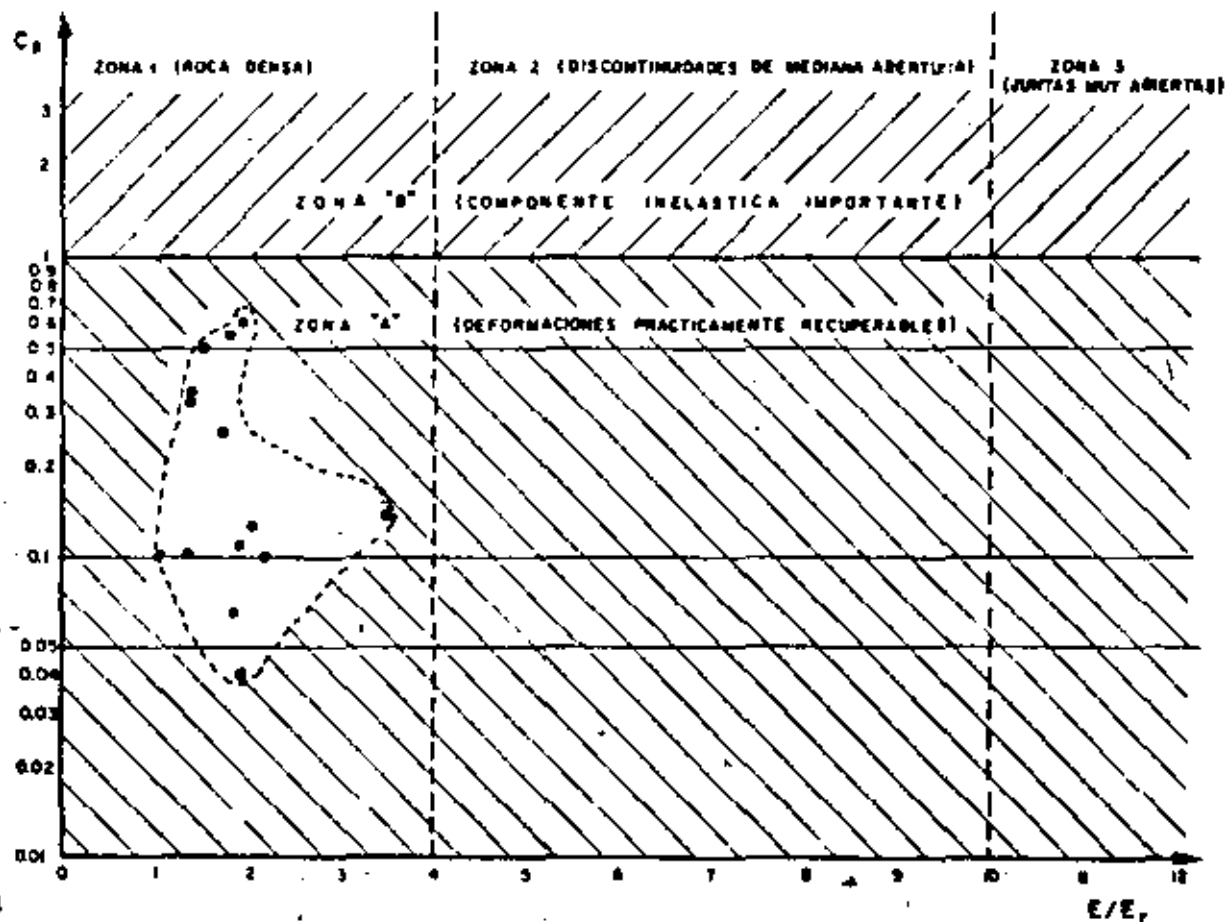
- $a_2 = 54.50 \text{ cm}$
- $a_1 = 13.50 \text{ cm}$
- $Z = 45.00 \text{ cm}$
- $\nu = 0.2$

CROQUIS DE LOCALIZACION



OPERADOR: F.A.U.
 CALCULO: N.R.A.
 DIBUJO: J.A.T.R.
 FIG. 36

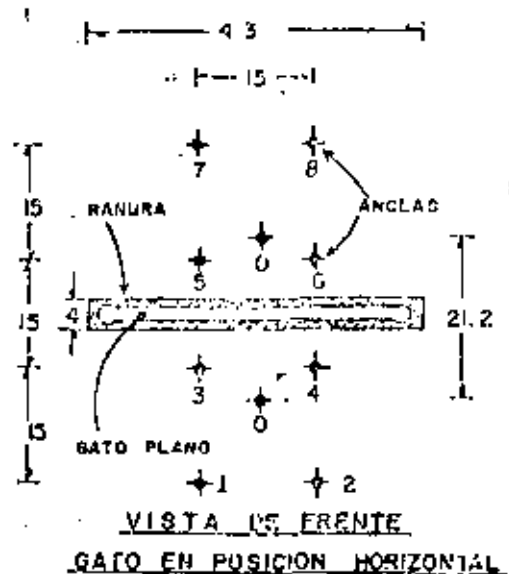
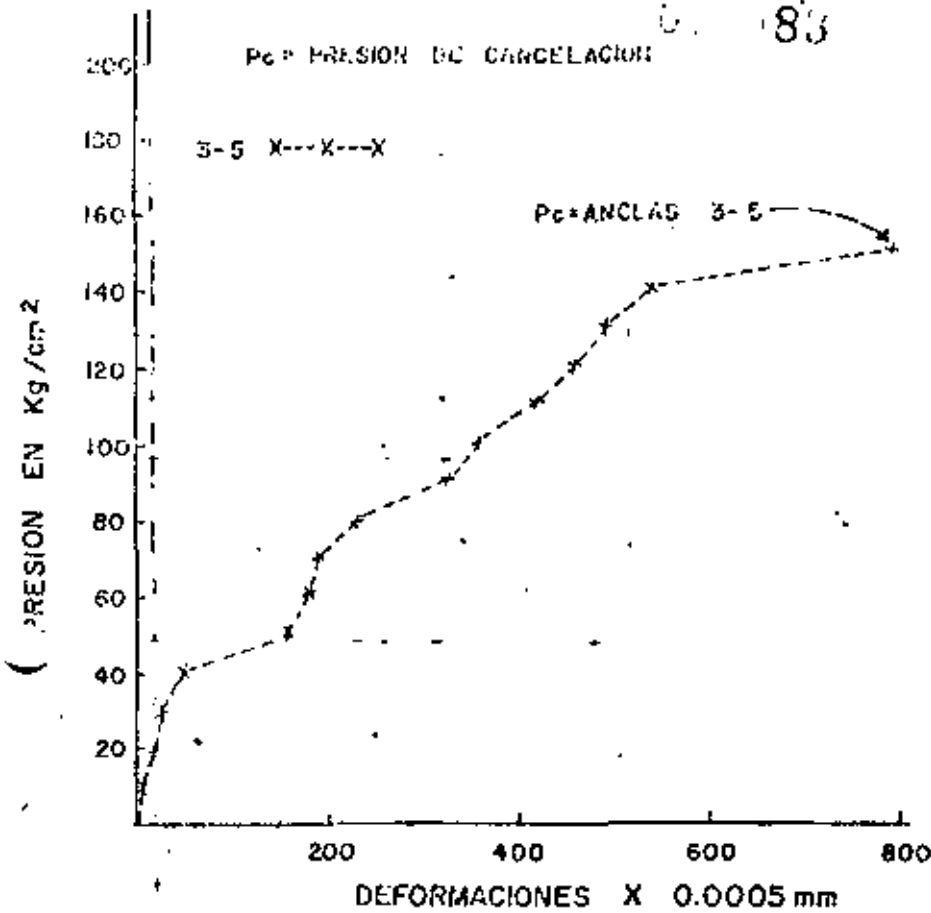
PARAMETRO C_p , (01 mm/kg/cm²)



- E_r Módulo de deformabilidad global, secante.
 E Módulo de deformación elástica de descarga inicial.
 C_p Coeficiente de deformación irrecuperable igual al cociente entre la deformación irrecuperable y la máxima presión en ese ciclo.

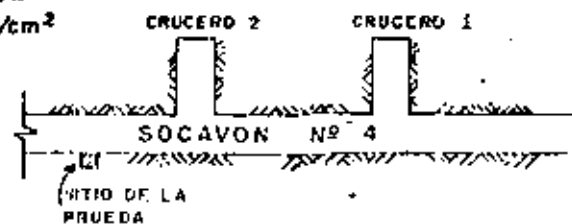
CLASIFICACION DE LAS MASAS ROCOSAS EN FUNCION DE SU DEFORMABILIDAD

83



LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA *			PRESIONES DE
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA 120	
2-4	520	750		520
3-5	920	1190		980
4-6	1070	390		
5-7	850	1060		
6-8	830	1080	800	
0-0	940	220		

ELEV. SUR TERRENO = 426.00 m
ELEV. SOCAVON Nº 4 = 223.20 m



CROQUIS DE LOCALIZACION

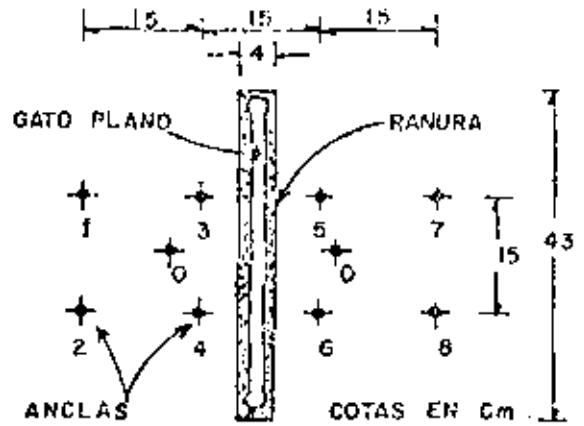
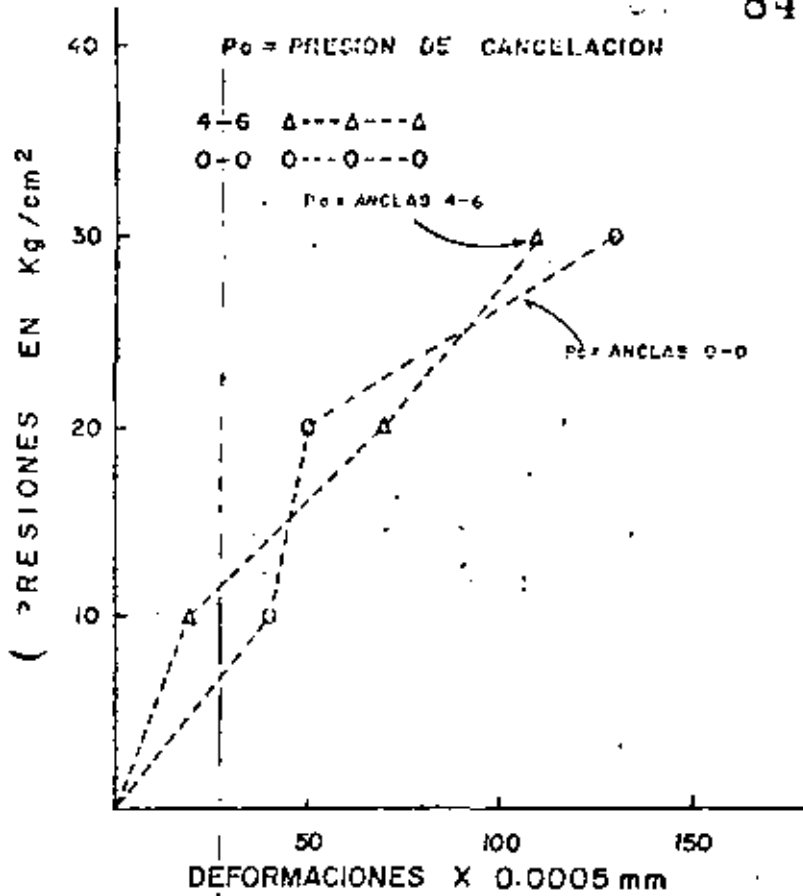
*CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA

$$\sigma_n = \frac{P_c (c) - d}{c} = \frac{150 (18.5 - 3)}{21.5}$$

$$\sigma_n = 108 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

P. H. ITZANTUN, CHIS
MARGEN IZQUIERDA
SOCAVON Nº 4
PARED IZQUIERDA
"PRUEBA DE GATO PLANO" (G.P.)
OCTUBRE 9 DE 1978

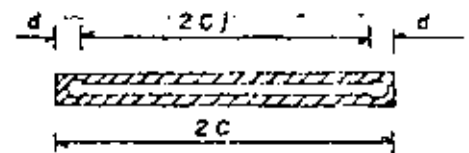


VISTA DE FRENTE
GATO EN POSICION VERTICAL

ELEV. SUP TERRENO = 428.00 m.s.n.m
ELEV. SOCAVON Nº 4 = 223.20 m.s.n.m

LECTURAS DURANTE LA PRUEBA *

LINEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA 10	30	40 Kg/cm²
1-3	495	285		510	
2-4	390	400		370	
3-5	1120	1140			
4-6	850	740		850	
5-7	180	150			
6-8	460	490		430	
0-0	760	660		790	
3-6	360	270	360		
1-4	370	360	370		

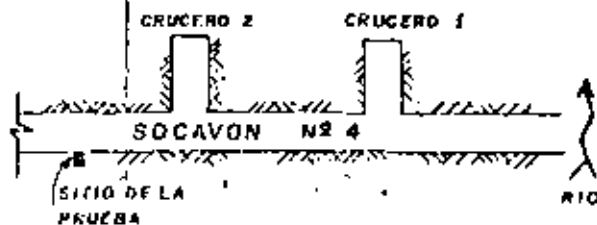


$$\sigma_n = \frac{P_c (C_j - d)}{C} = \frac{263(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$\sigma_n = 19 \text{ Kg/cm}^2$$

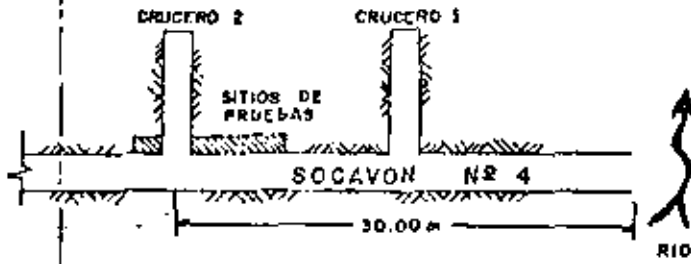
ESFUERZO NORMAL

* CON EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES/MICRA.

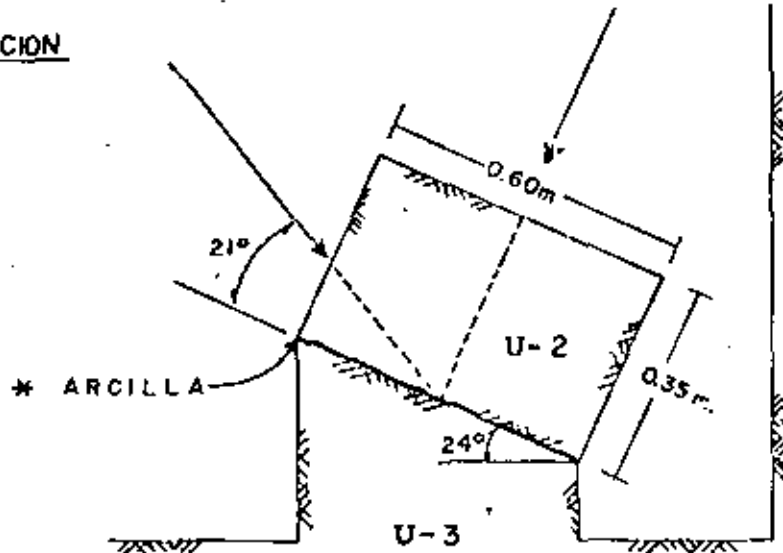


CROQUIS DE LOCALIZACION

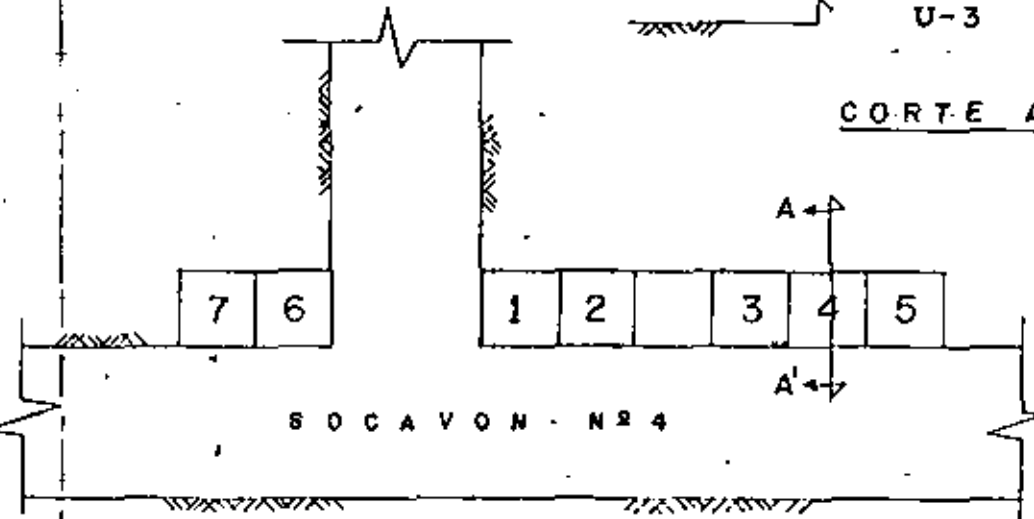
P.H. ITZANTUN, CHIS
MARGEN IZQUIERDA
SOCAVON Nº 4
PARED IZQUIERDA
PRUEBA DE GATO PLANO (G.P.2)
OCTUBRE 7 DE 1978



CROQUIS DE LOCALIZACION



CORTE A A'



SITIOS DE PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

P.H. ITZANTUN, CHIS.
 MARGEN IZQUIERDA
 SOCAVON N° 4
 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO
 ENTRE CONTACTOS U-2 Y U-3

* ESPESOR DE ARCILLA 0.01 m

MECANICA DE ROCAS
 P. H. ITZANTUN, CHIS
 PRUEBA DE CORTE DIRECTO "IN SITU"
 CONTACTO U2 - U3

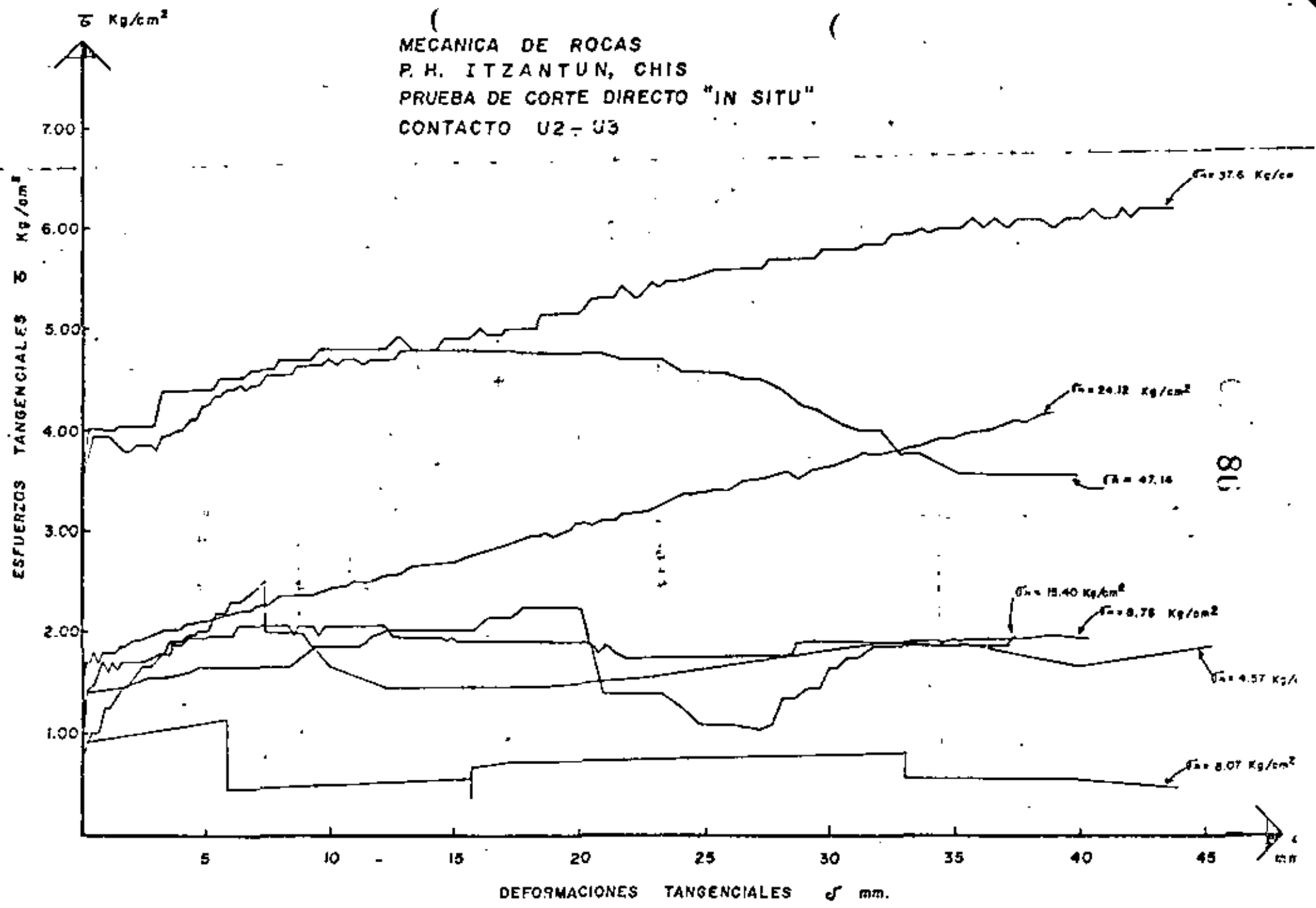


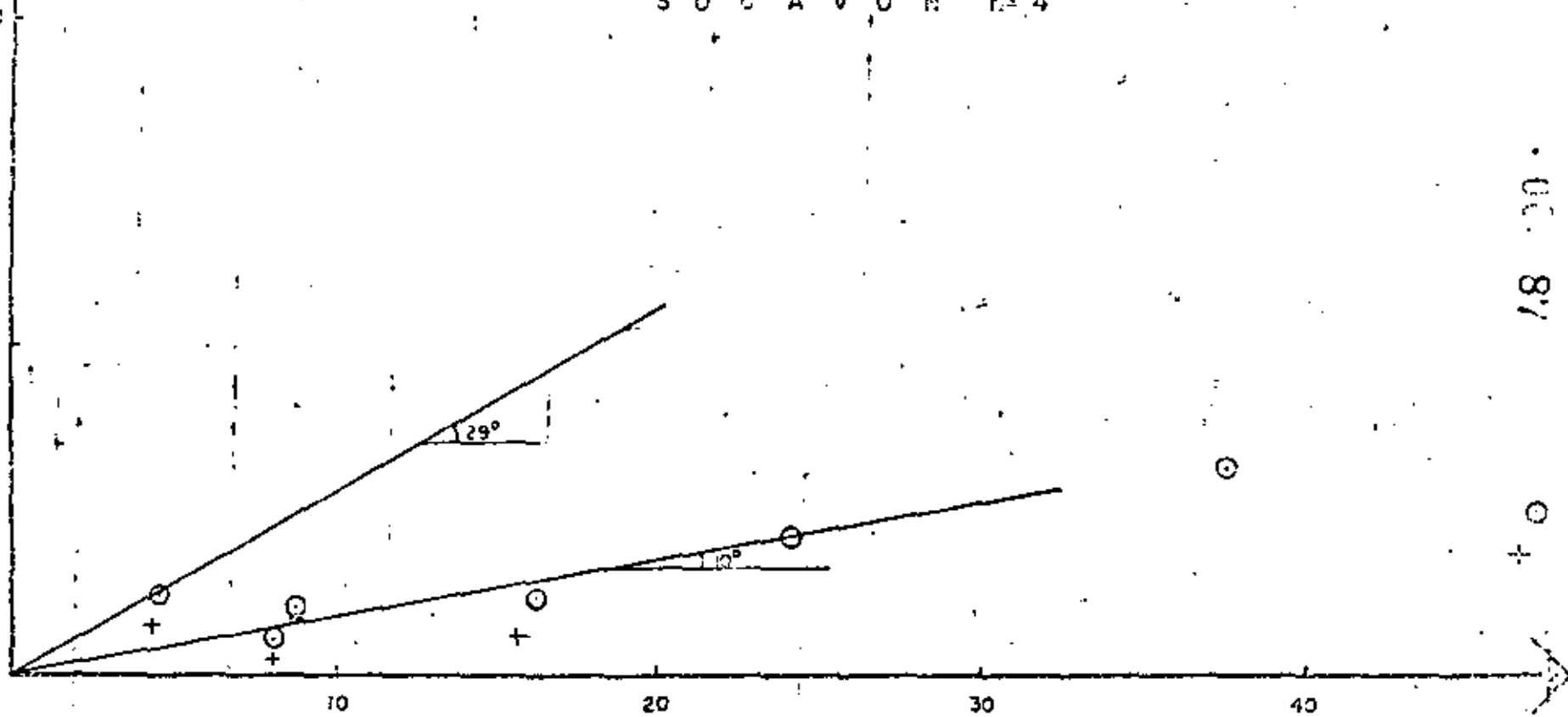
FIG. 39

P.H. - ITZANTUN, CHIS.

PRUEBAS DE CORTE
DIRECTO "IN SITU"
PROBETAS DE 50 X 50 X 35 cm
S O C A V O N N^o 4

⊙ RESISTENCIA MAXIMA
+ RESISTENCIA RESIDUAL

ESFUERZOS TANGENCIALES τ EN Kg/cm²

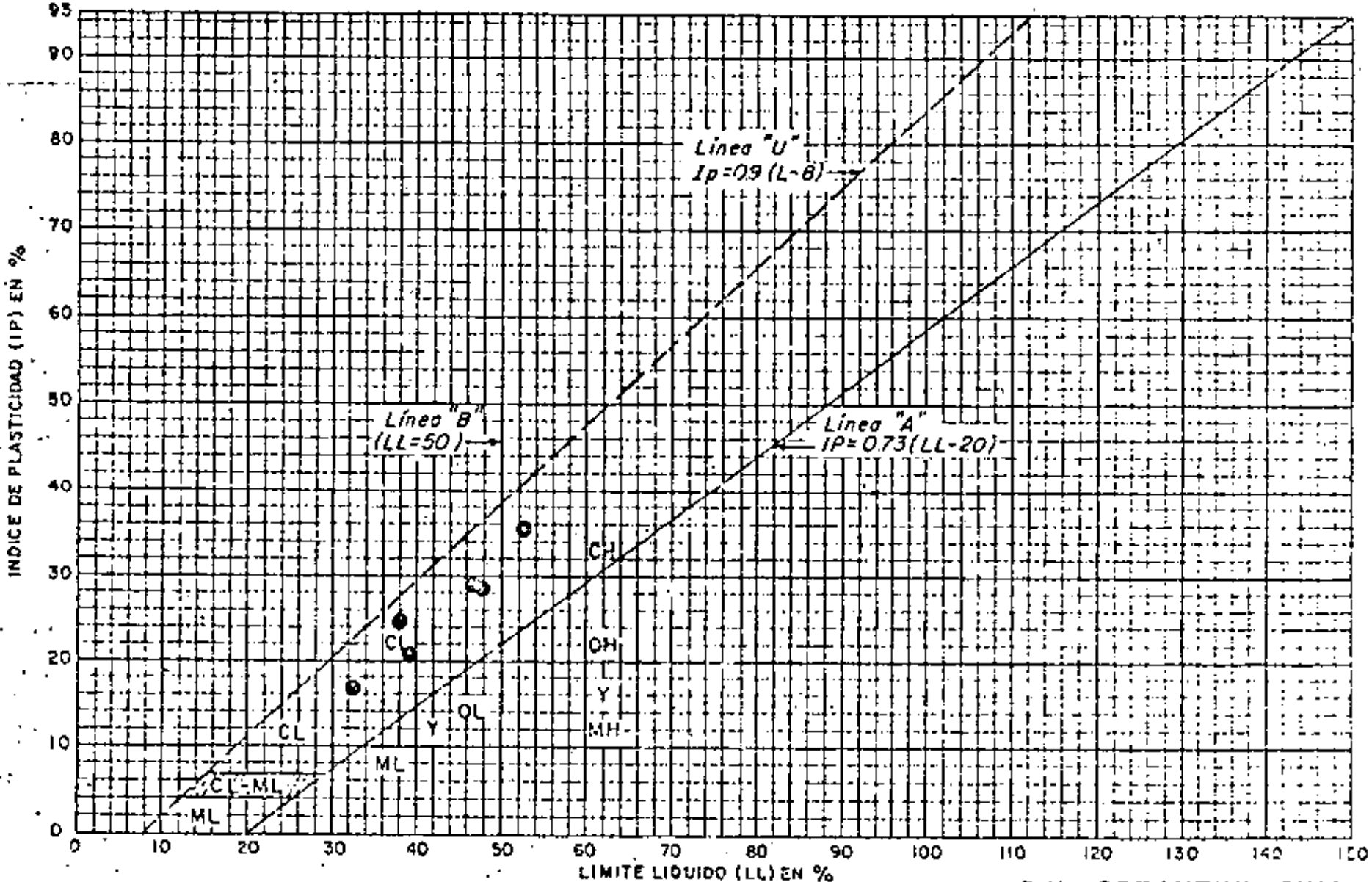


0.87

$\sigma = (Kg)$

ESFUERZOS NORMALES σ EN Kg/cm²

FIG. 40



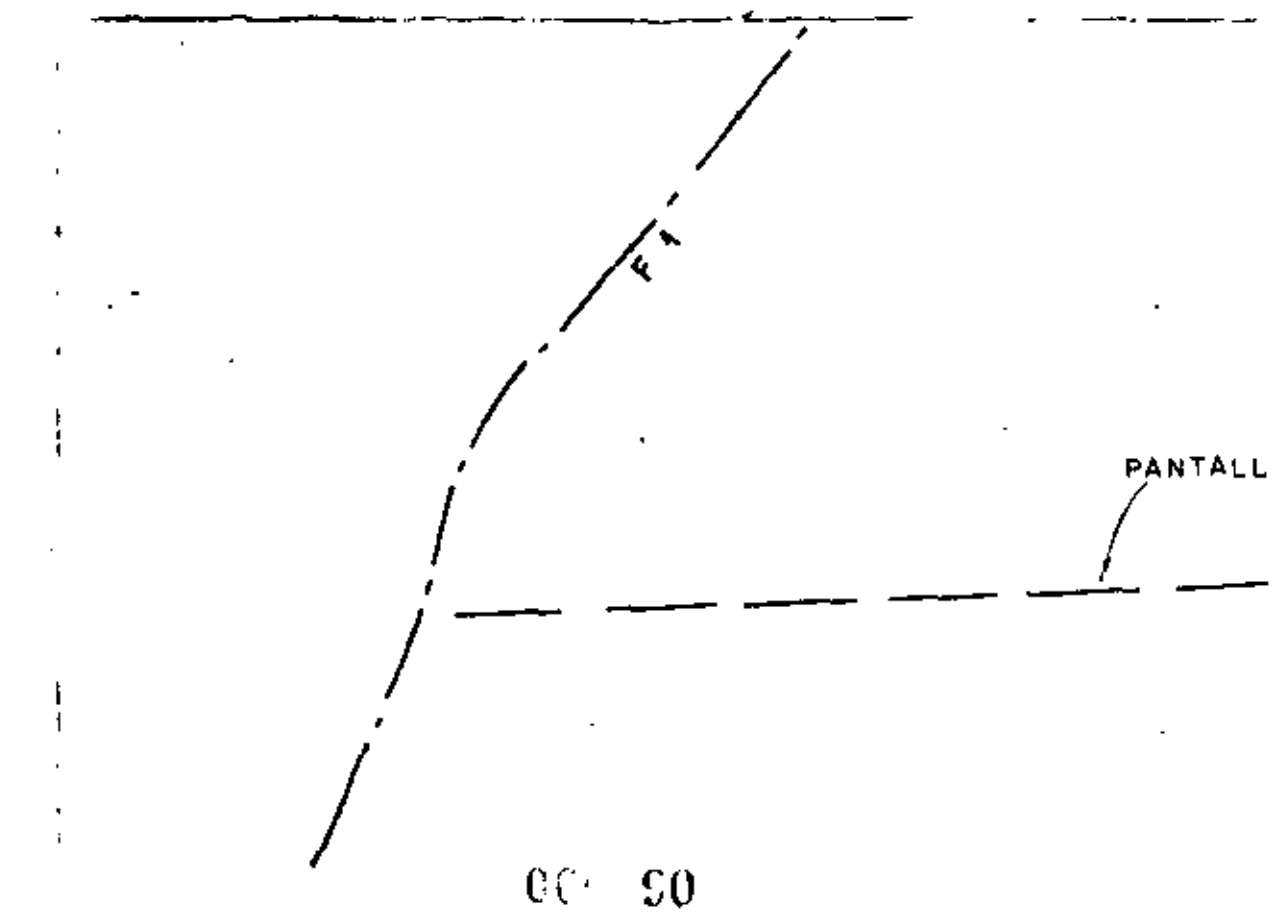
ML.-Limas inorgánicas y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas ligeramente plásticas
 CL.-Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas e finas OL.-Limas orgánicas y arcillas limosas orgánicas, de baja plasticidad
 MH.-Limas inorgánicas, limas "elásticas", suelos micáceos o diatomáceos, arenas finas e limosas CH.-Arcillas inorgánicas de alta plasticidad
 OH.-Arcillas orgánicas de mediana a alta plasticidad

P. H. ITZANTUN, CHIS.

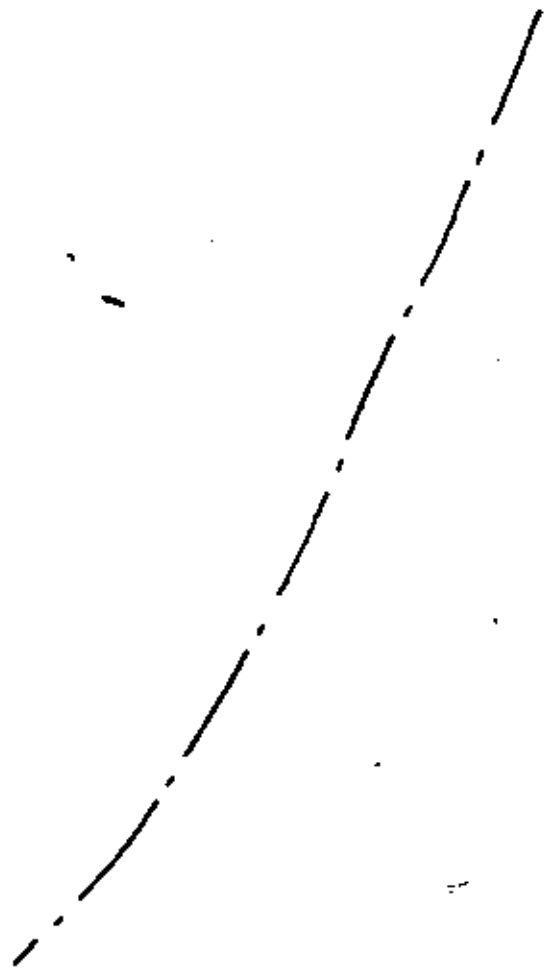
CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS

89

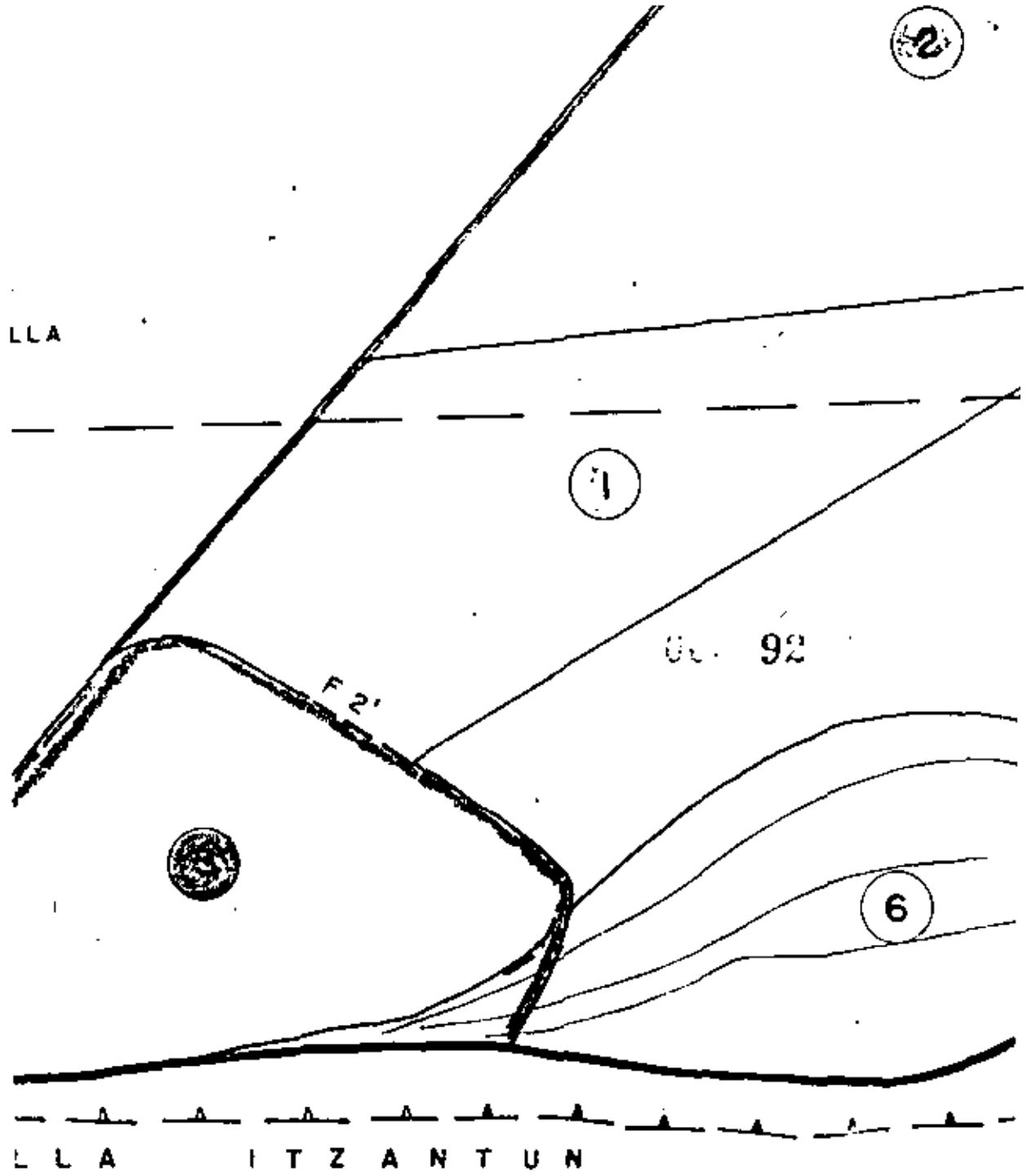




CC. 91

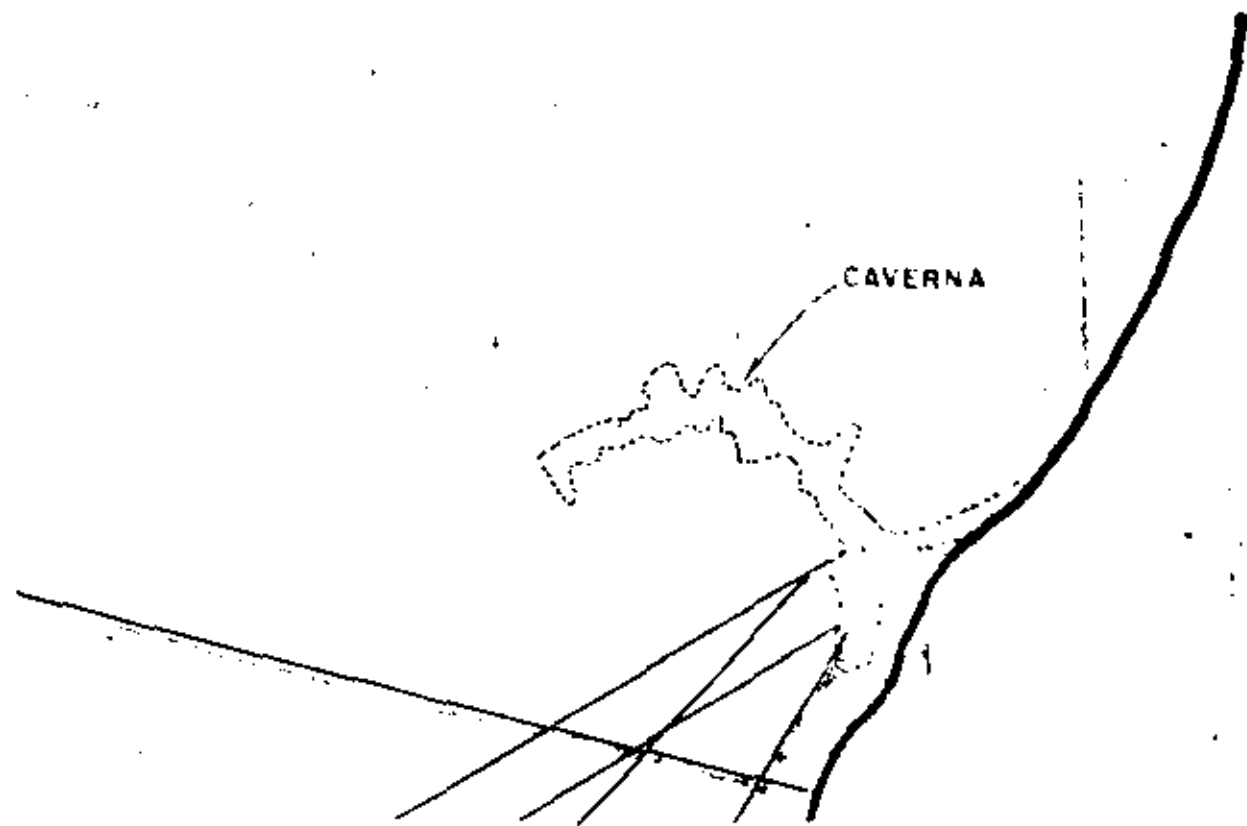


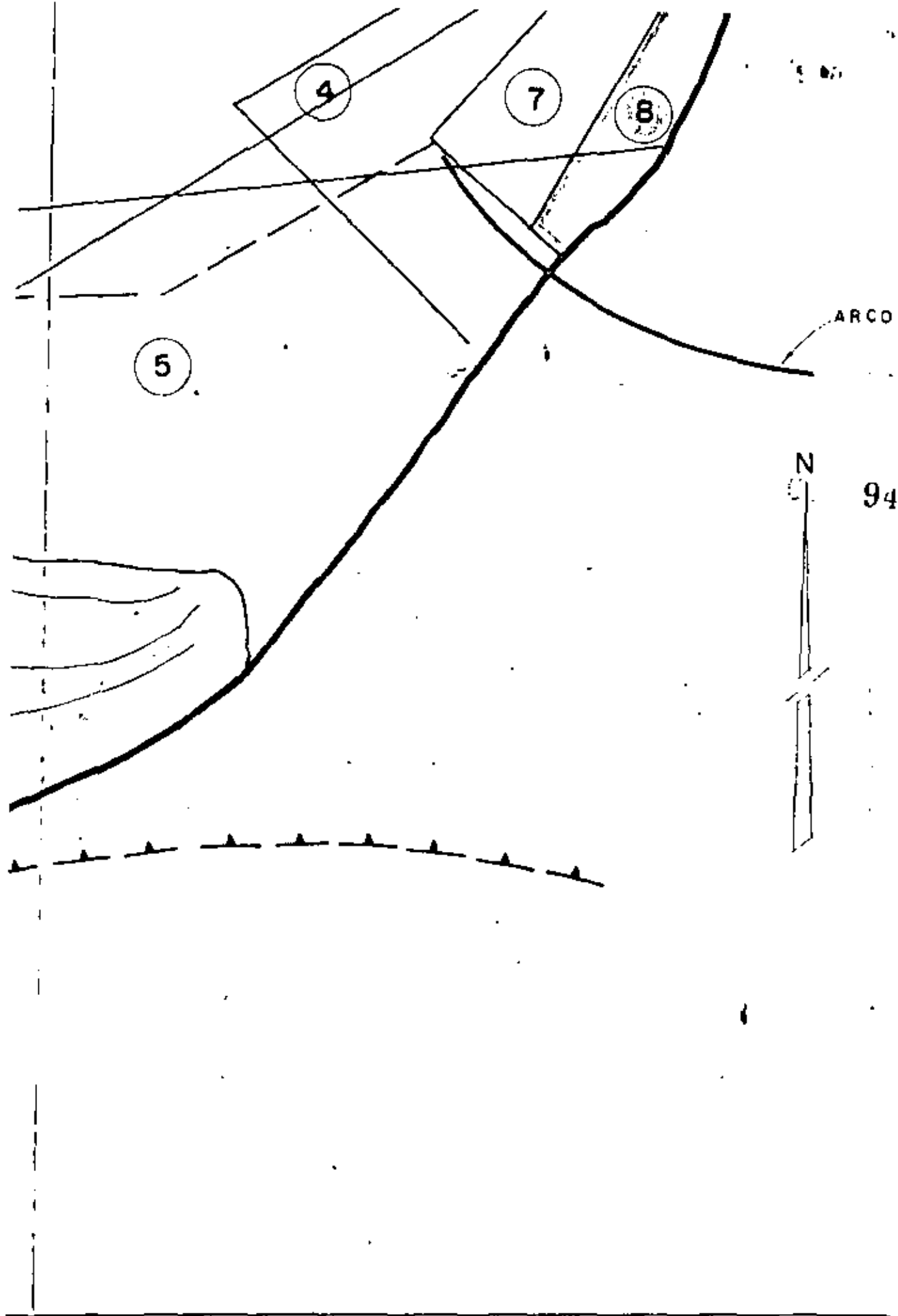
LLA



LLA ITZANTUN

Esc. aprox. 1:1000



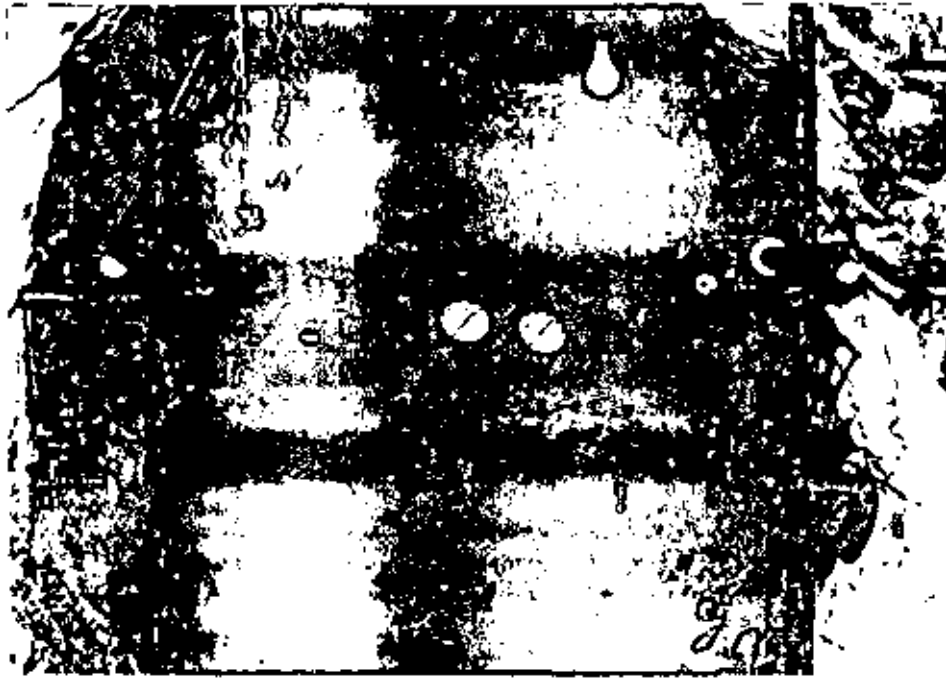


95

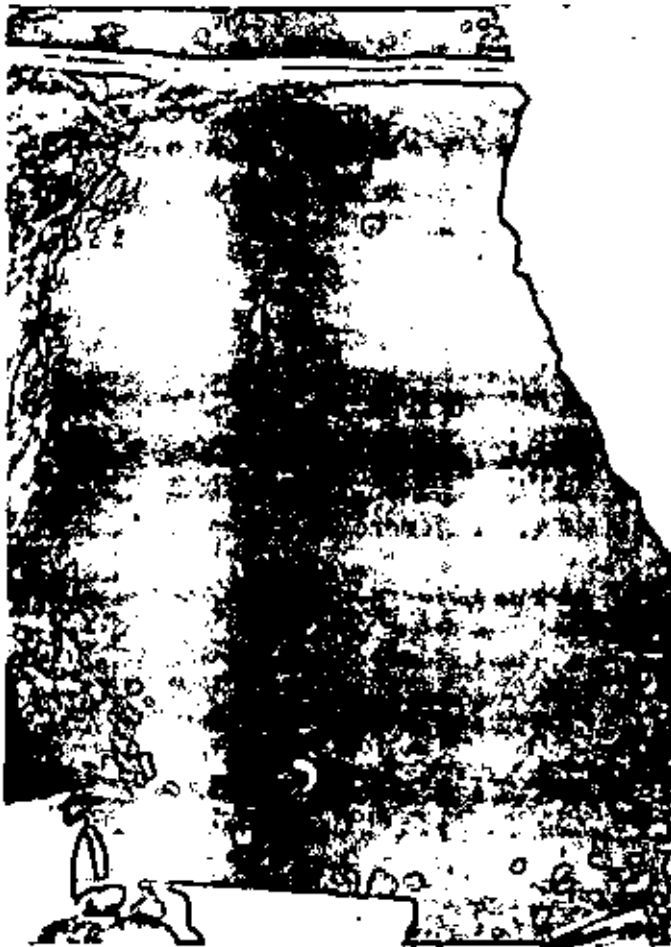
P.H. ITZANTUN, CHIS.

BLOQUES ANALIZADOS EN MARGEN IZQUIERDA

FIG. 42



PRUEBA HORIZONTAL

PRUEBA
VERTICAL

P.H. ITZANTUN, CHIS.
EQUIPO DE PRUEBA DE PLACA FLEXIBLE "IN SITU"

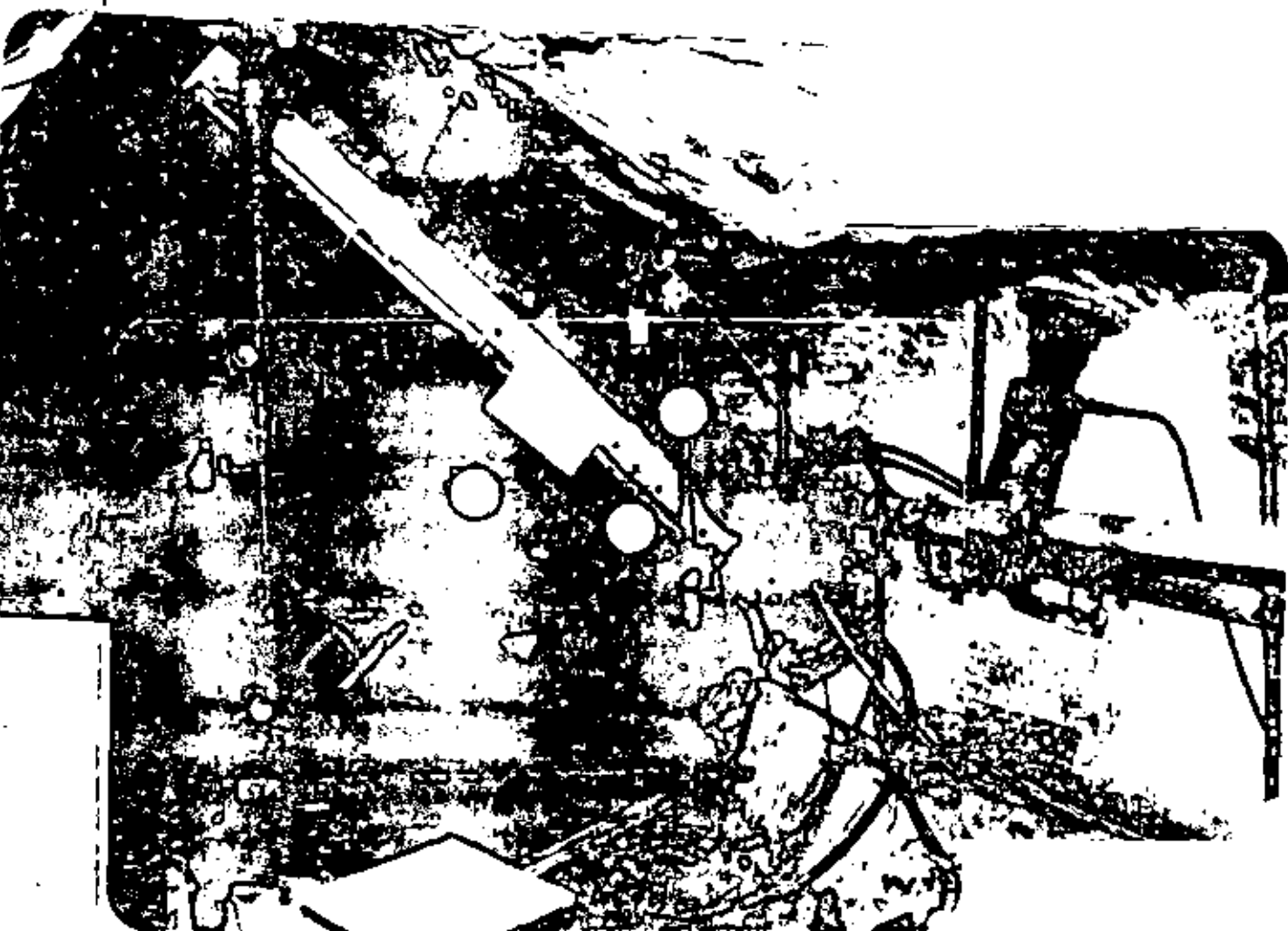


PARED IZQUIERDA



PARED DERECHA

P.H. ITZANTUN, CHIS.
Apoyos en las paredes del socavón

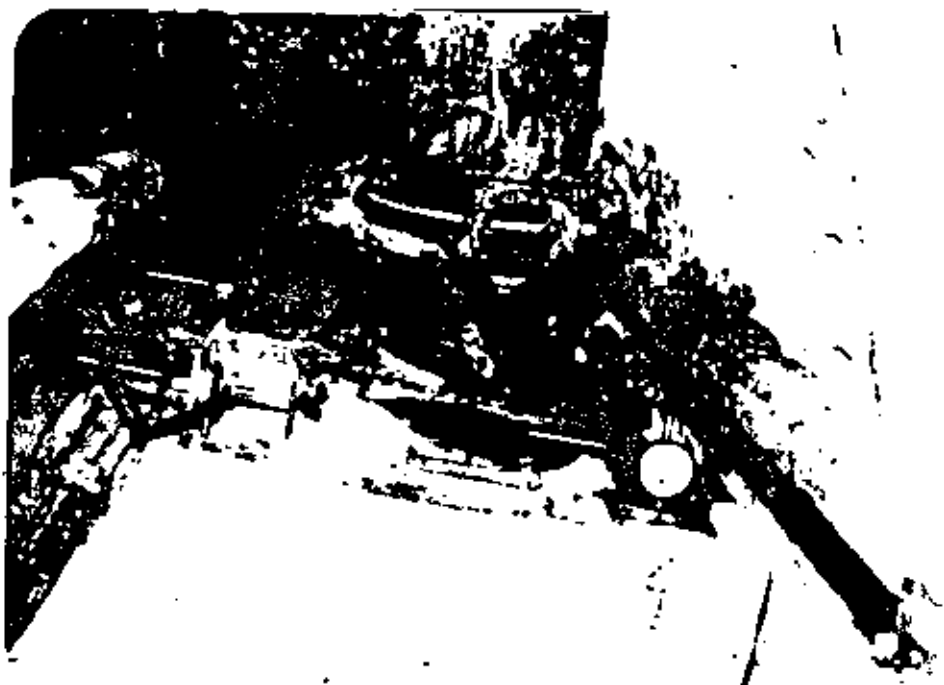


P.H. ITZANTUN, CHIS.

EQUIPO DE PRUEBA DE CORTE DIRECTO "IN SITU"

MARGEN IZQUIERDA SOCAVON No. 4

CONTACTO U2-U3



P. H. ITZANTUN, CHIS.

PRUEBA DE CORTE DIRECTO "IN SITU"



P.H. ITZANTUN, CHIS.
PRUEBA DE CORTE DIRECTO "IN SITU"
PROBETAS DESPUES DE LA PRUEBA



Traza de fractura que limita el bloque potencialmente inestable de margen derecha

P.H. Itzantún, Cañón visto desde aguas arriba,
Contacto U2-U3



P.H. Tezantún

Vista de Norte a Sur de la fractura F1 en margen izquierda
Obsérvese la geometría en zig-zag de la fractura



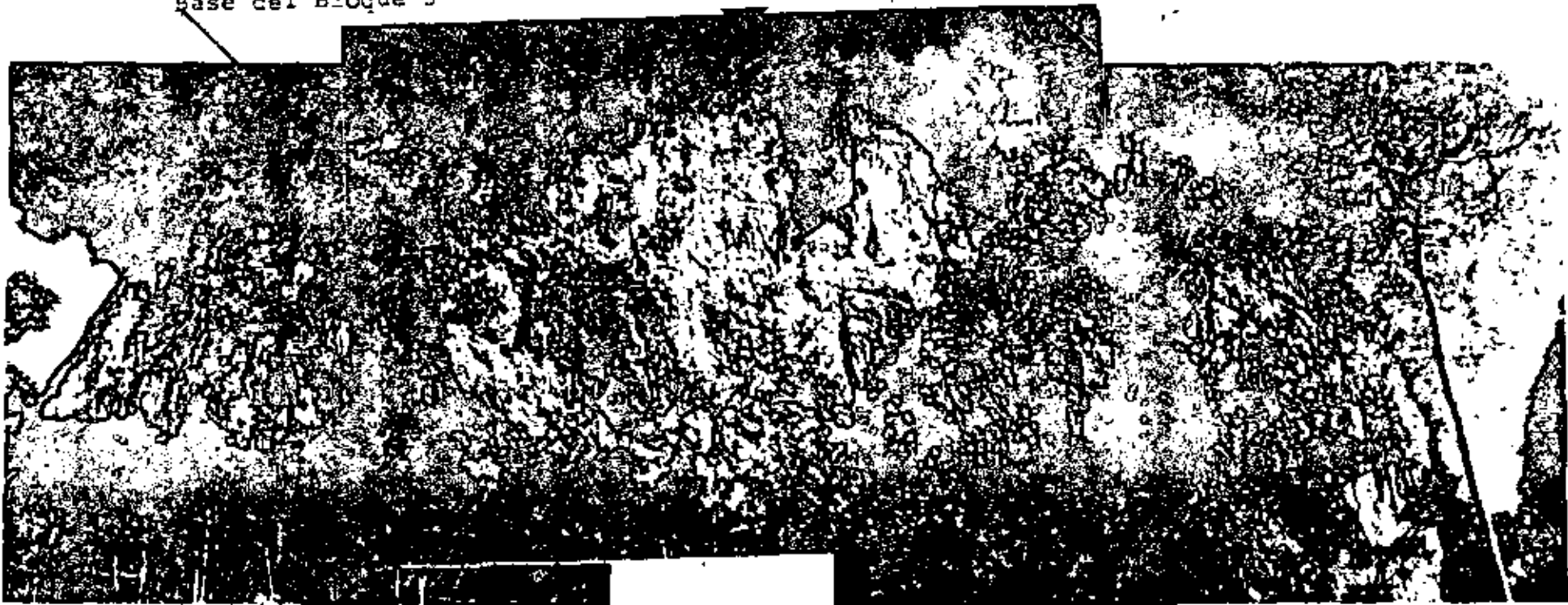
P. H. Itzantón Fractura F2. Margen izquierda



P.H. Itzantón -- Fractura F2 Margen Izquierda

-Obsérvese la geometría en zig-zag de la fractura

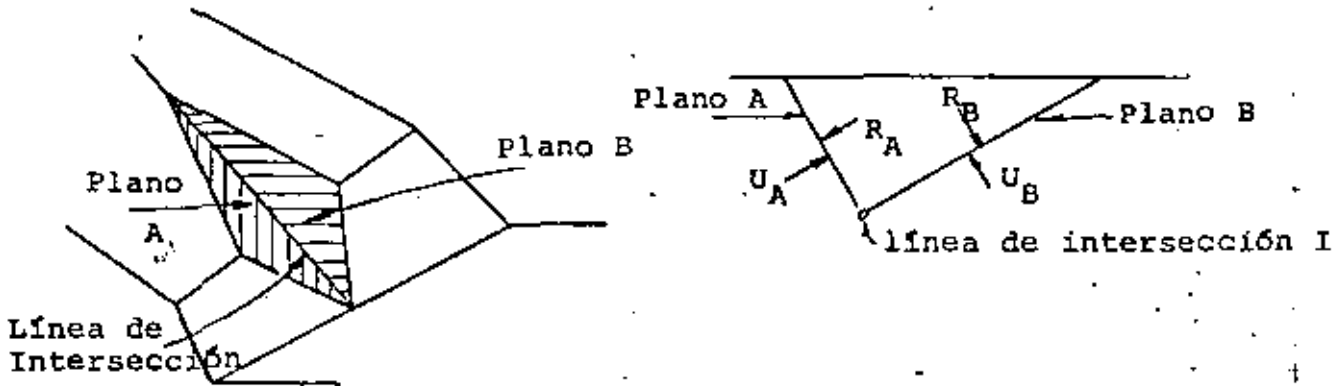
Base del Bloque 3



105

P.H. Itzantún, Chis.
Bloque 3 de Margen Izquierda

APENDICE 1. METODO DE LA CUÑA



El factor de seguridad se calcula en la siguiente forma:

$$F_s = \frac{C_A A_A + C_B A_B + (R_A - U_A) \tan \phi_A + (R_B - U_B) \tan \phi_B}{W \sin \psi_i + k W \cos \psi_i}$$

donde

- C_A, C_B cohesión de los planos A y B
- ϕ, ϕ_B ángulo de fricción de los planos A y B
- A_A, A_B área de los planos A y B
- U_A, U_B cargas de subpresión en los planos A y B
- R_A, R_B reacción, en los planos A y B, debida a las fuerzas W y kW
- W peso de la cuña
- k coeficiente sísmico
- ψ_i ángulo que forma la línea de intersección con la horizontal



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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y LA CONSTRUCCION

LES INJECTIONS ET LES DRAINAGES DE FONDATION
DE BARRAGES

Mayo 1981.

BY PERMISSION OF THE COUNCIL
EXCERPT FROM GÉOTECHNIQUE, JUNE 1968

LES INJECTIONS ET LES DRAINAGES
DE FONDATION DE BARRAGES
EN ROCHES PEU PERMEABLES

by
F. SABARLY

PUBLISHED BY
THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS
GREAT GEORGE STREET · LONDON, S.W.1
1968

The right of publication and of translation is reserved

*The Institution of Civil Engineers as a body is not responsible either for the statements made
or for the opinions expressed in the following pages*

LES INJECTIONS ET LES DRAINAGES DE FONDATION DE BARRAGES

EN ROCHES PEU PERMEABLES*

F. SABARLY†

RESUME

Some aspects of the grouting and drainage of dam foundations are considered, with particular reference to rocks of low permeability. The relative merits of grout and drainage curtains are given. The effect of pressure on discharge in Lugeon-type water tests is considered. In certain cases, this discharge varies as the fourth power of the pressure. The opening of joints under pressure effects can account for most of the discrepancies observed between water test results and the amount of cement injected.

The influence of cement grain sizes on groutability is mentioned. The grouting pressures currently used in America and Europe are discussed.

Inevitable movements in arch dams during impounding can completely inhibit the performance of grout curtains if not properly designed.

The effects of grouting and drainage on bank abutment stability are compared. Sundry comments on drainage systems are made.

Quelques aspects des injections et des drainages des fondations de barrages, en particulier en roches peu perméables.

Mérites réciproques des écrans d'injection et de drainage.

Effet de la pression sur les débits des essais d'eau Type Lugeon. Ces débits varient dans certains cas comme la quatrième puissance de la pression. L'ouverture des fissures sous l'effet de la pression peut expliquer la plupart des divergences observées entre les résultats des essais d'eau et les quantités de ciment injectées.

Influence de la granulométrie des ciments sur l'injectabilité.

Discussion concernant les pressions d'injection utilisées couramment en Amérique et en Europe.

Les mouvements inévitables des barrages voûtés lors de leur mise en eau peuvent faire perdre toute efficacité aux écrans d'injection si ceux-ci sont mal disposés.

Effet comparé des injections et des drainages sur les stabilités des rives.

Quelques remarques concernant les dispositifs de drainage.

PREAMBULE

Il ne saurait être question, en si peu de temps et d'espace, de traiter dans sa généralité ni d'approfondir un sujet aussi vaste que 'les injections et les drainages de fondation de barrages'.

Aussi seuls quelques aspects particuliers de cette vaste question sont abordés ici afin d'en montrer la complexité et de souligner l'évolution des idées qui se dessine actuellement dans ce domaine encore assez mal connu, où la Science et l'Art font bon ménage car la connaissance précise des phénomènes mis en jeu n'est pas encore venue y apporter toute la rigueur qui serait intellectuellement souhaitable.

CONTROVERSE INJECTION-DRAINAGE

Le Professeur Casagrande (1961) a appelé l'attention des techniciens sur l'importance du drainage dans la lutte contre les sous-pressions et les a mis en garde contre une trop grande confiance dans les écrans d'injection.

Pour un barrage étanche (Fig. 1), fondé sur un terrain homogène indéfini, l'effet d'un écran d'injection même parfait, et à moins qu'il n'ait une profondeur considérable, ne se fait pratiquement pas sentir sur les mesures de sous-pressions qu'on pourrait faire à la base de l'ouvrage. Des piézomètres 1, 2, 3, 4, 5 montreraient une décroissance pratiquement linéaire,

* Conférence présentée aux Ingénieurs des stages 'Grands Barrages' et 'Mécanique du Sol' de l'ASTRE (Association pour l'organisation des stages en France) Paris, 1966.

† Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, Géoconseil, Bureau d'Ingénieurs-Conseils, Paris.

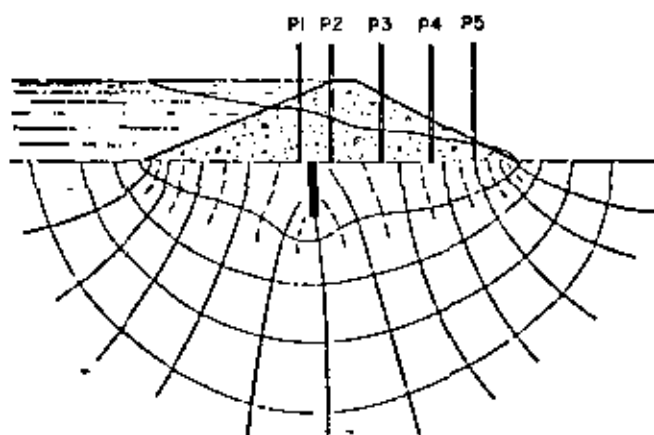


Fig. 1

depuis le niveau de la retenue, dans une zone coïncidant à peu près avec le pied amont du barrage, jusqu'au pied aval sans donner d'indice notable de l'existence et de l'efficacité de l'écran d'injection. Le réseau d'écoulement qui existerait sous l'ouvrage, tracé très approximativement sur la figure, montre que ce résultat est normal même avec un écran parfaitement étanche. On ne saurait donc conclure d'une telle expérience que l'écran est mal fait, mais simplement qu'il ne réduit pas les sous-pressions, ce qui est néanmoins très important. Un tel écran, en terrain homogène, ne réduirait pas non plus le débit des fuites, même s'il était parfaitement étanche.

Sous un barrage-poids on constate souvent que la ligne piézométrique relevée sur des piézomètres situés au contact du béton et du rocher a l'allure représentée sur la Fig. 2. La décroissance linéaire entre le pied du parement amont et des drains peut faire croire que le rideau d'injection est inefficace. Mais il ne faut pas oublier qu'en général, en plus du rideau d'injection, on a effectué sous le barrage un traitement par injection du rocher sur quelques mètres de profondeur, traitement dit — à tort d'ailleurs — de liaison béton-rocher, et qu'il vaudrait mieux appeler 'traitement de consolidation superficielle'. Les prises de pression piézométriques se trouvent ainsi dans un terrain traité de façon plus ou moins homogène et, dans ce terrain traité, il n'y a aucune raison pour que l'écran d'injection crée une discontinuité. Tout se passe dans cette zone comme s'il n'y avait pas d'écran. Mais il serait un peu hâtif d'en conclure que l'écran est mal fait et n'est pas étanche.

La Fig. 3 est extraite d'un article paru dans une revue technique. Il s'agit d'un barrage-poids muni d'un écran d'injection et d'un drainage au contact du rocher. Un certain nombre de piézomètres donnant la charge hydraulique au contact béton-rocher et 10 à 15 m plus bas environ sont disposés comme indiqué sur la figure. Le trait plein montre les niveaux indiqués par les piézomètres au contact béton-rocher, le trait pointillé les niveaux à 10-15 m de profondeur. L'article qui accompagne cette figure affirme: 'On peut voir que l'écran d'injection est efficace car, en combinaison avec le système de drainage, il réduit considérablement la valeur des sous-pressions'. Il semble au contraire qu'il n'en soit rien: si l'écran d'injection était vraiment étanche, on devrait avoir dans le piézomètre amont, au moins en profondeur, un niveau sensiblement égal à celui de la retenue. Les mesures faites montrent que les pertes de charge dans le terrain non injecté à l'amont de l'écran sont du même ordre de grandeur que celles à travers l'écran. Dans cet exemple, où les mesures de pression sont faites aussi en profondeur, au delà de la zone des injections de consolidation, il parait manifeste que l'écran

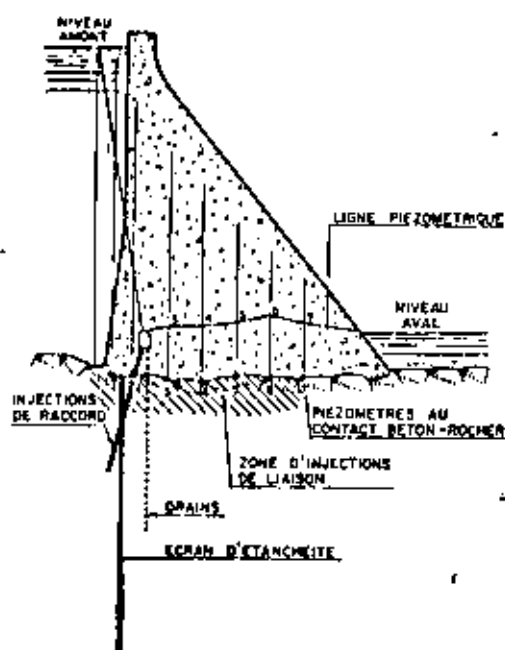


Fig. 2

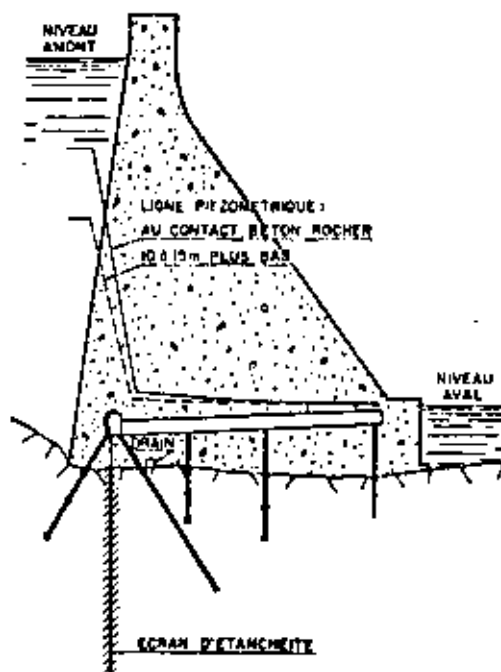


Fig. 3

d'injection ne sert vraiment à rien et que le drainage seul soit efficace. Cela n'empêche pas l'article de consacrer un long paragraphe aux travaux d'injection de l'écran alors que l'existence des drains n'est mentionnée qu'une fois et incidemment dans la phrase citée plus haut. Cet exemple montre bien qu'il n'est pas inutile de remettre en question cette 'idée que la majorité de la profession tient pour acquise, à tel point qu'on la considère quasiment comme un dogme religieux' (Casagrande, 1961) — à savoir qu'il est inconcevable de réaliser un ouvrage sans écran d'étanchéité, alors que le drainage s'impose beaucoup moins aux esprits.

Bien entendu, il ne s'agit pas non plus de supprimer partout et toujours l'écran d'injection et partout et toujours d'exécuter un système de drainage considérable. Là, comme ailleurs, l'art du projeteur est d'avoir une profonde connaissance des phénomènes physiques mis en jeu et de savoir adapter à chaque cas particulier, qui est toujours complexe, les principes généraux sans sous-estimer ou surestimer les uns par rapport aux autres. Parmi ceux-ci il est bon de rappeler les suivants (pour les écoulements en régime permanent):

- (a) en terrain homogène, la distribution des pressions ne dépend que des dispositions géométriques: forme de l'ouvrage, emplacement et espacement des drains, etc., et pas du tout du coefficient de perméabilité du terrain. Le terrain pourra être très perméable ou très peu perméable, les pressions seront les mêmes aux mêmes points — toutes choses égales par ailleurs;
- (b) il en résulte qu'un réseau de drainage aura exactement le même effet sur les pressions, que le terrain soit très perméable ou très imperméable, seul le débit des drains variera;
- (c) s'il y a des hétérogénéités, par exemple zones moins perméables, écran d'injection, etc., ce ne sont pas les coefficients absolus de perméabilité qui comptent pour la répartition des pressions, mais seulement les rapports des perméabilités.

On sait qu'il est d'autant plus difficile d'améliorer par injection un terrain que sa perméabilité initiale est plus faible; s'il est relativement aisé de réduire par injection de plusieurs puissances de 10 la perméabilité d'un terrain très perméable, l'injection classique n'aura pratiquement aucun effet sur un terrain déjà peu perméable. Aussi peut-on en conclure une ligne de conduite générale:

— *en terrain peu perméable*, l'écran d'injection sera sans effet; et par conséquent inutile. Mais, les sous-pressions se développeront exactement comme dans un terrain plus perméable et le drainage est par conséquent indispensable. On se passera d'écran injecté (malgré le dogmel) et tout l'effort devra se porter sur le drainage.

— *en terrain très perméable*, le drainage seul aurait, vis à vis des sous-pressions, la même efficacité qu'en terrain très peu perméable, mais les débits qui sortiraient des drains pourraient être considérables et inadmissibles pour l'économie du projet sans parler de la possibilité de 'saturation' des drains ou du risque d'érosion interne du terrain dû à de grandes vitesses de circulation. Mais dans ce cas un rideau d'injection est capable de réduire de plusieurs puissances de 10 la perméabilité du terrain. Et si un tel rideau est exécuté il rend les drains moins nécessaires, puisque le terrain à l'aval du rideau reste très perméable *par rapport* à l'écran d'injection et que des sous-pressions dangereuses ne risquent plus de s'y produire. On pourra donc, dans ce dernier cas d'un terrain très perméable, faire porter l'effort sur l'écran d'étanchéité et se contenter d'un réseau de piézomètres à l'aval pour vérifier que les sous-pressions n'y sont pas dangereuses.

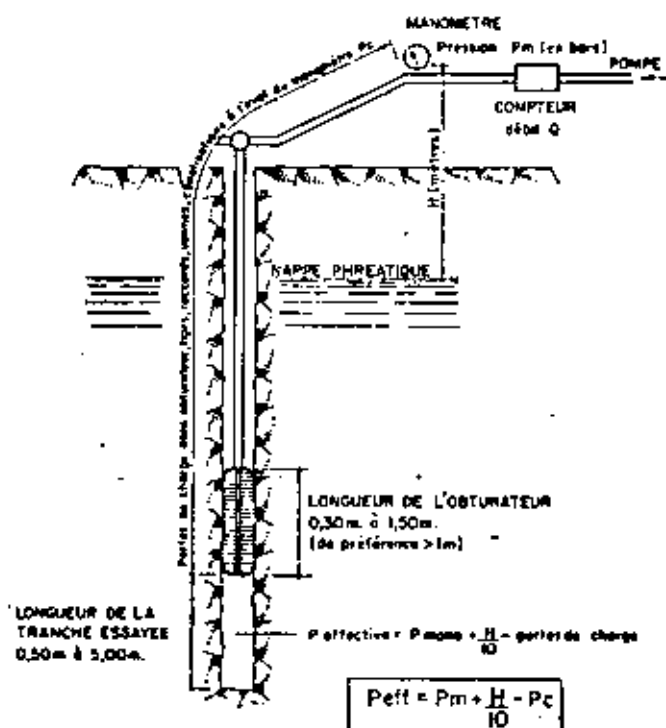
On voit donc que, dans tous les cas, la sécurité vis à vis des sous-pressions peut être assurée par le drainage, alors qu'elle ne l'est pas toujours par des injections. Seules des considérations économiques relatives au prix de l'eau perdue par les drains peuvent conduire, dans certains cas, à envisager l'exécution d'un écran d'étanchéité.

Bien entendu, les choses sont relativement simples dans les cas extrêmes de terrains peu perméables ou très perméables — encore s'agit-il de savoir ce qu'on désigne ainsi. Elles sont moins simples dans les cas moyens de terrains ni très perméables, ni très étanches. Dans ces cas là, la sécurité sera assurée par le drainage, des considérations économiques sur les débits de fuites pouvant montrer par ailleurs l'intérêt d'un écran d'injection. Bien souvent, dans des cas semblables, on pourra se contenter d'un écran d'injection assez lâche destiné à atteindre des fissures ouvertes si elles existent et jouant le rôle de reconnaissance systématique de la fondation toujours hétérogène. Enfin les choses sont encore moins simples s'il y a lieu de prendre en compte des régimes d'écoulement transitoires: vidange rapide par exemple.

Pour en terminer avec ce sujet, qui n'est évidemment pas épuisé, tant s'en faut, il faut rappeler que le coût d'un écran de drainage est en général sans commune mesure avec le coût d'un écran d'injection. Il est donc assez étonnant de voir certains Maîtres d'Ouvres, qui ne lésinent guère sur les injections — alors qu'elles ne peuvent se justifier que par des bilans économiques — être beaucoup plus réticents pour les dépenses de travaux de drainage qui eux, conditionnent la sécurité et qui coûtent en général beaucoup moins cher que les injections.

DIGRESSION SUR LES ESSAIS D'EAU

Depuis Maurice Lugeon il est de tradition d'effectuer dans les sondages de reconnaissance, et aussi dans les forages d'injection, des essais d'eau sous pression, par tranches. Ces essais, qui consistent à mesurer le débit d'eau qui pénètre dans le rocher par une tranche en général de 5 m de forage, sous une certaine pression, 10 bars dans le cas de l'essai dit essai Lugeon, sont bien connus. Le débit injecté est ramené à une absorption évaluée en litres d'eau par minute et par mètre de forage, appelée unité Lugeon. Cette mesure sert à l'application de la Règle de



1 Lugeon = 1 litre par mètre et par minute sous 10 bars de pression effective

1 Lugeon $\approx 10^{-3}$ cm/sec.

Fig. 4. Essai Lugeon

Lugeon: un rocher est considéré comme étanche et n'est pas injecté s'il absorbe moins de 1 unité Lugeon, il est considéré comme perméable et doit être injecté s'il absorbe plus de 1 unité Lugeon.

Il était normal qu'une règle si simple — presque simpliste — obtienne un grand succès chez les projeteurs. Avec la règle qui fixe la pression d'injection à 1 kg/cm² par mètre de profondeur, voilà le projeteur armé pour tous les problèmes d'injections; la réalité est tout de même plus complexe. Il s'agit d'abord de mesurer correctement la pression de l'essai d'eau (Fig. 4). C'est-à-dire qu'il faut corriger la pression, P_m , lue au manomètre, en lui ajoutant la charge statique au-dessus de la nappe et en lui retranchant les pertes de charge qui se produisent, au débit de l'essai, entre le manomètre et la tranche de sondage essayée. Avec certains types d'obturateurs cette perte de charge peut ne pas être du tout négligeable et conduire même, dans des terrains perméables, à limiter seule le débit: on mesure alors la perméabilité de l'obturateur et non pas celle du terrain. Il n'est pas nécessaire d'insister sur ce petit détail matériel — qui a son importance — ni sur toutes les difficultés pratiques de l'exécution correcte de cet essai: tenue de l'obturateur, connaissance du niveau statique, mesure des débits, obtention d'une pression stable, etc.

Dans le rocher, l'absorption d'eau se fait essentiellement par des fissures. La matrice, le rocher sans fissure, peut pratiquement toujours être considéré comme imperméable. Comment se produit l'absorption d'eau par une fissure? Pour que le phénomène soit accessible au calcul,

DEBIT EN LITRES PAR MINUTE
SOUS 10 BARS

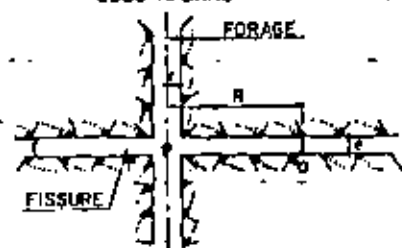


Fig. 5

Fig. 6 (right)

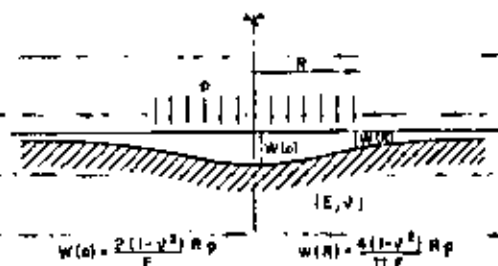
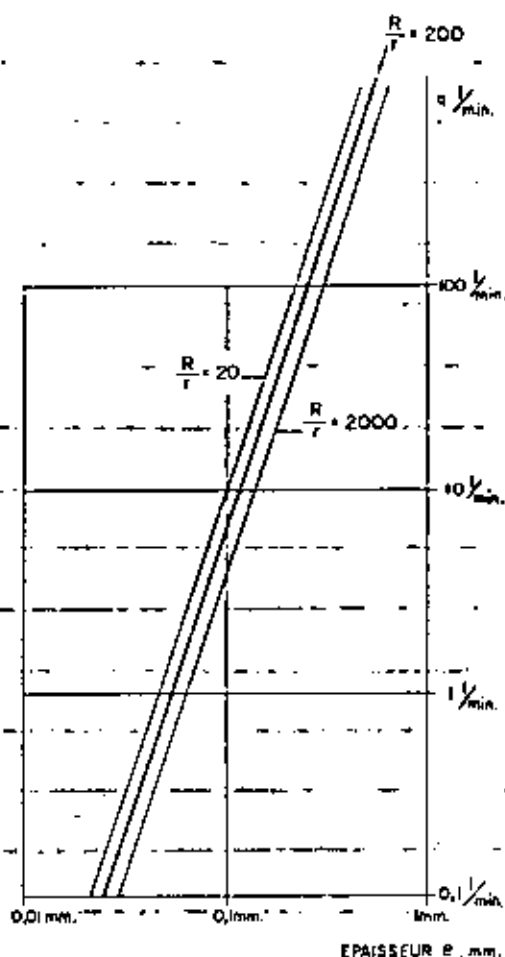


Fig. 7

EPAISSEUR e , mm.

il faut, comme toujours, simplifier à l'extrême. Le résultat du calcul doit donc être considéré avec prudence, mais il permet néanmoins d'obtenir des ordres de grandeurs. Considérons (Fig. 5) une fissure plane d'épaisseur constante e , traversée perpendiculairement par un forage de rayon r , dans lequel on injecte de l'eau à la pression P . Si à une distance R , la pression dans la fissure est nulle, on établit assez facilement la relation :

$$q = \frac{\pi}{6\eta \log_e R/r} P e^3 \quad (1)$$

q étant le débit absorbé et η la viscosité de l'eau en supposant l'écoulement laminaire et en négligeant les termes dus aux variations de vitesse de l'eau, ce qui est en général justifié en pratique. Le débit absorbé est proportionnel à la pression — ce que tout le monde sait — et au cube de l'épaisseur de la fissure, ce qui est beaucoup plus intéressant.

Une application numérique en prenant pour η la viscosité de l'eau, soit une centipoise, et pour R/r les valeurs 20, 200 et 2 000 (par exemple, $r = 5$ cm, $R = 1$ m, 10 m, ou 100 m) conduit en fonction de l'ouverture e de la fissure pour une pression d'injection de 10 bars aux débits représentés sur la Fig. 6. Une variation importante de R/r ne change pas l'ordre de grandeur du phénomène car ce rapport n'intervient que par son logarithme. — Une absorption de une unité Lugeon pour un essai d'eau fait dans une tranche de 5 m, c'est-à-dire un débit de 5 litres/

min. pour la tranche, correspondrait à l'absorption d'une fissure unique de 0,1 mm d'épaisseur environ. Une absorption de 10 unités Lugeon, soit 50 l/min., déjà appréciable, ne correspondrait guère qu'à une seule fissure de 0,2 mm d'épaisseur environ, et 100 unités Lugeon, considérée comme énorme, pourrait n'être due qu'à une seule fissure de 0,5 mm d'épaisseur. Si au lieu d'une seule fissure traversant le forage dans la tranche de 5 m il y en a plusieurs, les dimensions de chacune sont encore plus faibles. On peut en conclure que lorsque les essais Lugeon peuvent être exécutés, c'est à dire lorsqu'il est possible de monter en pression au cours de l'essai, même si les absorptions d'eau sont considérables, les fissures du rocher correspondantes sont très fines, d'épaisseur inférieure à quelques dixièmes de millimètre. Les conséquences de cette constatation apparaîtront plus loin.

L'essai Lugeon ne nous renseigne pas sur l'état de fissuration du rocher. Si une tranche de 5 m absorbe sous 10 bars 100 l/min., cela peut être dû à une seule fissure de 0,25 mm d'épaisseur ou à 10 fissures de 0,12 mm ou à 100 fissures de 0,06 mm d'épaisseur. Pour être mieux renseigné il faut, sur cette tranche de 5 m, refaire les essais mètre par mètre. Dans ce cas si on se trouve dans la première hypothèse de la fissure unique, quatre des cinq tranches de 1 m n'absorberont rien, la cinquième rencontrant la fissure, absorbera à elle toute seule les 100 l/min. Dans les autres hypothèses de fissures nombreuses, si celles-ci sont régulièrement réparties, chaque tranche de 1 m absorbera régulièrement 20 l/min. Il paraît donc intéressant d'exécuter les essais Lugeon par tranches très courtes, puis en cumulant les tranches. La comparaison des résultats ainsi obtenus peut donner des indications précieuses sur l'état des fissures du rocher, bien que souvent les colmatages qui se produisent au cours des essais faussent complètement les résultats. De tels essais ne peuvent donc malheureusement pas être généralisés à tous les terrains.

Il n'est pas vrai, en général, que le débit d'absorption d'une fissure soit proportionnel à la pression d'injection de l'eau. En effet, même sans prendre en considération, d'une part, les effets dynamiques de mise en vitesse ou de variations de vitesse dans l'écoulement et en admettant, d'autre part, que l'écoulement reste laminaire et n'atteint pas la phase d'écoulement turbulent, le rocher dans lequel est ouverte la fissure où se fait l'écoulement n'est pas infiniment rigide. Il est, pour le moins, déformable, c'est-à-dire qu'une pression appliquée dans la fissure va déformer le rocher et va tendre à ouvrir davantage la fissure. Et il ne s'agit pas du tout d'effet négligeable, mais au contraire d'effet très sensible. On peut essayer d'en estimer un ordre de grandeur. Considérons une face de la fissure comme milieu semi-indéfini de coefficient d'élasticité E et de coefficient de Poisson ν (Fig. 7) et admettons qu'une pression uniforme p soit appliquée sur un cercle de rayon R . Les formules de Boussinesq donnent pour la déformation élastique au centre du cercle :

$$W(0) = \frac{2(1-\nu^2)}{E} R p \quad (2)$$

et au bord du cercle

$$W(R) = \frac{4(1-\nu^2)}{\pi E} R p \quad (3)$$

Si l'on s'agit d'une fissure, l'ouverture due à la pression sera le double de ces déformations car il se produit le même phénomène sur la face supérieure.

Pour $E = 100\,000$ bars, $\nu = 0,5$, $R = 1$ m. et $p = 10$ bars, cette ouverture est :

$$\Delta e \text{ au centre} = 2W(0) = 0,3 \text{ mm}$$

$$\Delta e \text{ au bord} = 2W(R) = 0,2 \text{ mm}$$

c'est-à-dire l'ordre de grandeur de l'ouverture des fissures qui donnent lieu à des absorptions Lugeon notables : une fissure de 0,2 mm d'ouverture est capable d'absorber sous 10 bars environ 50 l/min. Si les fissures du rocher sont fermées à l'origine, un essai d'eau entre

obturateurs, sous 10 bars de pression sera capable d'ouvrir ces fissures de 0,3 à 0,2 mm et elles pourront absorber 150 à 50 l/min. Si l'essai est fait sur une tranche de 5 m, on pourra donc trouver un rocher présentant une perméabilité de 10 à 30 Lugeon. Cette ouverture des fissures sous pression explique beaucoup de phénomènes plus ou moins mystérieux constatés en injection.

La formule (1) obtenue tout à l'heure pour l'écoulement dans une fissure indéformable demanderait à être corrigée pour tenir compte de la déformation du rocher sous l'effet de la pression. Malheureusement le calcul explicite est impossible et la détermination pratique dans des cas concrets extrêmement laborieuse et, compte tenu de toutes les hypothèses faites par ailleurs, il ne vaut pas la peine de pousser la précision sur ce point. Essayons plutôt, en continuant à simplifier et à schématiser, d'obtenir des ordres de grandeur des phénomènes.

On peut admettre qu'en gros la déformation du rocher, c'est-à-dire l'augmentation Δe de l'épaisseur de la fissure, est proportionnelle à la pression et inversement proportionnelle au coefficient d'élasticité du rocher :

$$\Delta e = \alpha \frac{p}{E} \quad (4)$$

formule analogue aux formules (2) et (3). Si à l'origine, avant l'introduction d'eau sous pression, l'épaisseur de la fissure est e_0 , sous la pression p cette épaisseur deviendra :

$$e_0 + \Delta e = e_0 + \alpha \frac{p}{E} \quad (5)$$

et la formule (1) aura la forme :

$$q = \frac{\pi}{6\eta \log_e(R/r)} p \left(e_0 + \frac{\alpha}{E} p \right)^3 \quad (6)$$

Si l'épaisseur e_0 de la fissure au départ est très petite et quasi nulle il vient

$$q = Ap^4 \quad (7)$$

A étant une constante.

Le débit variera comme la quatrième puissance de la pression. Cela explique qu'on observe souvent en faisant des essais Lugeon à pression croissante ce qu'on appelle une pression de 'claquage', c'est-à-dire une pression à partir de laquelle les débits absorbés augmentent très vite. Il n'y a pas en réalité de pression de 'claquage' mais, du fait de la croissance en puissance 4, une pseudo-discontinuité qui semble apparaître lorsque les mesures faites ne donnent que quelques points. Sur la Fig. 8, nous avons représenté en A un essai d'eau fictif à plusieurs pressions 2, 4, 8, 10, 12 bars dans une fissure déjà ouverte à l'origine de 0,1 mm. Une inter-

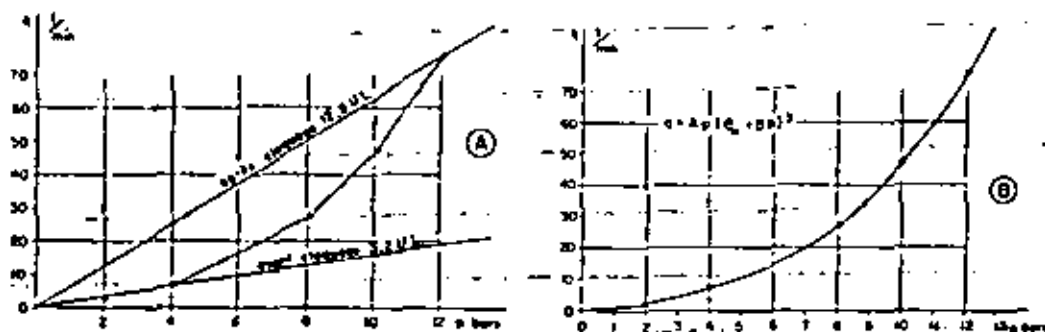


Fig. 8

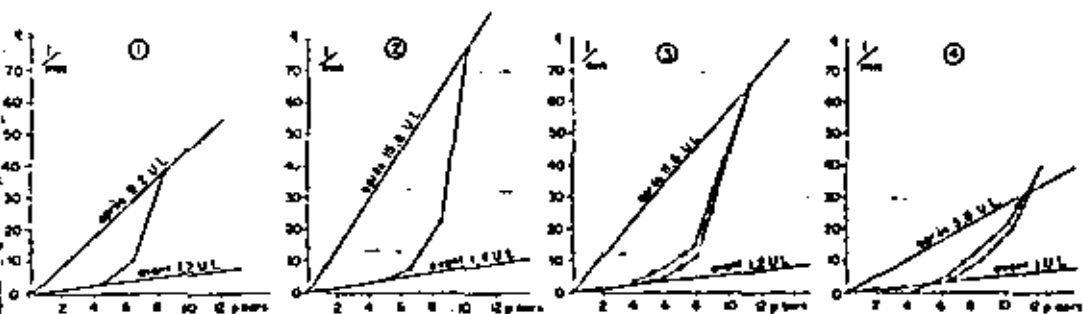


Fig. 9

préparation superficielle conduirait à un claquage vers 6 bars de pression. Au-dessous, en B, nous avons représenté cet essai sous la forme d'une courbe de type :

$$q = A p (e_0 + B p)^2.$$

Le phénomène est parfaitement continu.

Cela n'est pas une vue de l'esprit. La Fig. 9 montre quelques exemples d'essais d'eau réels, extraits d'un rapport de chantier, avec l'interprétation qui en a été donnée par l'entreprise. Tous paraissent mettre en évidence un 'claquage' à des pressions variables, et en tout cas ils avaient été interprétés dans ce sens.

Les valeurs obtenues lors de ces essais sont reportés sur la Fig. 10 en coordonnées log-log. Il est remarquable de constater comme ces points s'alignent bien sur des droites représentant toutes une relation de la forme :

$$q = A p^2.$$

Non seulement il n'y a pas claquage mais simplement ouverture élastique des fissures, mais

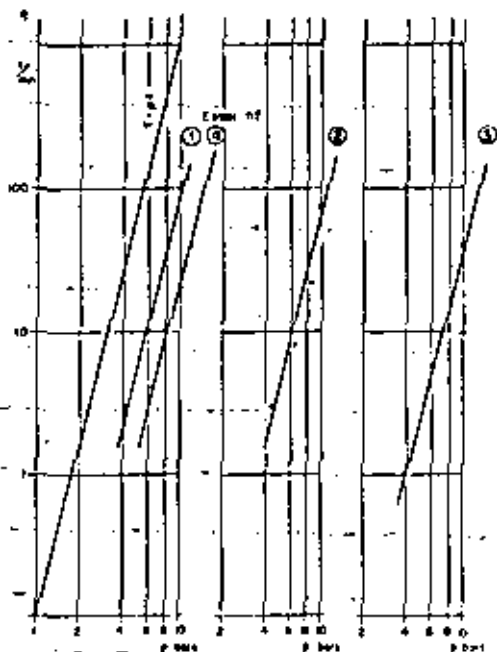


Fig. 10

encore la proportionnalité directe à la puissance 4 des pressions montre que l'ouverture initiale des fissures est quasi nulle. Si on essaie de pousser plus loin l'analyse de ces essais réels, on trouve que le coefficient α/E de la formule (4) varie, suivant les essais, de 1,5 à 2,5. 10^{-2} mm par bar, soit en moyenne 2/100 mm par bar : les fissures s'ouvrent de 2/100 mm par bar de pression appliquée ; c'est l'ordre de grandeur déjà trouvé (0,2 mm pour 10 bars).

Il est assez étonnant de constater que ces calculs extrêmement sommaires et simplistes trouvent une justification expérimentale aussi remarquable.

Il y a lieu de retenir de cette digression un peu longue sur les essais Lugeon :

- (a) Que l'essai Lugeon à une seule pression et sur 5 m ne donne que peu de renseignements, mais que par contre, au stade des reconnaissances, on peut tirer beaucoup de choses d'essais faits à plusieurs pressions et, lorsque le terrain s'y prête, dans des tranches de longueur variable.
- (b) Que l'influence de la pression sur l'ouverture des fissures est loin d'être négligeable et qu'elle peut même être prépondérante en ce sens qu'un terrain fermé à l'origine pourra donner lieu à des absorptions d'eau déjà notables sous une pression de 10 bars.
- (c) Que les débits sont très sensibles à l'ouverture des fissures puisqu'ils croissent comme le cube de l'épaisseur de ces fissures.

L'analyse précédente est encore bien superficielle, ne serait-ce que parce qu'elle n'envisage l'existence que d'une seule fissure dans la tranche essayée et qu'elle ne tient pas compte de l'état de contrainte pré-existant dans le rocher, ou créé par les injections. Ce n'est pas le lieu ici de la pousser plus loin. Mais on conçoit qu'on possède là un instrument efficace pour mieux comprendre les phénomènes d'injection. En particulier, il est classique de dire qu'il n'y a aucune relation entre les résultats des essais Lugeon et les absorptions de ciment. En effet, les tentatives faites pour établir une corrélation entre les essais Lugeon et les absorptions de ciment se sont toujours soldées par un échec. Cela n'est pas étonnant : d'abord et surtout parce qu'en général l'essai Lugeon est exécuté sous une pression de 10 bars, alors que l'injection se fait, en technique européenne, à des pressions nettement supérieures de 30 ou 40 bars. Ensuite le coulis de ciment, qui est une suspension d'un matériau fin mais granuleux dans l'eau, ne se comporte pas comme l'eau pure.

PROBLEME DE LA GRANULOMETRIE DES CIMENTS D'INJECTION

Cela soulève la question de la granulométrie des ciments pour injection. Pour que le ciment puisse pénétrer dans une fissure, il faut, bien entendu, que ses grains puissent y pénétrer. Et pas seulement les grains fins, mais surtout les grains les plus gros, car sinon ces gros grains auront tôt fait de se coincer à l'entrée de la fissure, de s'y organiser en filtre et d'empêcher les grains fins d'y pénétrer.

Par exemple, dans une tranche de forage de 5 m une absorption de 20 unités Lugeon, c'est-à-dire 100 l/min. sous 10 bars, peut être due à une seule fissure de 0,25 mm d'ouverture environ. On peut essayer de l'injecter avec un ciment dont la granulométrie faite par tamisage sous voie humide est celle du ciment A (Fig. 11) (il s'agit d'une granulométrie réelle faite récemment sur un chantier). Il n'y a que 2 pour mille de grains supérieurs à 0,25 mm. — Cela paraît peu, mais c'est en réalité trop ; en effet, pour boucher l'entrée d'une fissure de 0,25 mm d'ouverture dans un forage d'injection de 5 cm de diamètre, si la fissure n'est pas trop oblique par rapport au forage, il suffit théoriquement de moins de 2 centigrammes de grains de ciment de 0,25 mm de diamètre. — Pour être large on peut admettre qu'il en faille 10 fois plus, soit 0,2 g. Il suffira donc de 100 g. de ciment A pour fournir ces 0,2 g. de grains de diamètre égal ou supérieur à 0,25 mm. On peut donc être sûr que lorsque 100 g. de ciment auront pénétré dans la fissure, le

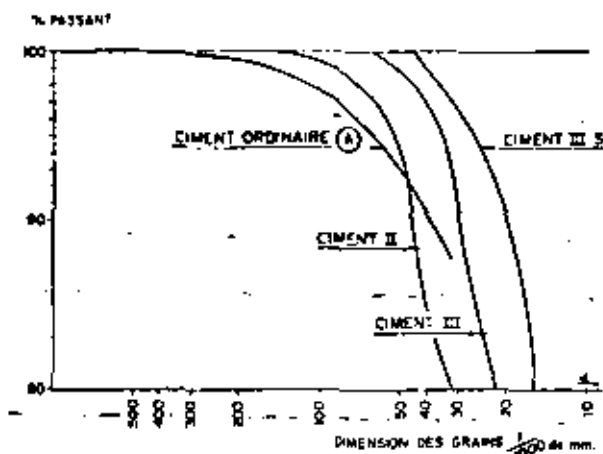


Fig. 11

débouché de celle-ci dans le forage sera colmaté — et sans doute bien avant — Or ces 100 g de ciment n'obturent guère que 100 cm³ de vide, soit la fissure de 0,25 mm d'épaisseur sur un rayon de l'ordre de 35 cm. A moins de rapprocher les forages d'injection à moins 70 cm, on n'arrivera donc pas à injecter correctement cette fissure avec ce ciment, bien que l'essai Lugeon ait donné une absorption assez considérable.

On y arrivera sans doute quand même, parce qu'on injectera à 30 ou 40 bars, et la fissure qui avait 0,25 mm d'épaisseur à 10 bars, aura 0,6 à 0,9 mm et le ciment passera. Mais cela ne se produirait pas, même à 30 ou 40 bars, si l'absorption de 20 unités Lugeon constatée à l'essai est due, non plus à une seule fissure de 0,25 mm, mais à 20 fissures de 0,10 mm d'ouverture, car l'ouverture supplémentaire de chaque fissure due à la pression sera beaucoup plus faible, contre-carrée qu'elle sera par l'ouverture de la fissure voisine; à moins que l'une d'entre elle ne prenne le pas sur les autres et ne s'ouvre en les refermant. Par contre, si l'injection n'a lieu qu'à 10 bars, le ciment A ne passera dans aucun cas; un ciment Type II donnera lieu à absorption dans la fissure unique de 0,25 mm, mais pas dans le cas de fissures multiples de 0,10 mm. On s'explique bien ainsi qu'il soit difficile d'établir une corrélation entre un simple essai Lugeon et l'absorption de ciment.

On voit aussi l'importance que peuvent avoir les éléments grossiers du ciment, même en très faible quantité, et l'intérêt qu'il y a à utiliser en injection un ciment fin. Fin ne veut pas tellement dire un ciment ayant une forte surface spécifique Blaine — ce qui de toute façon n'est pas mauvais — mais surtout n'ayant pas du tout d'éléments grossiers. Les Américains utilisent souvent en injection un ciment du Type III S représenté sur le graphique de la Fig. 11 qui est un ciment du Type III écrété au tamis no. 325 ASTM, c'est-à-dire ne contenant pas de grains de dimension supérieure à 45 microns. Avec un tel ciment, même les 20 fissures de 0,10 mm d'ouverture de l'exemple précédent seraient facilement injectées à la pression de 10 bars, sans avoir besoin de monter à 30 ou 40 bars.

PROBLEME DES PRESSIONS D'INJECTION

Voici l'occasion de soulever la fameuse question des pressions d'injection si controversée de part et d'autre de l'Atlantique. En Europe on utilise souvent la règle suivante, déjà citée: la pression de refus, exprimée en bars, est égale à la profondeur de la tranche, exprimée en mètres. Les Américains ont adopté une règle analogue, c'est-à-dire aussi simpliste: la pression d'injection exprimée en p.s.i. (lb/sq. in.), est égale à la profondeur de la tranche, en pieds. La seule différence — mais elle est importante — est que la règle américaine conduit à des pressions 4 à

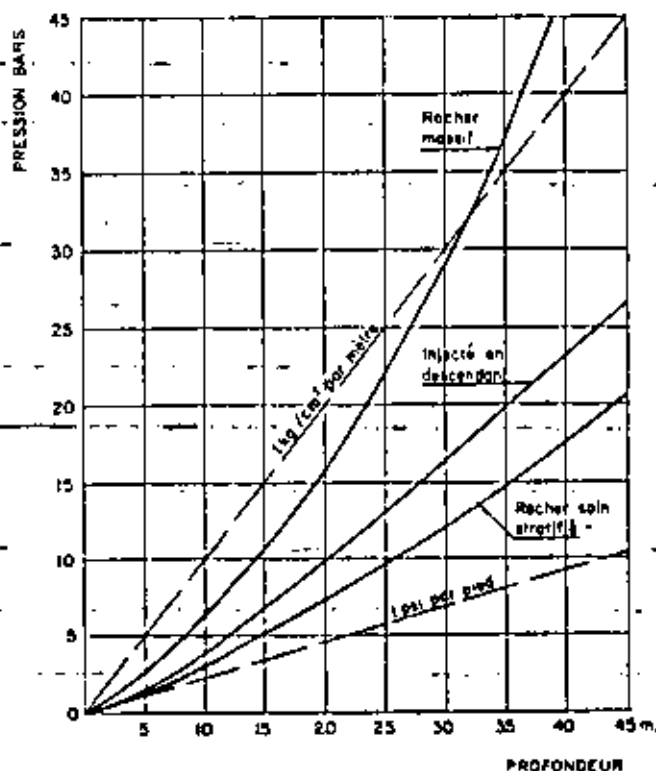


Fig. 12. Pressions d'injection proposées par le 'Task committee on cement grouting'

5 fois plus faibles. Il se trouve aussi que cette règle américaine conduit à des pressions qui correspondent sensiblement au poids des terrains: c'est d'ailleurs la justification qu'on en donne. Mais il est très probable que la vraie raison de ces deux règles, parfaitement empiriques, soit simplement une question de système d'unités. En exagérant un peu peut-être, il était plus simple pour des gens utilisant le système métrique, d'utiliser le bar par mètre de profondeur, et pour des anglo-saxons la p.s.i. par pied. Peut-être ne faut-il pas chercher beaucoup plus loin la justification de ces deux règles, mais il faut quand même examiner les choses de plus près. D'ailleurs l'analyse suivante montre que les points de vue finissent par se rapprocher et que finalement, là comme souvent, les règles trop simples, et surtout sans nuance, ne peuvent que conduire à des mécomptes. En 1963 les Américains étaient déjà plus audacieux au point de proposer pour l'injection du rocher massif au dessous de 35 m de profondeur des pressions supérieures à celles de la règle européenne. Les courbes de la Fig. 12 sont celles proposées par le 'Task committee on cement grouting' de l'American Society of Civil Engineers.

Les Américains utilisent souvent la technique suivante d'injection (Fig. 13): une pompe d'injection à fort débit (plusieurs centaines de l/min) alimente un circuit fermé sous pression. Le forage est piqué en dérivation sur ce circuit et c'est par l'ouverture plus ou moins grande de la vanne V qu'on ajuste la pression d'injection du forage. De plus, le trou est souvent injecté en tête. On conçoit que, dans ces conditions, les fortes pressions soient dangereuses car:

- appliquées près de la surface,
- avec des débits qui peuvent être considérables et mal contrôlés,
- l'injection a lieu d'emblée à la pression fixée qui est maintenue constante.

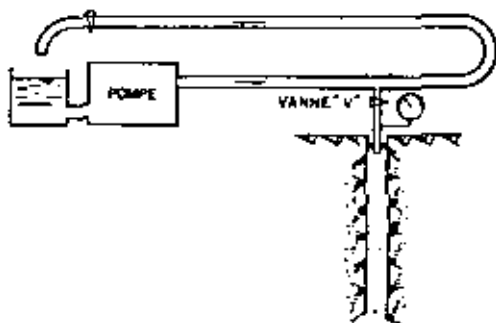


Fig. 13. Circuit Américain

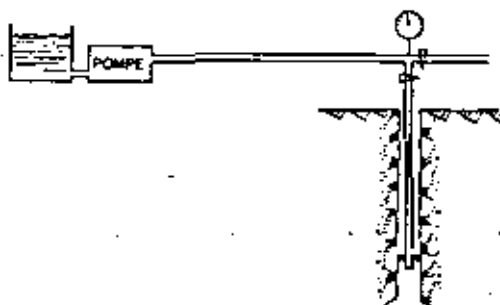


Fig. 14. Circuit Européen

Dans le système européen par contre (Fig. 14) la pompe d'injection, à faible capacité (au maximum 60 l/min.), est généralement branchée directement sur le forage qui est injecté en descendant avec un obturateur situé au droit de la tranche injectée. Les pressions limites fixées sont des pressions de refus, mais l'injection, dont le débit est de toute façon limité par le débit de la pompe, est menée normalement à pression plus réduite. On ajuste en pratique, non pas le débit à la pression, mais plutôt l'inverse : la pression au débit et on ne monte en pression que quand le débit diminue. On conçoit que cette méthode rende beaucoup moins dangereuses les fortes pressions. On peut donc dire que la technique américaine conduit à rendre prudent vis à vis des pressions, alors que la technique européenne permet d'appliquer sans risque des pressions plus élevées. Enfin la règle du bar par mètre a vu le jour essentiellement pour les premiers barrages du Massif Central français dans un granit sain et massif qui est largement capable de supporter ces pressions. Il ne serait pas sage de l'appliquer sans réflexion à n'importe quel terrain. Il ne serait pas avisé non plus d'appliquer partout et toujours la règle de la p.s.i. par pied sous prétexte qu'ainsi on ne risque vraiment rien. On risquerait surtout dans ce cas de ne rien faire en essayant d'injecter ainsi. La finesse du ciment a un rôle à jouer dans ce domaine. En effet un ciment grossier nécessite des pressions plus élevées pour être injecté dans certaines fissures qu'un ciment plus fin. Là aussi les Américains préfèrent souvent utiliser des ciments spéciaux pour l'injection, alors qu'en Europe, jusqu'à présent, on ne porte pas une attention particulière à cette question et on n'utilise pratiquement pas de ciments spéciaux pour l'injection. Cela pourrait cependant être intéressant dans certains cas, par exemple lorsque des fissures fines doivent être remplies sous des pressions réduites.

Les injections en terrain rocheux suivent les fissures de la roche. Parmi les différents systèmes de fissures pré-existants dans le rocher il en est de plus facilement pénétrés que d'autres. L'application de la pression d'injection facilite l'ouverture de ces fissures et favorise ainsi le cheminement dans une certaine direction. Il est rare en pratique que l'injection se propage de façon isotrope autour des forages. Il est très utile d'essayer de se rendre compte de la direction préférentielle prise par l'injection car souvent l'efficacité de l'écran en dépend. Il est par exemple très favorable à l'efficacité d'un écran que la direction préférentielle de l'injection soit parallèle à cet écran. Il est évidemment beaucoup moins intéressant qu'elle lui soit perpendiculaire. Une étude approfondie et statistique des plans de fissuration pré-existants dans le rocher serait très intéressante à ce sujet.

D'autre part il se produit dans les roches tendres sous l'effet de la pression d'injection appliquée dans les forages, des 'claquages' qui sont de véritables fissures artificielles. Ces fissures s'ouvrent élastiquement en fonction de la pression, comme il a été vu précédemment. Des études théoriques et expérimentales montrent que dans un milieu homogène, ces ouvertures se produisent toujours perpendiculairement à la plus petite contrainte principale. Dans une roche, elles se produisent dans les plans de fissuration dont la direction sera la plus voisine

de la direction théorique. De tels 'claquages' formant un écran continu de coulis sont également favorables à l'étanchéité de l'écran lorsqu'ils se produisent dans des directions voisines de son plan. Malheureusement l'état naturel des contraintes dans le rocher est très souvent mal connu et il est par conséquent difficile de prévoir les plans dans lesquels ils se produiront. Quelquefois cependant une analyse tectonique du site permet d'estimer la direction probable de la plus petite contrainte principale et par conséquent de prévoir approximativement la direction des 'claquages'. C'est en particulier le cas, lorsque le plan de l'écran d'étanchéité est parallèle à l'axe d'un anticlinal. Dans ce cas il est très probable que la plus petite contrainte principale sera perpendiculaire à ce plan et que par conséquent les 'claquages' se produiront dans le plan même de l'écran d'étanchéité, circonstances particulièrement favorables.

Cependant l'injection aura pour effet de modifier la répartition des contraintes principales naturelles. Lorsque l'injection se poursuit, les fissures ouvertes se remplissent et sont clavées. Les claquages qui se produisent dans des plans perpendiculaires à la plus petite contrainte principale du terrain compriment le terrain dans cette direction avec pour effet d'augmenter cette contrainte qui finira donc par ne plus être la plus petite. Par conséquent, après un certain nombre d'injections, la direction préférentielle initiale de l'injection pourra se modifier. Finalement, lorsque les contraintes horizontales auront été accrues et égalisées par l'injection c'est la contrainte verticale qui sera et demeurera la plus faible. La direction préférentielle de l'injection finira en fin de compte par être horizontale et il n'y a évidemment pas intérêt, en général, à pousser les injections au-delà de ce stade. Encore faut-il que les premières injections ne se produisent pas suivant les plans horizontaux comme cela risque fort d'arriver près de la surface où la contrainte verticale est généralement faible.

Tant que les claquages et les ouvertures de fissures dues à la pression se produisent selon des plans verticaux, on peut dire que l'injection est bénéfique, d'une part en remplissant les fissures, d'autre part en serrant le terrain et en produisant une sorte de précontrainte qui referme les fissures restantes. Mais lorsque l'injection se propage dans des plans horizontaux et si la pression d'injection est trop élevée, on en arrivera à un soulèvement de terrain sans aucun intérêt pour l'injection, sinon pour l'injecteur, mais dans tous les cas très nuisible aux finances du maître de l'œuvre, et quelquefois aux ouvrages eux-mêmes.

Ces considérations, et bien d'autres qui ne peuvent pas être développées ici, en particulier la nature des coulis, la disposition des forages, le rôle de l'écran, etc., montrent qu'on est bien loin des règles simplistes européennes ou américaines pour la fixation des pressions d'injection : seule une étude approfondie du site, des essais, l'expérience du projeteur peuvent permettre dans chaque cas particulier de fixer la pression d'injection optimale. Mais il faudra encore suivre le déroulement des travaux, observer et étudier les résultats obtenus pour ajuster à chaque instant les consignes aux conditions locales particulières rencontrées.

QUELQUES CONSEILS GENERAUX

Les recommandations suivantes découlent de ce qui précède.

1. Généraliser, au stade des reconnaissances et même de l'exécution, les essais d'eau à plusieurs paliers de pression pour mettre en évidence la façon dont se comporte le terrain vis-à-vis de la pression.
2. Faire les essais d'eau à la pression d'injection si l'on veut pouvoir obtenir une certaine corrélation entre les absorptions d'eau et les absorptions de ciment.
3. Essayer de se rendre compte, lors des essais préliminaires, comment réagit le terrain, par exemple à l'aide de puits, de galeries, de tranchées dans les zones d'essais d'injection.
4. Généraliser l'usage des jauges de soulèvement pour avoir une idée du soulèvement provoqué par les injections.

5. Essayer d'obtenir des injecteurs, pour les essais et aussi pour le travail de routine :
- des pressions d'injection sans à-coup, en amortissant les coups de piston des pompes,
 - des diagrammes d'injection où seront portés à la fois les pressions d'injection et les débits,
 - et surtout de ne pas attendre la fin des travaux pour étudier les rapports d'injection qui arrivent souvent avec six mois de retard.

POSITION DES ECRANS D'INJECTION

Il ne suffit pas de faire de bonnes injections et un écran suffisamment étanche, il faut encore qu'il soit bien placé et qu'il garde son efficacité quand l'ouvrage sera en service.

Qu'il soit bien placé d'abord. L'écran d'étanchéité, s'il est efficace, reçoit toute la poussée de l'eau, il se comporte comme un mur étanche sur lequel s'applique toute la poussée hydrostatique de la retenue ; c'est en quelque sorte un prolongement souterrain du barrage mais avec tous les défauts du terrain naturel qu'on connaît mal et qui n'a pas été mis en place par la main de l'homme. Pour que ces poussées considérables ne risquent pas de provoquer d'instabilité, en particulier sur les rives, il est préférable qu'elles soient dirigées vers le bas et vers l'intérieur des rives. Pour cela il suffit que l'écran d'étanchéité soit incliné vers l'amont et soit rabattu sur les ailes également vers l'amont, comme il est représenté sur la Fig. 15. Cela suffit, cela est éminemment souhaitable, cela n'est pas toujours facile à réaliser, et il sera souvent nécessaire, pour y parvenir, d'exécuter l'écran d'étanchéité à partir de plusieurs galeries superposées comme cela est représenté sur la figure. L'inclinaison vers l'amont de l'écran d'étanchéité est maintenant, pensons-nous, une idée bien établie mais qui rencontre d'autres difficultés.

En effet l'écran d'étanchéité doit conserver pendant la vie de l'ouvrage son efficacité. Il n'est pas question là d'une possible dissolution du produit injecté par la percolation des eaux, phénomène qui peut d'ailleurs aussi exister, mais simplement des déformations du rocher dues à la mise en charge de l'ouvrage, déformations qui peuvent conduire à la perte de l'étanchéité d'une partie de l'écran (Fig. 16).

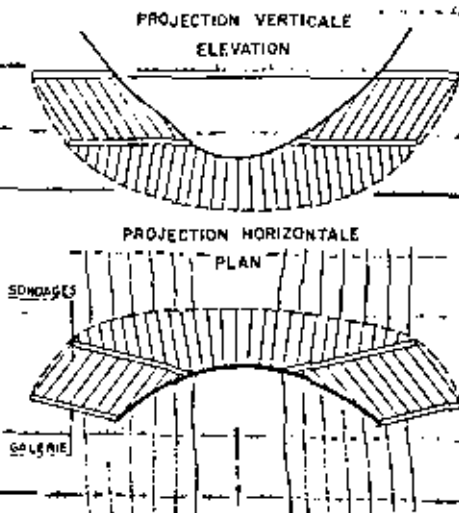


Fig. 15

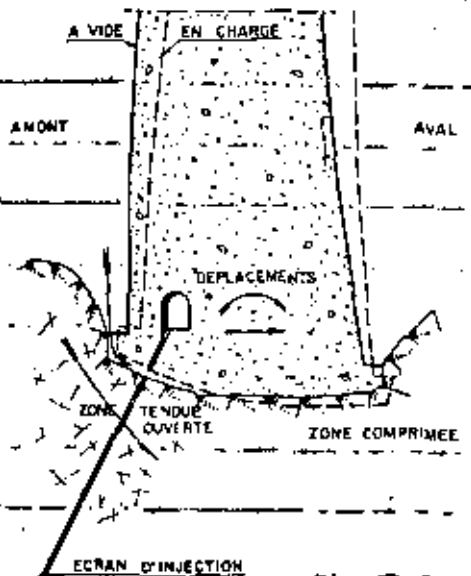


Fig. 16 (right)

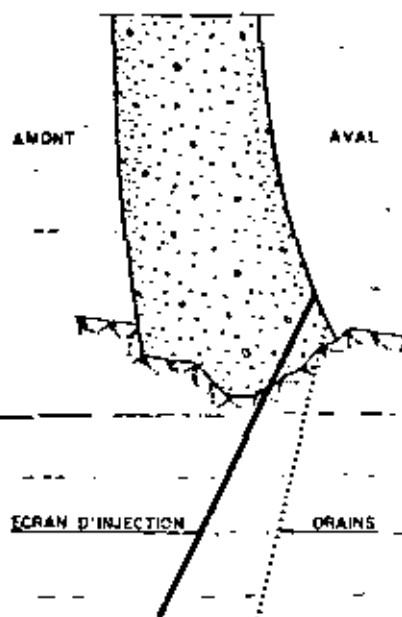
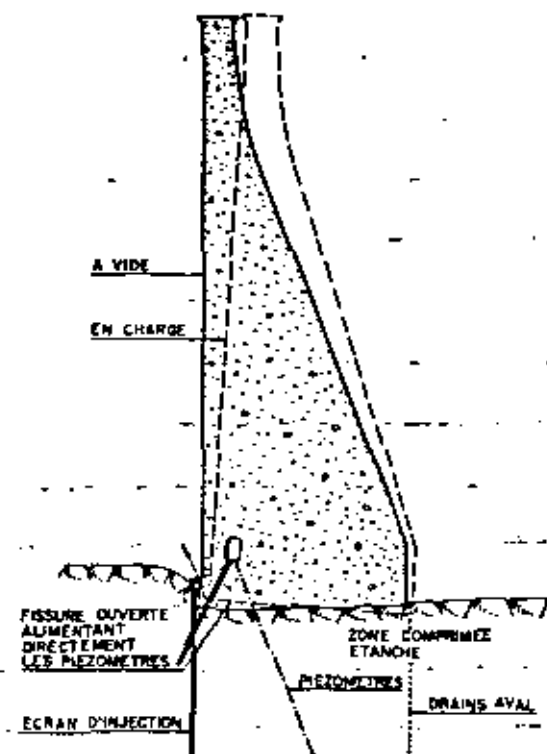


Fig. 17 (left)

Fig. 18 (above)

Considérons par exemple un barrage voûte. - Lors de la mise en eau ce barrage tendra à pivoter sous l'effet du moment et à glisser vers l'aval sous l'effet de l'effort tranchant à la base. Finalement, le barrage prendra la position figurée en pointillé sur la figure, fortement exagérée bien entendu. Le rocher au pied amont et sous la partie amont de l'ouvrage sera tendu et des fissures pourront s'ouvrir. - Cette zone tendue même si elle a été préalablement bien injectée, perdra son étanchéité lors de la mise en eau. Finalement, un écran d'étanchéité qui traverserait la liaison béton-rocher de l'ouvrage dans sa partie amont verrait son efficacité compromise à cause d'un tel mouvement.

Cela n'est pas une vue de l'esprit, et il y a plusieurs exemples d'ouvrages où ce phénomène s'est manifestement produit. En voici un particulièrement typique (Fig. 17), concernant un barrage voûte à parement amont cylindrique, genre d'ouvrage où le desserrage du rocher de fondation à l'amont est beaucoup plus sensible que pour des barrages à double courbure. L'écran d'étanchéité a été exécuté, de façon classique à l'époque, à partir du pied-amont avec un raccordement à l'aide de forages courts exécutés à partir de la galerie de visite du barrage. L'ouvrage a fonctionné de façon satisfaisante plusieurs années jusqu'au jour où, profitant d'une vidange, on est revenu faire quelques travaux d'injection complémentaires à partir de la galerie de visite; on en a profité pour exécuter à partir de cette même galerie quelques piézomètres dirigés vers l'aval comme indiqué sur la figure. A la remontée du plan d'eau tout s'est très bien passé, mais quelques mètres avant la retenue maximale, les piézomètres inférieurs se sont mis à débiter; les débits ont crû très rapidement avec la montée du plan d'eau et ont atteint lors des derniers mètres plus de 1 200 l/min par piézomètre, débit considérable compte tenu du faible diamètre des forages. Une série de drains a alors été forcée à partir du pied aval de l'ouvrage et ces drains n'ont donné lieu à aucune venue d'eau notable. Il s'est passé exacte-

ment le phénomène décrit dans la figure précédente; le mouvement du barrage a ouvert des fissures probablement au voisinage des contacts béton-rocher, dans la partie amont et ces fissures alimentent directement les piézomètres, à partir de la retenue. Par contre la partie du terrain situé à l'aval du barrage est demeurée étanche et son étanchéité a même probablement été améliorée par les contraintes de compression transmises par l'ouvrage. Ce qui explique que les drains forés à l'aval ne donnent pratiquement pas d'eau. Ce phénomène devait se produire à chaque remplissage de l'ouvrage. Mais il n'avait pas été mis en évidence car, lors des remplissages précédents, il n'existait pas de piézomètres pour le rendre manifeste. Dans cet exemple l'écran d'étanchéité, tel qu'il a été réalisé, ne sert sans doute absolument à rien.

L'étanchéité naturelle du terrain, améliorée probablement à l'aval par la compression transmise par l'ouvrage, est suffisante pour avoir évité toute fuite d'eau et même toute sous-pression dans le rocher à l'aval de l'ouvrage comme le montrent les drains qui y ont été exécutés.

Il est assez remarquable de constater que dans l'exemple précédent les fuites n'apparaissent dans les piézomètres que pour une hauteur d'eau dans le réservoir très voisine de la hauteur maximale et variaient ensuite extrêmement rapidement avec cette hauteur. Si nous admettons que le piézomètre est alimenté par une fissure d'épaisseur e , en relation avec la retenue à la hauteur h , son débit est de la forme (formule 1 précédente):

$$q = Ah^3$$

Si nous admettons en outre que l'ouverture e de la fissure est proportionnelle au moment d'encastrement des consoles à la base du barrage, qui varie lui-même comme le cube de la hauteur d'eau h , on arrive à un débit q du piézomètre variant comme la dixième puissance de la hauteur d'eau. Bien entendu cette relation n'est que grossièrement approchée, mais elle montre néanmoins que le phénomène doit être brutal et extrêmement sensible aux variations de niveau de la retenue, ce qu'on constate bien.

Si l'on veut donc que l'écran d'étanchéité d'un barrage voûte garde son étanchéité dans sa partie supérieure, lors des mouvements inévitables de l'ouvrage à la mise en eau, il est nécessaire que cet écran traverse le contact béton-rocher suffisamment à l'aval. Comme d'autre part on désire l'incliner vers l'amont, on est conduit tout naturellement, pour un ouvrage mince à faire partir pratiquement les forages de l'écran d'étanchéité du parement aval de l'ouvrage comme cela est figuré sur le schéma, Fig. 18.

Si l'on n'a pas affaire à un terrain très perméable, dans lequel l'écran d'étanchéité aurait toute chance d'être efficace, et qui serait très certainement auto-drainant à l'aval de cet écran, il est indispensable de doubler l'écran d'étanchéité par un écran de drainage incliné lui aussi le plus possible vers l'amont. Dans un terrain peu perméable il sera même possible de se passer totalement d'écran d'étanchéité et de placer l'écran de drainage sur le tracé correspondant à celui de l'écran d'étanchéité qui ne sera pas réalisé. Même dans le cas d'un terrain très perméable, il sera néanmoins prudent d'exécuter un certain nombre de piézomètres disposés comme les drains pour vérifier et contrôler que les sous-pressions à l'aval de l'ouvrage ne sont pas dangereuses.

DRAINAGE

Le sujet est bien vaste, aussi n'est-il possible que de l'effleurer.

Le drainage s'effectue en général à l'aide d'un rideau de forages plus ou moins espacés. Théoriquement en terrain homogène et isotrope, et en régime d'écoulement permanent, l'effet d'un rideau de drainage est indépendant de la perméabilité du terrain et ne dépend que des conditions géométriques. Dans un terrain homogène et isotrope on pourrait écarter assez considérablement les drains, car leur action peut se comparer à l'effet de cage de Faraday en électro-statique. On sait qu'il suffit de barres métalliques assez espacées pour jouer le même rôle qu'un écran continu.

Quels sont les diamètres et les espacements optimum des drains? Des études théoriques et des essais par analogie électrique permettent de se faire une idée de l'efficacité des drains en terrain homogène et isotrope. On constate que le diamètre des drains n'a pratiquement aucune influence. On constate aussi qu'il ne paraît pas y avoir intérêt à rapprocher les drains au-delà de $1/20$ de la distance qui sépare le niveau amont du niveau aval, mais tout cela est théorique.

Malheureusement, les terrains ne sont jamais homogènes et isotropes et les circulations d'eau s'y font par des fissures. Il est indispensable que les drains recoupent au mieux les fissures susceptibles d'amener de l'eau et on est donc conduit à rapprocher les drains bien davantage qu'il ne serait théoriquement nécessaire et souvent à les incliner dans des directions opposées pour recouper la fissuration du terrain. De plus, en régime transitoire (vidange rapide par exemple) le 'temps de réponse', ou délai nécessaire à l'établissement du régime permanent, ou délai au bout duquel les drains ont l'efficacité souhaitée sur les sous-pressions, dépend de l'espacement des drains et de la perméabilité du terrain.

Enfin il arrive aussi que les circulations d'eau, si elles sont localisées dans les fissures, n'intéressent pas la totalité de la fissure, mais se limitent à des canalicules situés dans le plan de la fissure. Les drains n'ont alors guère de chance de recouper ces cheminements linéaires et leur effet peut paraître négligeable même s'ils sont resserrés. Ce ne sont plus des drains à proprement parler, ils jouent plutôt le rôle de soupape de sécurité. En effet, la pression dans des canalicules n'est pas dangereuse en elle-même. Elle ne le devient que si elle peut s'appliquer à de grandes surfaces. Mais alors ces surfaces recoupent les drains qui les déchargent. Dans un tel schéma 'l'écran' de drainage perd son sens et son objet et les 'drains', qui deviennent en quelque sorte des forages de décharge, doivent être répartis au travers des surfaces où l'établissement généralisé de sous-pression serait dangereux. Ce 'drainage de décharge' n'a plus l'allure d'un écran linéaire, mais intéresse alors un volume.

Un drain est en général d'autant plus efficace que son niveau d'exhaure est situé à une cote plus basse. C'est ainsi que pour drainer les appuis d'un barrage il sera préférable d'exécuter une galerie au niveau le plus bas possible, par exemple celui de la rivière à l'aval de l'ouvrage et de forer les drains à partir de cette galerie en remontant.

Cela fera peut-être beaucoup de galeries dans les appuis du barrage: galeries pour le voile d'injection, galeries pour le drainage. Outre que ces galeries peuvent dans certains cas être les mêmes, plus il y aura de galeries, mieux cela vaudra et pour plusieurs raisons.

D'abord, quelle meilleure reconnaissance du terrain peut-on souhaiter qu'une galerie? Et peut-être verra-t-on apparaître dans l'une de ces galeries un accident géologique qui avait échappé à toutes les reconnaissances préalables et qu'il aura mieux valu découvrir avant que l'ouvrage ne soit en service.

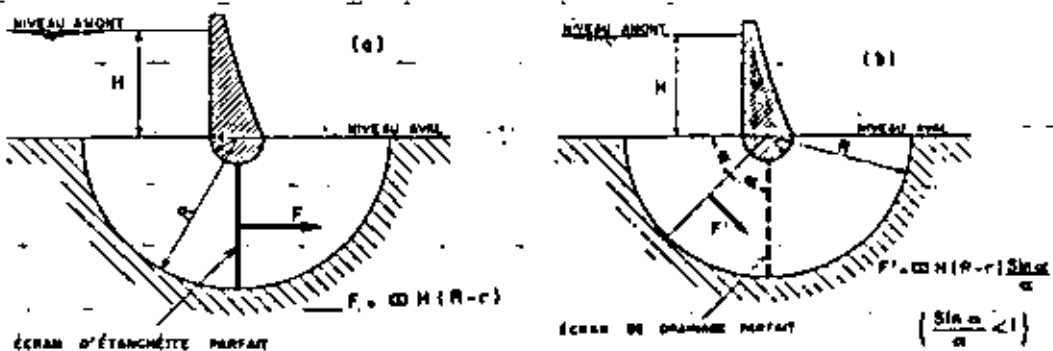


Fig. 19

Ensuite, les galeries permettent de revenir après la mise en eau de l'ouvrage compléter soit les injections, soit les drainages si le besoin s'en fait sentir. Ce qui peut autoriser, sur ces injections ou ces drainages, certaines économies qui ne fassent pas courir de risque à l'ouvrage puisqu'il sera toujours possible, après observation, de revenir les compléter si nécessaire. Ces galeries permettent également une auscultation continue des appuis pendant toute la vie de l'ouvrage.

Enfin, les galeries constituent en elles-mêmes des drains extrêmement efficaces si elles recourent correctement les plans de fissurations. Aussi n'y a-t-il pas lieu de lésiner sur des galeries qui représentent finalement une très faible partie du coût de l'ouvrage et qui présentent de si grands avantages.

On pourrait se demander si un écran d'étanchéité *parfait* ou un écran de drainage n'auraient pas le même effet sur la stabilité de l'ouvrage, car tous deux 'coupant' les circulations d'eau vers l'aval, y réduisent théoriquement les sous-pressions au niveau aval.

Sans même considérer le fait qu'un écran d'étanchéité *parfait* est pratiquement extrêmement difficile à réaliser et qu'en tous cas on ne peut jamais en être certain, alors que l'efficacité d'un réseau de drains est plus facile à obtenir, on peut constater que les effets de l'un et de l'autre sont très différents. La pleine pression amont règne en effet en totalité sur l'écran d'étanchéité y appliquant des forces dont la résultante est perpendiculaire à cet écran. En revanche, dans le cas d'un écran drainant, l'écoulement de l'eau entre l'amont et les drains introduit dans la masse du terrain des forces volumiques proportionnelles au gradient de l'écoulement en chaque point. Le cas schématisé par la Fig. 19, choisi pour la simplicité de son réseau d'écoulement, montre bien la différence qui existe entre les deux modes de protection de l'aval contre les sous-pressions au point de vue de la résultante des forces appliquées par l'eau.

Dans le cas de l'écran d'injection supposé parfait, la résultante des forces s'applique sur cet écran. Dans le cas d'un écran de drainage cette résultante s'applique nettement plus à l'amont et elle a en général une direction beaucoup plus favorable pour la stabilité des rives.

Dans le cas d'un milieu homogène indéfini (Fig. 20) l'avantage du réseau de drainage sur l'écran d'injection, tant du point de vue de la stabilité que de celui des sous-pressions à l'aval, est encore plus évident. L'écran d'injection, qui a forcément une profondeur limitée, dévie des lignes d'écoulement sans les arrêter. Les 'potentiels', donc les sous-pressions, à l'aval ne sont pas considérablement modifiés. En revanche le réseau de drainage 'attire' ces lignes de courant et le champ d'écoulement à l'aval est évanescent. Les sous-pressions y sont pratiquement annulées.

Il importe maintenant de préciser qu'un réseau de drainage se contrôle et s'entretient. Cela surprend quelquefois certains Maîtres d'ouvrages. Mais il faut bien se convaincre qu'un barrage, comme tout ouvrage, et peut-être davantage que tout ouvrage, nécessite tout au long

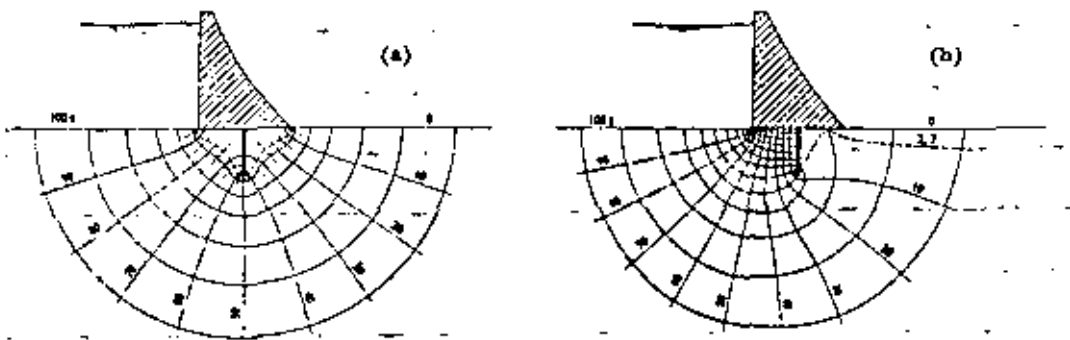


Fig. 20. (a) Injection. (b) Drainage

de sa vie un contrôle et un entretien. Personne n'est surpris qu'une voiture soit livrée avec une notice d'entretien qui précise les vérifications et opérations à effectuer à kilométrage régulier. Pourquoi en serait-il autrement des barrages qui eux, ne devraient plus, à en croire certains, être surveillés et entretenus après leur première mise en eau? Pour rester dans notre sujet, l'écran d'injection et le réseau de drainage sont des organes dont l'efficacité peut se modifier dans le temps et qu'il est donc nécessaire de contrôler et quelquefois de réparer.

L'écran d'injection peut subir une certaine dissolution par la percolation de l'eau de la retenue et perdre progressivement son efficacité. On sait que l'hydratation du ciment libère en général une certaine quantité de chaux libre. Si les eaux de la retenue sont très pures, cette chaux peut être dissoute et entraînée. Ce phénomène se produit souvent au début de la vie du barrage. Cette chaux dissoute se retrouve sous forme de dépôts et même de stalactites dans les drains et les galeries de drainage. Le phénomène est quelquefois spectaculaire. En général, il diminue progressivement d'intensité au fur et à mesure que la chaux libre ainsi dissoute disparaît et il finit par sembler s'arrêter. Mais on peut se demander si l'entraînement de cette chaux libre ne produit pas un déplacement de l'équilibre de la réaction d'hydratation du ciment et ne conduit pas finalement à un entraînement quasi total du ciment de l'écran d'injection. Cela arrive peut-être dans certains cas. Ce qui arrive probablement le plus souvent est un phénomène de relais: l'écran d'injection, efficace au début, crée une perte de charge dans le terrain, favorable au colmatage naturel par les matières en suspension dans l'eau de la retenue. Ce colmatage naturel prend progressivement le relais de l'écran d'injection et finit peut-être par le remplacer. Enfin dans certains cas la stabilité du débit de fuite dans le temps, que l'on constate, et qu'on peut expliquer par la pérennité de l'écran d'injection, peut simplement n'être due qu'à l'inutilité de l'écran d'injection. Ce débit aurait été le même si aucune injection n'avait été effectuée. Le phénomène de colmatage naturel et le peu d'utilité, dans certains cas, des écrans d'injection expliquent qu'il est assez rare qu'on soit amené à venir réparer ou refaire un voile d'injection. Cela s'est cependant quelquefois produit.

Les réseaux de drainage qui sont beaucoup plus importants pour la sécurité de l'ouvrage méritent un contrôle plus attentif et un entretien plus soigné. En effet la perte d'efficacité d'un écran d'injection se manifeste en général de façon assez voyante par l'augmentation des débits de fuites. La perte d'efficacité d'un réseau de drainage, entraînant une augmentation des sous-pressions à l'aval de l'ouvrage, est beaucoup plus sournoise et les sous-pressions peuvent atteindre des valeurs dangereuses sans qu'aucun signe extérieur visible ne se manifeste.

Comment contrôler l'efficacité d'un réseau de drainage? Le débit des drains n'a pas de signification immédiate. Il serait par exemple tout à fait faux de considérer qu'un drain qui ne débite pas n'a aucun effet. Dans un terrain très peu perméable un drain peut réduire considérablement les pressions interstitielles sans pour cela donner lieu à un écoulement appréciable ni même visible. Inversement un drain qui débite peut ne pas avoir l'efficacité qu'on serait en droit d'en attendre et laisser subsister des pressions interstitielles importantes dans les environs, soit parce qu'il est saturé ou colmaté partiellement, soit par suite d'hétérogénéités locales du terrain. L'observation du débit des drains dans le temps, si elle peut donner de précieuses indications et en particulier servir d'alarme, ne veut rien dire non plus en elle-même. En effet une diminution progressive du débit peut-être due soit à un colmatage naturel du terrain à l'amont, ce qui est favorable, soit à un colmatage des drains eux-mêmes, ce qui est dangereux. Finalement c'est par l'observation directe, dans les zones où elles peuvent être nuisibles, des sous-pressions elles-mêmes à l'aide de piézomètres fréquemment contrôlés, qu'il est possible d'évaluer l'efficacité du réseau drainant et d'en suivre l'évolution. Alors les phénomènes observés peuvent s'interpréter. Par exemple une diminution du débit des drains et des sous-pressions signifie un colmatage naturel à l'amont, favorable à la sécurité, alors qu'une croissance corrélatrice des sous-pressions signifierait presque sûrement un colmatage dangereux des drains.

Ce colmatage des drains peut être provoqué par des éboulements dans ceux-ci ou par l'envahissement du dispositif filtrant dont ils seraient munis par les éléments fins du terrain. Il peut également provenir du phénomène cité précédemment de dissolution de la chaux libre de l'écran d'injection, chaux qui 'entartre' ensuite le réseau de drainage. Le gel peut également, en obstruant de glace la sortie des drains, les rendre momentanément inefficaces et faire croître dangereusement les sous-pressions. Il faut y songer dans les sites sujets au gel. Le meilleur remède dans ce cas est encore de drainer à partir de galeries, qui sont en général à l'abri du gel et en tous cas faciles à chauffer éventuellement. Enfin la faune et la flore peuvent quelquefois être des agents actifs de colmatage des drains.

CONCLUSION

Ce sujet, inépuisable, est loin d'être épuisé.

Est-il possible de conclure dans un domaine où la technique est en pleine évolution et les théories encore en devenir?

Le but de cet article serait atteint s'il parvient à convaincre le lecteur qu'il ne faut pas se contenter de recettes toutes faites et de dogmes établis mais qu'il nous revient à tous, par l'observation critique, l'expérimentation, la recherche et la remise en question des idées préconçues, de contribuer au progrès de la sécurité des grands ouvrages.

REMERCIEMENTS

L'Auteur tient à remercier ici Monsieur A. Pantre, Ingénieur-Géologue de Géoconseil, dont la collaboration l'a beaucoup aidé dans la préparation de cette conférence, et Monsieur P. Londe, Directeur Technique de Coyne et Bellier, Bureau d'Ingénieurs-Conseils, dont les conseils et remarques lui ont été fort précieux.

REFERENCES

- CAMBEFORT, H. (1964). *Injection des sols*. Paris: Eyrolles.
- CASAGRANDE, A. (1961). Control of seepage through foundations and abutments of dams. First Rankine Lecture. *Glotechnique* 11, No. 4, 161-180.
- MUSKAT, M. (1948). *The flow of homogeneous fluids through porous media*. Ann Arbor, Michigan: J. W. Edwards.
- TALORE, J. (1957). *La mécanique des roches*. Paris: Dunod.
- YOKOTA, J. (1963). Experimental studies on the design of grouting curtain and drainage for Kurobe no. 4 dam. *Rock Mech. Engng Geol.* 1, 104-119.



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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

Sistema de Anclaje de Pernos con Resina
para Aplicación en las Ingenierías Civil y Minera

Mayo 1981.

Year	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
1											
2											
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											
41											
42											
43											
44											
45											
46											
47											
48											
49											
50											

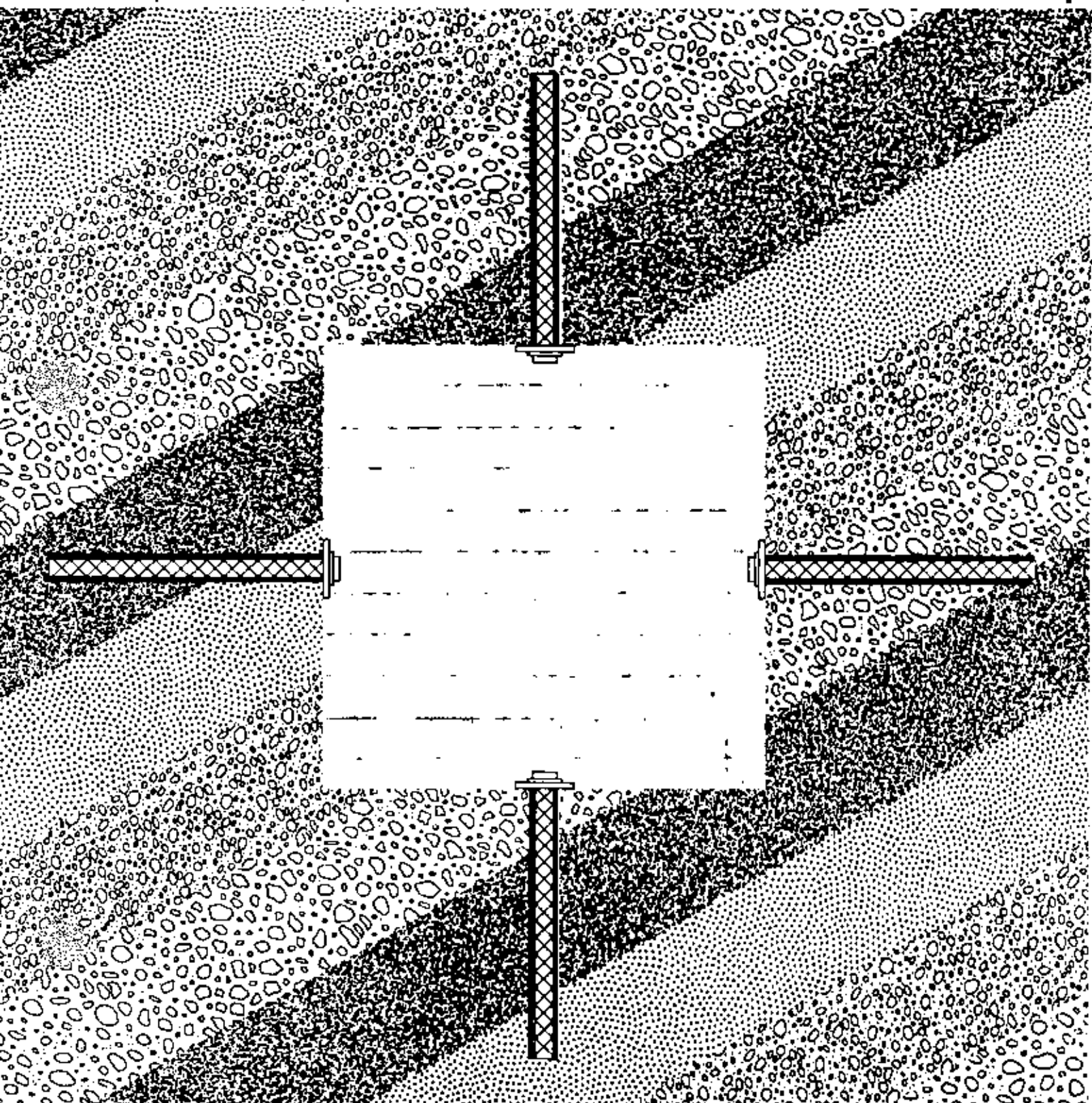
1950-1951
 1952-1953
 1954-1955
 1956-1957
 1958-1959
 1960-1961
 1962-1963
 1964-1965
 1966-1967
 1968-1969
 1970-1971
 1972-1973
 1974-1975
 1976-1977
 1978-1979
 1980-1981
 1982-1983
 1984-1985
 1986-1987
 1988-1989
 1990-1991
 1992-1993
 1994-1995
 1996-1997
 1998-1999
 2000-2001
 2002-2003
 2004-2005
 2006-2007
 2008-2009
 2010-2011
 2012-2013
 2014-2015
 2016-2017
 2018-2019
 2020-2021
 2022-2023
 2024-2025

DU PONT

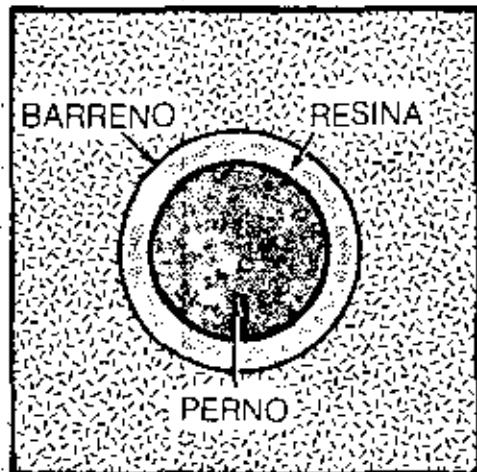
WALLS RESIN TECH

FASLOC[®]T

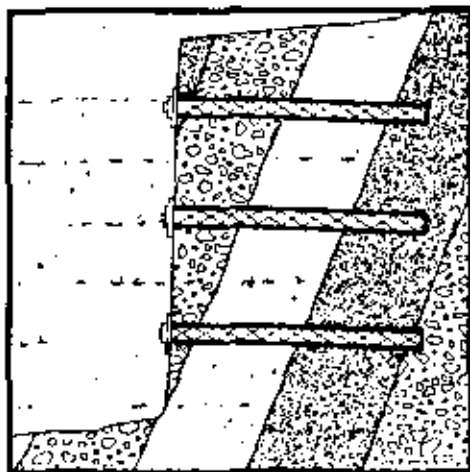
**sistema de anclaje de pernos con resina para
aplicación en las ingenierías civil y minera**



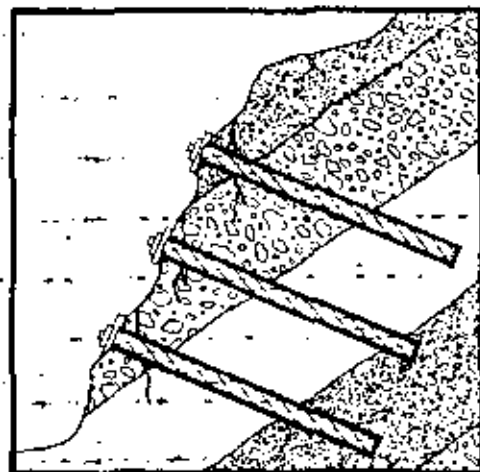
La necesidad de mejorar el soporte de la roca



a) COMPONENTES DE FASLOC™



b) ESTABILIZACIÓN DE TABLAS



c) ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

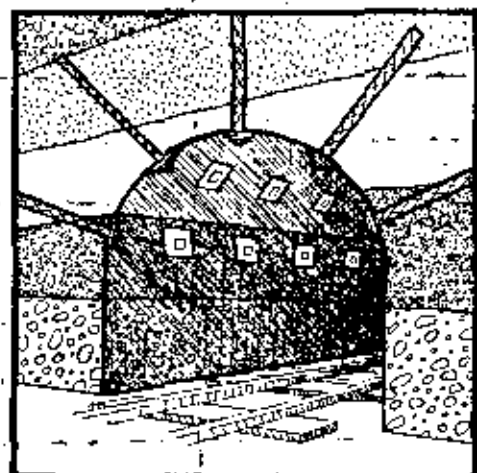
El objeto de un sistema de anclaje para la roca es impedir el movimiento de los estratos. Generalmente la carga que toma un sistema de soporte de roca con pernos depende primordialmente del desarrollo de una fuerza de fricción entre la superficie de la roca y el sistema de anclaje de pernos. La integración de dicho anclaje depende de la magnitud con que esta fuerza se desarrolla. Todo sistema de anclaje para roca

debe lograr el máximo amarre de los pernos con la superficie interior del barreno dentro del cual se colocan. El sistema de anclaje con resina FASLOC™ utiliza una resina poliésterica de alta potencia para anclar la longitud total de un perno de acero al estrato envolvente de roca. (Véase la ilustración a). La integración de la resina, del perno y de las capas de los estratos, da la fuerza y rigidez necesarias

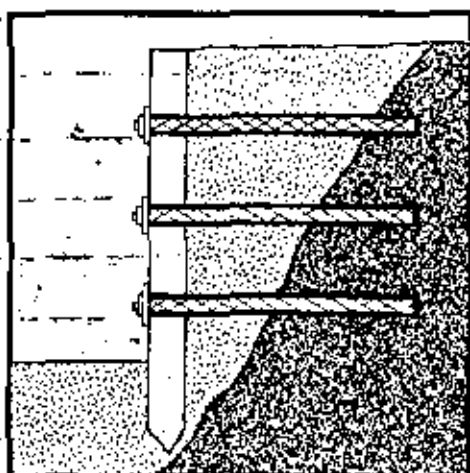
para anclar las capas estratificadas individuales, impidiendo movimientos adicionales y su deterioro. Las ilustraciones b, c, d, e y f muestran ejemplos típicos de instalaciones. El análisis teórico sugiere que el efecto de refuerzo del sistema de anclaje con la resina FASLOC™ puede aumentarse pretensando los pernos a un valor generalmente entre el 50% y el 80% de su límite elástico.

Esto puede lograrse utilizando una resina FASLOC de fraguado rápido en el extremo del fondo del barreno y una resina menos rápida en el extremo cercano a la boca del barreno y que al fraguar, mantendrán el pretensado aplicado al perno. Las especificaciones para el pretensado son generalmente determinadas por el diseñador. Véase la página 9 para las técnicas de instalación de pretensados.

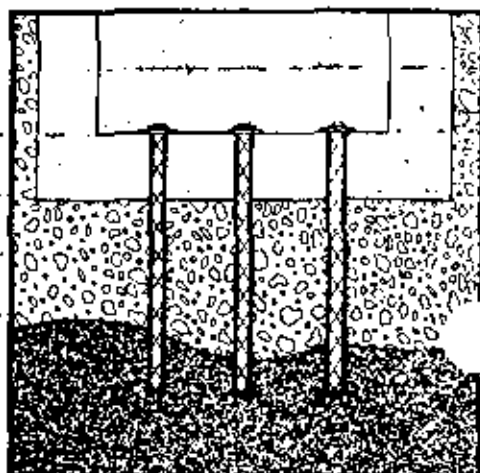
d) SOPORTE DE TUNELES



e) AMARRE TRASERO



f) AMARRE INFERIOR



DU PONT tiene la solución:

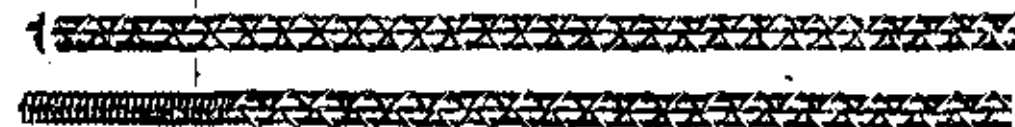
FASLOC[®] T

sistema de anclaje con resina

... formado por un cartucho de resina especial y un perno de acero



g) CARTUCHO



h) PERNOS

La resina poliésterica del cartucho se usa para ligar la totalidad total del perno al estrato envolvente. La integración de la resina, del perno y de los estratos, proporciona la fuerza y rigidez necesarias para evitar el abombamiento y desprendimiento de la roca al actuar como soporte de refuerzo, ya que ancla los estratos individuales de roca formando una sola viga de alta resistencia.

El cartucho de dos

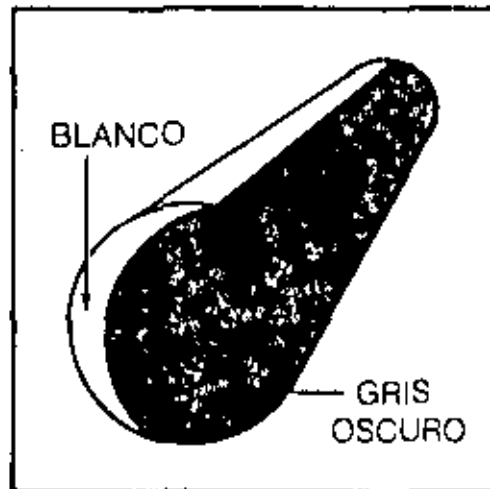
compartimientos que aparece en la ilustración (g) consiste de un tubo de poliéster MYLAR[®] cortado en ambos extremos. Uno de los compartimientos contiene una resina de color gris oscuro y el otro, un catalizador blanco. Un corte en sección de esta unidad se muestra en la ilustración (i). En la ilustración (h) aparecen dos anclas comunes de acero.

Para evitar la migración entre la resina y el catalizador y dar la máxima duración de

conservación, se utiliza una membrana intermedia de MYLAR. La excelente resistencia química del MYLAR minimiza la migración del interior y la absorción de la humedad de la atmósfera exterior.

La envoltura de MYLAR es liviana y uniforme en sus dimensiones, además es suficientemente fuerte para aguantar el trato rudo. Sin embargo se rompe rápida y totalmente durante el procedimiento de instalación.

La formulación de la resina DU PONT da a ésta características de alta viscosidad (no gotea) y de fácil mezclado, permitiendo un fraguado rápido, lo cual reduce la viscosidad durante la inserción del perno y permite esfuerzos y torsiones relativamente leves. Los resultados son: rápida instalación, rápido alcance de fuerza máxima y una mínima tendencia de la resina sin gelatinizar, a escurrir fuera del barrenado durante la instalación.



i) SECCION TRANSVERSAL

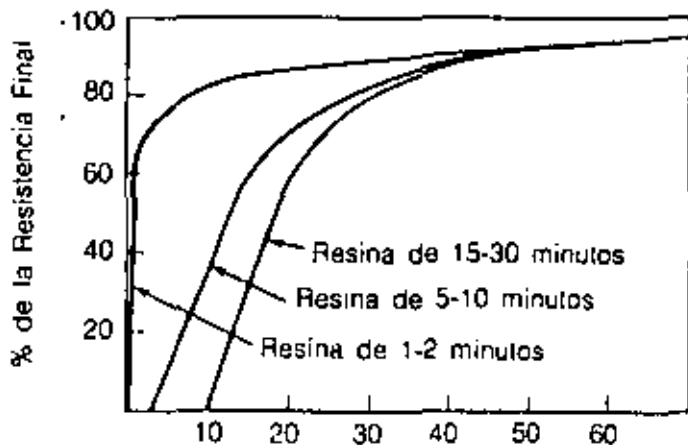
Tabla 1
Propiedades Físicas de la Resina Curada

		FASLOC [®] T	
Resistencia a la Compresión	1195 Kg/cm ²	(17,000 psi)	
Módulo de Compresión	0.0984 × 10 ⁶ Kg/cm ²	(1.4 × 10 ⁶ psi)	
Esfuerzo Cortante	337 Kg/cm ²	(4,800 psi)	
Resistencia a la Tensión	422 Kg/cm ²	(6,000 psi)	
Módulo de Flexión	0.0914 × 10 ⁶ Kg/cm ²	(1.3 × 10 ⁶ psi)	
Flr - Falla	0.5%	(0.5%)	

Las propiedades indicadas fueron tomadas de FASLOC T con tiempo de fraguado de 5 a 10 minutos debido a la dificultad de preparar muestras de prueba (ASTM) con resinas de rápido fraguado. La experiencia de campo indica que todas las resinas

curadas FASLOC T producen resistencias de anclaje semejantes. Las aplicaciones particulares deben especificar los parámetros de tensión bajo condiciones reales de trabajo (Véase la Tabla 2, página 4)

Figura 1
Resistencia de la Resina vs Tiempo Curado



Tiempo de Curado (minutos) a 23.8°C (75°F) desde el comienzo de la mezcla

1

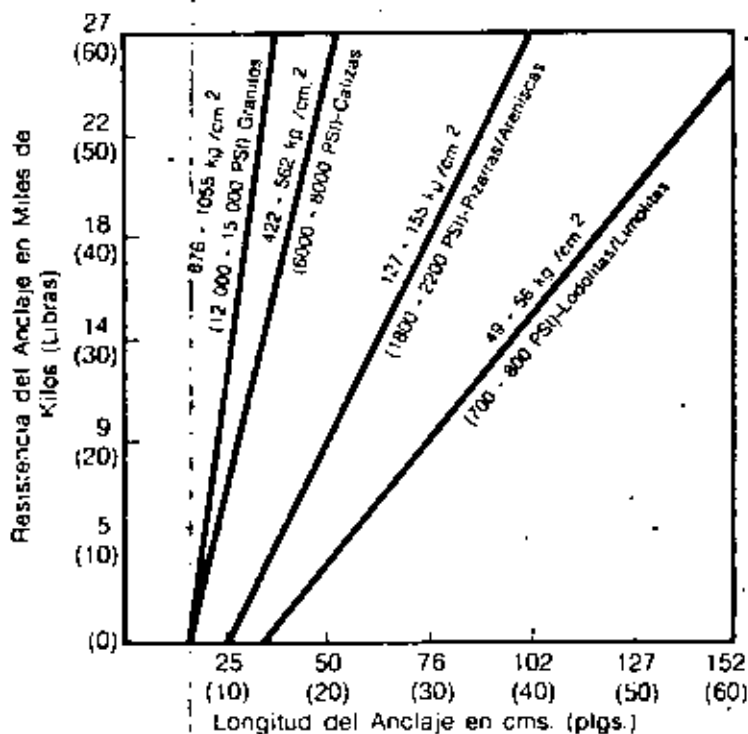
**fuerte
anclaje
de
estratos
diferentes**

2

**al aplicar
la carga se
desarrolla
una tensión
interna:**

Figura 2
Relación del Anclaje con Resina a la Resistencia Compresiva de la Roca.

Longitud en cms/Kg de Resistencia
(Longitud en Pulgs.)



NOTAS:

- Esta grafica ilustra el rango de resistencias del anclaje para efectos de la estimacion de las necesidades del anclaje a mayor diametro, mayor área de contacto.
- Dependiendo de la resistencia a la compresion de la roca, el diametro del barreno puede afectar la resistencia.
- Para determinar los requisitos reales deben utilizarse datos de pruebas de tension realizadas directamente en el campo.

Se ha obtenido un anclaje adecuado usando el sistema Du Pont de FASLOC T en una diversidad de formaciones (véase la Figura 2).

La resistencia de anclaje combinada de la resina y del perno excede el límite elástico del perno de acero. Las pruebas de tensión ilustran la resistencia de anclaje del sistema FASLOC T. (Ver Tabla 2).

Las pruebas de campo han demostrado que FASLOC ofrece una aumentada resistencia a las fallas de anclaje provocadas por voladuras o vibraciones.

Tabla 2
Resistencia típica de Anclaje obtenida con FASLOC T
FALOC T - 40mm (1 9/16") x 305mm (12") - Tiempo de Gelatinizado 5 - 10 mins.

Prueba Num.	Tipo de Roca	Longitud aprox. de Anclaje cms (plgs)		Carga Maxima Kgs. (Lbs)		Carga	
		cm	(plgs)	Kgs.	(Lbs)	Kg cm	(lbs/plg)
3	I B	50.8	(20)	57743	(127 106)	1138	4359
4	I B	50.8	(20)	66835	(134 757)	1198	6720
1	II B	50.8	(20)	32773	(72 166)	646	2679
7	II B	50.8	(20)	45758	(99 607)	892	3981
5	III B	50.8	(20)	29016	(65 508)	765	3297
6	III B	50.8	(20)	49340	(110,000)	985	4500
2	IV A	50.8	(20)	42137	(92,813)	831	3671
8	IV A	50.8	(20)	45258	(99 607)	892	3985

Diam. de barreno 47.6mm. (1 7/8") - Pernos. 2a. Barra No 11. Grado 50 35mm (1 3/8" diam.)

NOTAS:

CLASE	DESCRIPCION
Ib	Masiva a ligeramente fracturada - sin alivio, 30 cms o mas de espaciamiento entre juntas
IIb	Moderadamente fracturada, poca o nula alivada, 15 cms o mas de espaciamiento entre juntas
IIIb	Muy fracturada, moderada a altamente fracturada, espaciamiento entre juntas menor de 30 cms
IVa	Muy frilada y alivada, no plástica, mucha abundancia, espaciamiento entre juntas menor a 15 cms

3

gráfica constante de esfuerzos. . . no hay disminución progresiva

El anclaje con resina a toda la longitud de los pernos proporciona una resistencia efectiva a los esfuerzos en estratos de rocas. Antes, asegurando la satisfactoria estabilidad del estrato durante largos periodos de tiempo

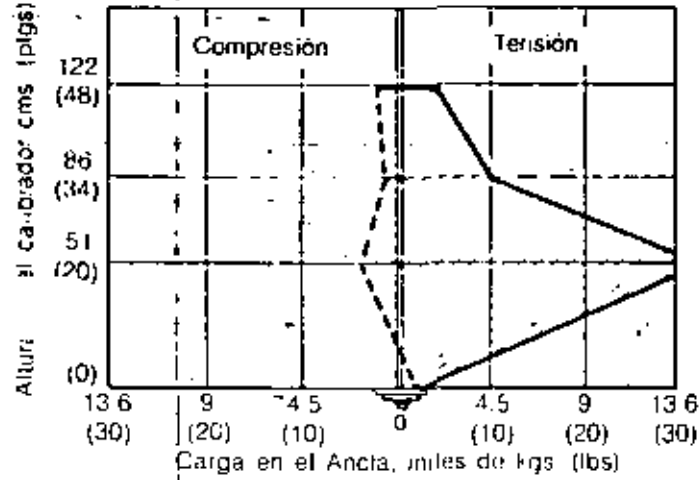
Las anclas cuya longitud total ha sido rellena con resina y cuyos esfuerzos fueron calibrados, una vez instalados en los estratos de roca, han probado que las

cargas axiales varían constantemente a lo largo de la longitud de cada perno. Esto se aprecia en la Figura 3.

Es muy frecuente encontrar partes de un ancla en compresión mientras otras actúan en tensión

Se han registrado movimientos cíclicos ascendentes y descendentes, aunque la tendencia dominante es descendente. (Ver Figura 4)

Figura 3
Cargas Axiales en un Ancla con Resina y Esfuerzos Calibrados
(inmediatamente después de la instalación y una semana después)



4

resiste los movimientos verticales y laterales de los estratos

El sistema Du Pont con FASLOC T está diseñado para resistir los movimientos verticales y laterales de los estratos de roca, causa común de las fallas.

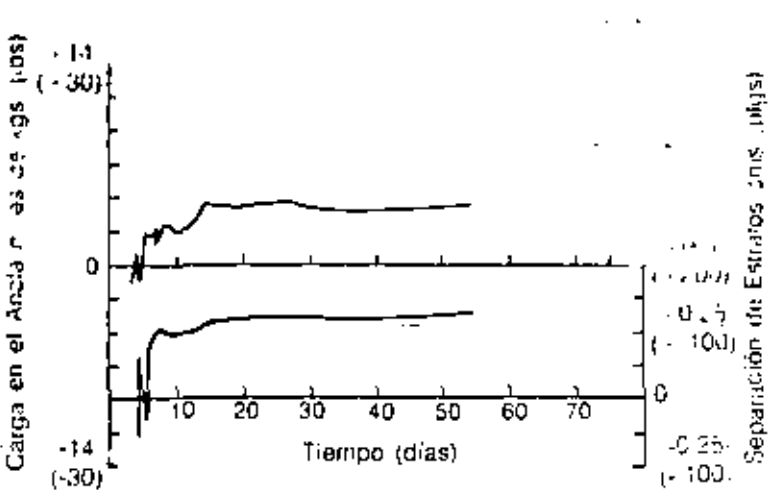
5

sellado completo del ancla y del barreno

El anclaje con resina a todo lo largo, sella efectivamente los barrenos húmedos y escurrientes y, en la mayoría de los casos, elimina el deterioro posterior del barreno y del estrato envolvente. El perno totalmente recubierto, es también protegido de un eventual debilitamiento causado por la corrosión.

El sistema Du Pont de anclaje con resina, no es afectado por agua de mar, agua potable, ácidos débiles o álcalis débiles.

Figura 4
Calibrado de un ancla sujeta a esfuerzos.
Carga / Tiempo de Separación de Estratos



especificaciones del cartucho de resina

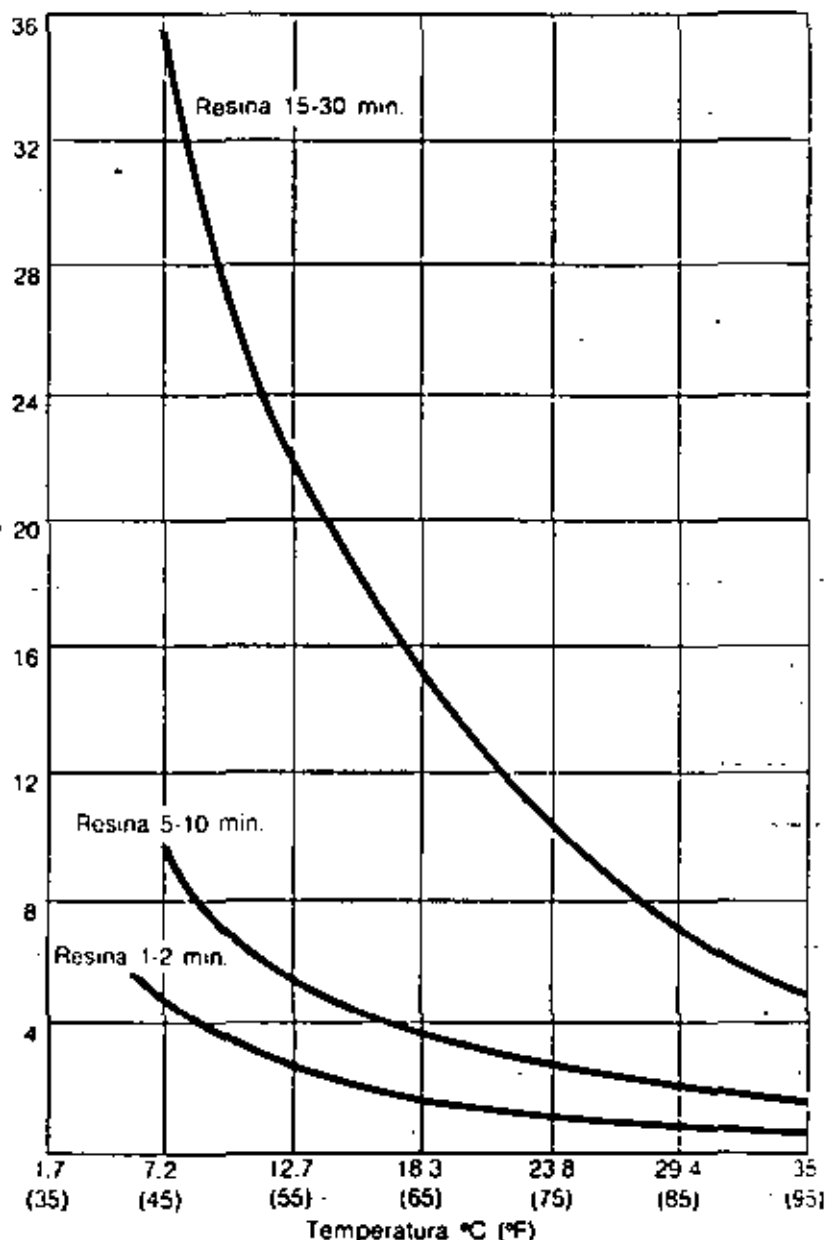
6

Figura 5
Tiempo de Gelatinización

Se ofrece un amplio rango de tiempos de fraguado para diversas condiciones. Los tiempos estándar de 1 minuto y de 2 minutos de fraguado satisfacen los requisitos de la mayoría de las minas subterráneas.

Sin embargo, para condiciones especiales donde las instalaciones son difíciles o se utilizan pernos tensados, anclados en toda su longitud, se ofrecen 2 tiempos adicionales de gelatinización más lenta. Estos son de 5-10 minutos (0510) y de 15-30 minutos (1530). Los tiempos de gelatinización se han estandarizado a 12.8 - 15.5°C (55-60°F). El efecto de la temperatura en los tiempos de fraguado se aprecia en la Figura 5.

Tiempo de Gelatinización (minutos)



Claves del color de los Cartuchos FASLOC[®] según el Tiempo de Fraguado.

Color de Cintas	Tiempo de Fraguado 12.8°C (55°F)
Ninguno	1 minuto
Verde	2 minutos
Ninguno	1 - 2 minutos
Rojo	5 - 10 minutos
Azul	15 - 30 minutos

Tabla 3
FASLOC T. Especificaciones de Cartuchos y Cajas

Dimensión cms.	Cartucho Plgs.	Caja Peso Bruto		Núm. Cart. por Caja	Núm. Cajas por Camilla	Peso Bruto Kgs. (lbs) por Camilla (incluye la Camilla)	
		Kgs.	Lbs.			Kgs.	Lbs.
2.70 x 30.5	1 1/16 x 12	24	53	70	40	985	2170
3.18 x 30.5	1 1/4 x 12	24	53	50	40	985	2170
3.50 x 30.5	1 3/8 x 12	23.1	51	40	40	949	2090
4.00 x 30.5	1 9/16 x 12	21.3	47	30	40	876	1930

Tabla 4.
(Plgs) de cartucho necesarios para retacar 30.5 cms.
(1 pie) de Ancla.
—Según combinación elegida de Perno-Cartucho-Diámetro Barreno—

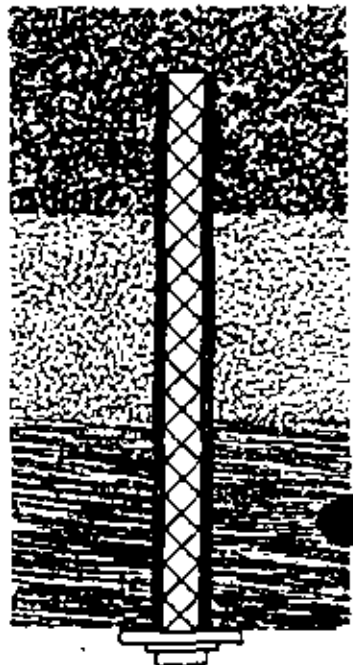
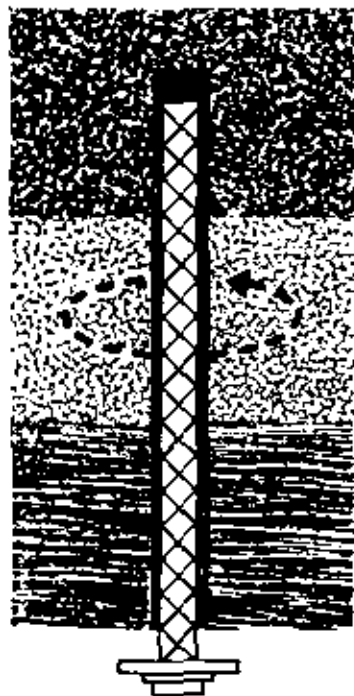
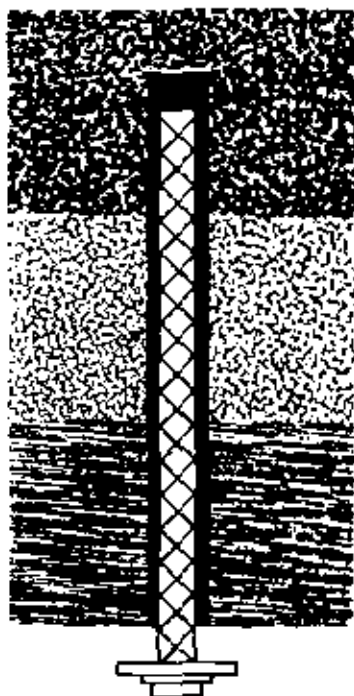
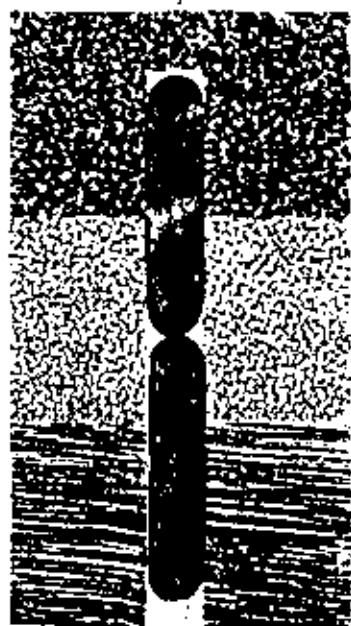
mm	(plgs)	Diámetro del Cartucho, mm (plgs)								
		23 (0.9)	27 (1-1/16)	27 (1-1/16)	32 (1-1/4)	32 (1-1/4)	35 (1 3/8)	40 (1-9/16)	40 (1 9/16)	40 (1 9/16)
# 6 - 19	(3/4)	16.5 (6.5)	19 (7.5)							
# 7 - 22	(7/8)		13.5 (5.3)	21.6 (8.5)	21.8 (8.6)					
# 8 - 25.4	(1)			15.2 (6.0)	17.2 (6.8)	24.3 (9.6)	26.4 (10.4)			
# 9 - 29	(1 1/8)				12.2 (4.8)	19.3 (7.6)	22.1 (8.7)	22.4 (8.8)		
# 10 - 32	(1 1/4)					13.5 (5.3)	18 (6.9)	18.8 (7.4)	24.4 (9.6)	
# 11 - 35	(1 3/8)						14.7 (5.8)	20.3 (8)	26.4 (10.4)	
# 14 - 41	(1 5/8)							10.9 (4.3)	17 (6.7)	
		25.4 (1)	29 (1-1/8)	32 (1-1/4)	35 (1-3/8)	38 (1-1/2)	41 (1-5/8)	44 (1-3/4)	47 (1-7/8)	51 (2)
		Diámetro del Barreno, mm (plgs)								

NOTAS:
Las longitudes de resaca mostradas no incluyen la sobre labreración o las irregularidades del barreno. Los calculos de necesidades deben conceder algo por excedentes.

procedimientos para la instalación del sistema FASLOCTM de perno y resina

8

Pernos No - Tensados.



1 Introduzca los cartuchos necesarios en el barreno.

2 Coloque el perno dentro del barreno hasta un punto ligeramente abajo de la línea de techo. El girar el perno durante este paso, es opcional. Los pernos enroscados pueden ser colocados hasta el tope.

3 **Perforadoras Rotatorias:** Gírese rápidamente el perno durante 10-12 segundos.
Perforadoras de Percusión Gírese el perno 40-60 revoluciones.

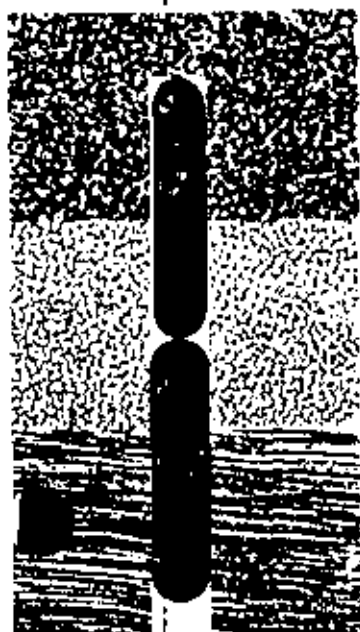
4 Force el perno hacia arriba con la máxima fuerza de empuje de la máquina y manténgala en posición hasta que la resina se endurezca. No debe girarse después de dado el Paso 3. La resina parcialmente endurecida puede dañarse.

Los procedimientos de instalación recomendados deben seguirse cuidadosamente para asegurar una perfecta aplicación del sistema de anclaje con la resina FASLOC.

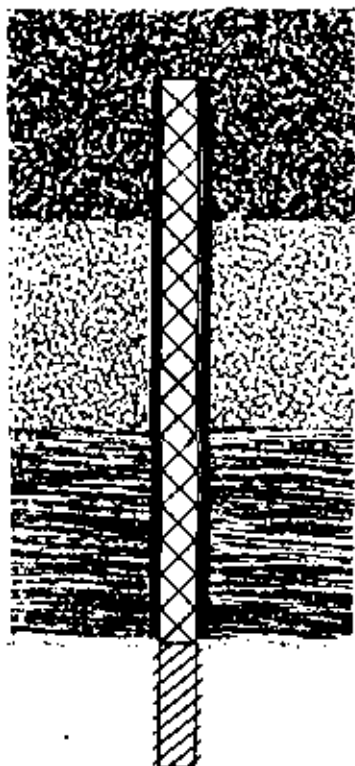
□ Los pernos y la resina deben instalarse a la brevedad posible en los techos recién descubiertos. Permitir que un techo se desvie o se cuelgue anula las posibilidades de un buen soporte.

□ No utilice cartuchos reventados o rotos. Los cartuchos averiados deben retirarse de la mina o de la obra.

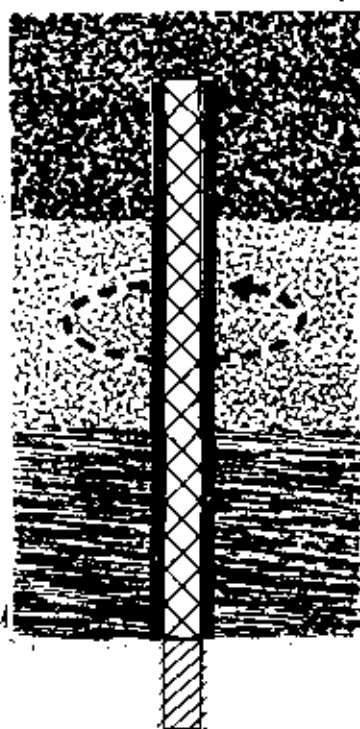
Pernos Pretensados



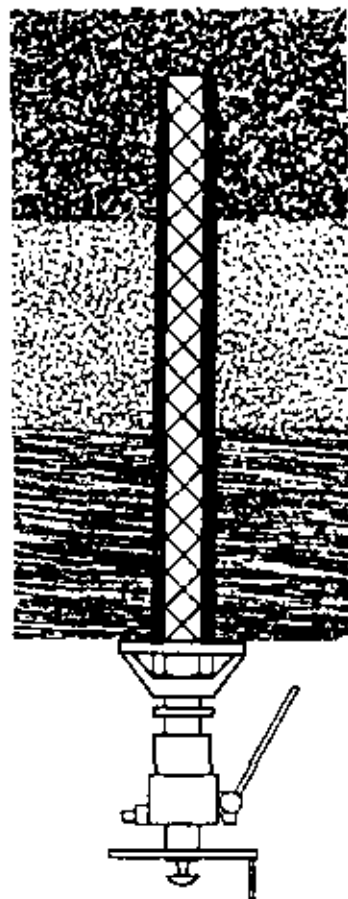
- 1** Después de hecho el barreno, introduzca los cartuchos de resina necesarios colocando los cartuchos de fraguado rápido (de color azul, ver arriba) en el extremo final del barreno, para fijar el perno antes de tensarlo. Después introduzca los cartuchos de fraguado lento en el extremo de la boca del barreno (de color negro, ver arriba).



- 2** Coloque el perno dentro del barreno. Es optativo hacerlo girar.



- 3** Introduzca el perno a toda la profundidad del barreno. Gírelo rápidamente durante un mínimo de 20 segundos, o un mínimo de 60 revoluciones, para asegurar el desgarramiento del cartucho y la debida mezcla de la resina y el catalizador.



- 4** Puede necesitarse usar un mortero de fraguado rápido para proporcionar la superficie adecuada para montar la placa de apoyo en la superficie de la roca, en ángulo recto al ancla. Tan pronto como los cartuchos de fraguado rápido fragüen —pero antes de que los de fraguado lento endurezcan—, comience el pretensado.

El pretensado puede hacerse mediante un ariete hidráulico, un tensador mecánico o una llave de torsión, según los requisitos señalados por el diseñador. Cuando los cartuchos de fraguado lento endurezcan, puede considerarse la operación terminada.

recomendaciones para almacenamiento

control de calidad

10

Para un máximo de conservación, los cartuchos Du Pont de resina para anclaje deben almacenarse alejados de la luz directa del sol, en sitio razonablemente fresco, bien ventilado y seco. La vida de almacenamiento llega a 1 año, dependiendo de las condiciones de temperatura del ambiente. Las cajas con cartuchos de resina deben apilarse en alturas de seis, pero nunca rebasando

nueve. El apilar en exceso aplastará las cajas y reventará los cartuchos. Es de toda importancia dar rotación a las existencias de manera que lo más viejo salga primero.

Los cartuchos de resina expuestos a una flama abierta, se encienden y arden como madera.

La calidad superior del sistema Du Pont con FASLOC[®] T, se asegura mediante un programa de control que consta de 3 partes:

- Pruebas de ingredientes
- Pruebas de control durante el proceso
- Pruebas de aceptación del producto terminado

Las especificaciones y los niveles de prueba para cada uno de los anteriores programas, han sido estadísticamente establecidos, basados en datos históricos reales para garantizar que el cliente reciba siempre un producto de calidad uniforme, que actúe confiablemente bajo las condiciones de trabajo de campo.

Pruebas de Ingredientes

Se requiere que todos los proveedores certifiquen que cada lote de ingredientes se ajuste a nuestras estrictas especificaciones, y proporcionen datos que corroboren su certificación. Cada ingrediente, además, es verificado y recheado por muestreo en nuestros laboratorios.

Pruebas de Control Durante el Proceso

La prueba de materiales durante el mezclado, previamente a su empaqueo, se conduce a frecuencias determinadas debiendo reunir las especificaciones para los siguientes parámetros:

- Viscosidad de la resina
- Tiempo de fraguado a 12.8° y 23.8°C (55° y 75°F)
- Porcentaje del activador
- Porcentaje de agregado inerte
- Temperatura de inflamación

Adicionalmente se prueban muestras de mezclas de resina y activador para determinar.

- Esfuerzo cortante
- Esfuerzo de tensión

Pruebas de Aceptación del Producto Terminado

Para mejor asegurar la calidad del producto que se embarca, se aplican los 7 parámetros siguientes al producto terminado, que aunque controlados automáticamente, son manualmente inspeccionados y probados, lote por lote:

- Longitud del cartucho
- Diámetro del cartucho
- Relación resina/activador
- Viscosidad de la resina
- Tiempo de gelatinización (fraguado)
- Número de cartuchos por caja
- Etiquetado de cajas y claves

En adición, se conservan muestras de cada lote en la planta, para referencia futura.

Los datos generados por todas las pruebas se revisan programadamente por el ingeniero de Control de Calidad y son computadas para uso posterior del encargado de Estadísticas, quien origina las revisiones convenientes a los niveles de pruebas y a las especificaciones, en un continuo esfuerzo por proporcionar productos de calidad mejorada, al cliente.

Precauciones para el manejo seguro

11

Precaución: No abra ni rompa el cartucho.

El contacto físico con el líquido contenido en el cartucho puede causar irritaciones leves. Siempre que se haga un anclaje de techo deben usarse anteojos de seguridad o caretas. En caso de que el producto entre a los ojos, de inmediato aplique agua en abundancia por un mínimo de 15 minutos.

Llame a un médico

Para el caso de contacto con la piel, bañe la parte afectada con agua. Un contacto prolongado con la piel puede causar una leve irritación. Esta irritación

debe calmarse al quitarse el material.

Los cartuchos están llenos de materias inertes, agua, resina poliésterica y un activador (los ingredientes activos incluyen proporciones menores de estireno y peróxido modificado de benzoni).

Los cartuchos de resina Du Pont están hechos para uso exclusivo industrial y diseñados para utilizarse conjuntamente con los pernos. Para un buen desempeño, son fundamentales las relaciones entre las dimensiones del barreno, la medida del perno y el tamaño y número de cartuchos.

Du Pont lo asistirá gustosamente para determinar las combinaciones adecuadas para aplicaciones específicas.

Los datos y recomendaciones aquí incluidos están basados en nuestra propia investigación y la de otras personas. Se ofrece gratuitamente y se consideran puros. No se garantiza, sin embargo, su precisión, así como su venta y distribución también se hace sin garantía expresa o implícita, cuando es así, que los receptores deben hacer sus propias pruebas para determinar la adecuación de tales productos para su uso particular. Asimismo, las especificaciones relativas a los posibles usos de nuestro producto no tienen el fin de recomendar ni de aprobar para ningún propósito, uso, método de propiedad Du Pont o sistema.

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101
102
103
104
105
106
107
108
109
110
111
112
113
114
115
116
117
118
119
120
121
122
123
124
125
126
127
128
129
130
131
132
133
134
135
136
137
138
139
140
141
142
143
144
145
146
147
148
149
150
151
152
153
154
155
156
157
158
159
160
161
162
163
164
165
166
167
168
169
170
171
172
173
174
175
176
177
178
179
180
181
182
183
184
185
186
187
188
189
190
191
192
193
194
195
196
197
198
199
200
201
202
203
204
205
206
207
208
209
210
211
212
213
214
215
216
217
218
219
220
221
222
223
224
225
226
227
228
229
230
231
232
233
234
235
236
237
238
239
240
241
242
243
244
245
246
247
248
249
250
251
252
253
254
255
256
257
258
259
260
261
262
263
264
265
266
267
268
269
270
271
272
273
274
275
276
277
278
279
280
281
282
283
284
285
286
287
288
289
290
291
292
293
294
295
296
297
298
299
300
301
302
303
304
305
306
307
308
309
310
311
312
313
314
315
316
317
318
319
320
321
322
323
324
325
326
327
328
329
330
331
332
333
334
335
336
337
338
339
340
341
342
343
344
345
346
347
348
349
350
351
352
353
354
355
356
357
358
359
360
361
362
363
364
365
366
367
368
369
370
371
372
373
374
375
376
377
378
379
380
381
382
383
384
385
386
387
388
389
390
391
392
393
394
395
396
397
398
399
400
401
402
403
404
405
406
407
408
409
410
411
412
413
414
415
416
417
418
419
420
421
422
423
424
425
426
427
428
429
430
431
432
433
434
435
436
437
438
439
440
441
442
443
444
445
446
447
448
449
450
451
452
453
454
455
456
457
458
459
460
461
462
463
464
465
466
467
468
469
470
471
472
473
474
475
476
477
478
479
480
481
482
483
484
485
486
487
488
489
490
491
492
493
494
495
496
497
498
499
500
501
502
503
504
505
506
507
508
509
510
511
512
513
514
515
516
517
518
519
520
521
522
523
524
525
526
527
528
529
530
531
532
533
534
535
536
537
538
539
540
541
542
543
544
545
546
547
548
549
550
551
552
553
554
555
556
557
558
559
560
561
562
563
564
565
566
567
568
569
570
571
572
573
574
575
576
577
578
579
580
581
582
583
584
585
586
587
588
589
590
591
592
593
594
595
596
597
598
599
600
601
602
603
604
605
606
607
608
609
610
611
612
613
614
615
616
617
618
619
620
621
622
623
624
625
626
627
628
629
630
631
632
633
634
635
636
637
638
639
640
641
642
643
644
645
646
647
648
649
650
651
652
653
654
655
656
657
658
659
660
661
662
663
664
665
666
667
668
669
670
671
672
673
674
675
676
677
678
679
680
681
682
683
684
685
686
687
688
689
690
691
692
693
694
695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763
764
765
766
767
768
769
770
771
772
773
774
775
776
777
778
779
780
781
782
783
784
785
786
787
788
789
790
791
792
793
794
795
796
797
798
799
800
801
802
803
804
805
806
807
808
809
810
811
812
813
814
815
816
817
818
819
820
821
822
823
824
825
826
827
828
829
830
831
832
833
834
835
836
837
838
839
840
841
842
843
844
845
846
847
848
849
850
851
852
853
854
855
856
857
858
859
860
861
862
863
864
865
866
867
868
869
870
871
872
873
874
875
876
877
878
879
880
881
882
883
884
885
886
887
888
889
890
891
892
893
894
895
896
897
898
899
900
901
902
903
904
905
906
907
908
909
910
911
912
913
914
915
916
917
918
919
920
921
922
923
924
925
926
927
928
929
930
931
932
933
934
935
936
937
938
939
940
941
942
943
944
945
946
947
948
949
950
951
952
953
954
955
956
957
958
959
960
961
962
963
964
965
966
967
968
969
970
971
972
973
974
975
976
977
978
979
980
981
982
983
984
985
986
987
988
989
990
991
992
993
994
995
996
997
998
999
1000



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

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION**

**NOTAS ACLARATORIAS DE LOS TEMAS: SOSTENIMIENTO
Y PLASTIFICACION, Después de la Práctica de
Campo -miércoles 13 mayo 1981-**

Dr Benjamín Celada Tamames

Mayo, 1981

- * Efectos de la construcción de un túnel
 - Asentamientos en superficie (1)
 - Redistribución de tensiones
- * Límite de asentamientos
 - Elástico σ_R (Fig 14 Concepto Surt.) (TR)
 - Elasto-Plástico: Depende de la competencia siempre mas de σ_R . (Fig 25 Plástico) (TR)

* Túneles superficiales ($H < 40m$)

- Presión del terreno importante

$$\sigma_T = 40m \times 0,025 \frac{kN}{m^3} = 1 MPa +$$

Presión de agua

$$\sigma_U = 40m \times 0,010 \frac{kN}{m^3} = 0,4 MPa$$

TOTAL 1,4 MPa

- Si la zona de influencia corta a la superficie del terreno el equilibrio sin sostenimiento si la roca no es competente solo se consigue con el colapso total del túnel.
- los asentamientos en superficie son incompatibles con construcciones.

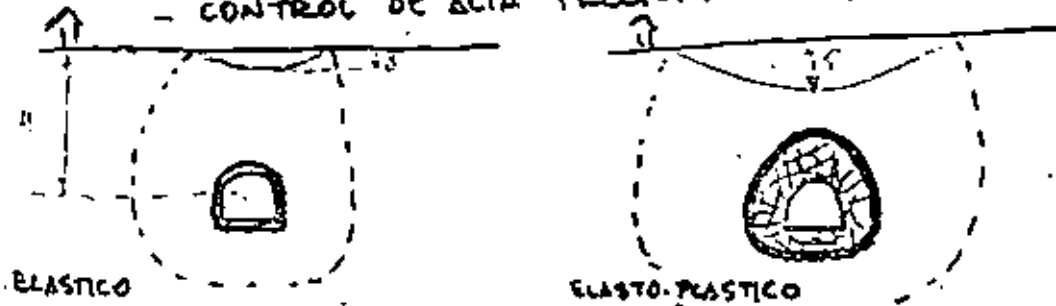
- SE EMPLEAN MÉTODOS DE EXCAVACION QUE NO DEJEN MOVERSE A LOS TERRENOS

- **SOSTENIMIENTOS RIGIDOS**

- CONTROL DE ALTA PRECISION

Aumentando competencia
Disminuyendo superficie descubierta

- Inyecciones
- Congelación
- Bulones largos
- SECCION PARCIAL
- TOPOS DOVELA
- MINADORES (D)



Túneles medios

$40 < H < 100m$. Depende de la competencia de la roca

CRITERIOS DE PLASTIFICACION

- NO PRODUCEN ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE
- LOS PICOS DE PRESION SON MUY FUERTES Y SOLO PUEDEN SER AGUANTADOS POR LA ROCA NO POR EL SOSTENIMIENTO

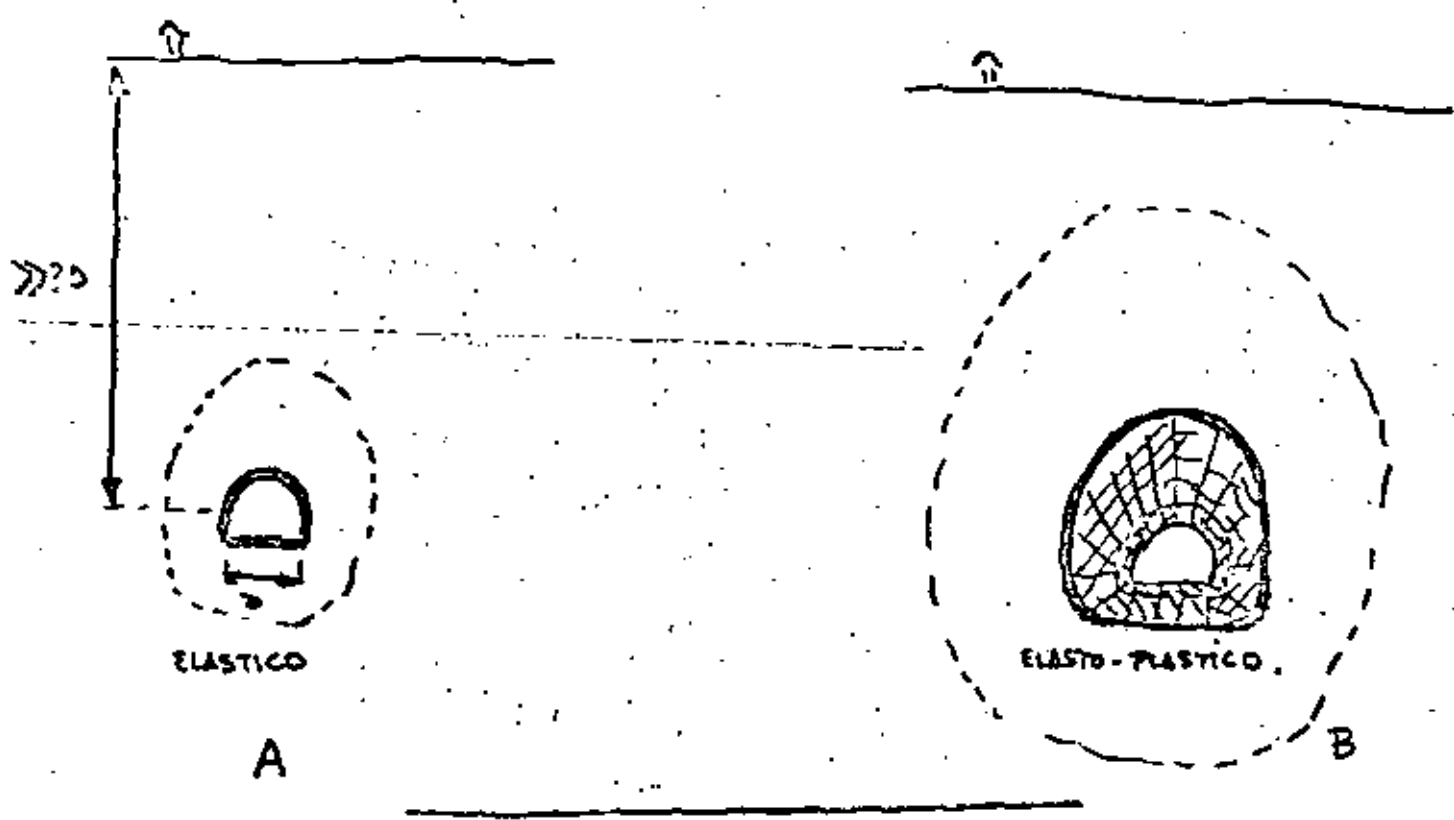
- EL SOSTENIMIENTO SOLO ADAPTA LA PRESION DE EQUILIBRIO QUE DEBE SER MUY BAJA ($q < 1 MPa$)

- SOLUCION CONCEPTUAL

- + SOPORTE MINIMO DE SEGURIDAD AL FRENTE { Bulonaje, Guitardo, Cercas
- + SOSTENIMIENTO DEFINITIVO EN EL EQUILIBRIO
- + PREVER REDUCCION DE SECCION PARA ALCANZAR EL EQUILIBRIO Y SOBREEXCAVAR { SIN PROBLEMAS 20% }
 - + MAL QUEDARSE CORTO
 - + PUEDE SER MALO UNA EXCAVACION EN EXCESO SI SE HORMIGONA

- REALIZACION

- + CUANTO MAYOR SEAN LAS DEFORMACIONES PARA EL EQUILIBRIO { + utilizar minadora y topes }
 - + Voladureros de contorno
 - + Optimizar la seccion { TRACCIONES }
 - + Seccion parcial { PICOS }
- + EMPLEAR SOSTENIMIENTOS FLEXIBLES { + Arcos cedentes }
 - + Bulonaje
 - + Guitado
- + NO EMPLEAR NUNCA SOSTENIMIENTOS RIGIDOS (3D)
- + INSTRUMENTACION DE POCA PRECISION (0,1 mm)



Ⓐ Tunnel de 5,20 m de diámetro excavado a 200 m en un terreno con $\sigma_c(RI) = 60 \text{ MPa}$, $\nu = 0,25$, $E = 1000 \text{ MPa}$, pero especifico total $\gamma = 0,027 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$

1º Tension de campo

$$\sigma_v = \gamma \cdot H = 200 \text{ m} \cdot 0,027 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3} = 5,4 \text{ MPa}$$

2º Resistencia a compresion del macizo

$$\sigma_c = \frac{\sigma_c(RI)}{f} \quad (\text{Pg. 20 PLASTIFICACION}) \quad f = 4$$

$$\sigma_c = \frac{60 \text{ MPa}}{4} = 15 \text{ MPa}$$

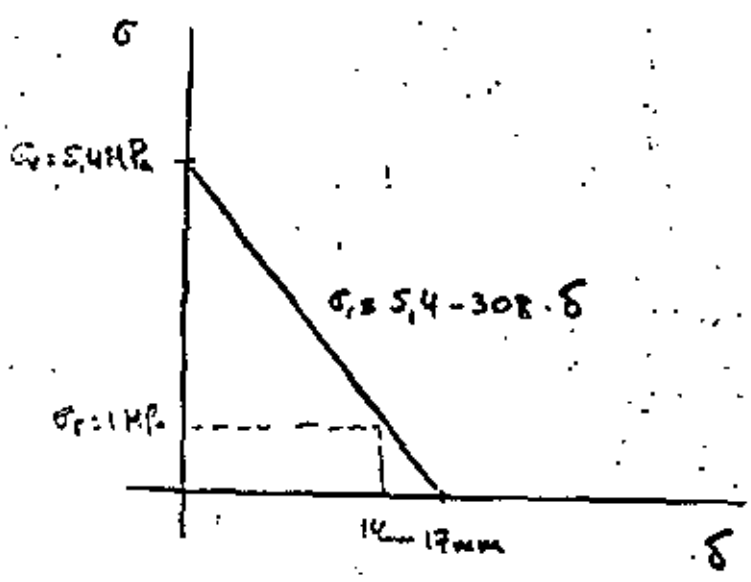
DISCONTINUIDADES MUY PROXIMAS EN ROCA NORMAL

3º Criterio de plasticacion

El mas elemental $\sigma_c < 2\sigma_v$

$$15 \text{ MPa} < 2 \times 5,4 \quad \text{REGIMEN ELASTICO}$$

4º. Estimar el estado de equilibrio



Expresión (1) ^(TR) Concepto del sostenimiento

$$\sigma_r = \sigma_v - \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \frac{\gamma}{r_0}$$

$$\sigma_r = 5,4 - \frac{1000}{1+0,25} \cdot \frac{\delta}{2,6} = 5,4 - 308 \cdot \delta$$

$$\sigma_r = 0 \quad \delta = \frac{5,4}{308} = 0,017 \text{ m} = \underline{17 \text{ mm}}$$

Si $\sigma_r = 1 \text{ MPa}$; $\delta = \frac{5,4 - 1}{308} = 0,014 \text{ m} = \underline{14 \text{ mm}}$

La diferencia entre la necesidad de emplear un sostenimiento muy fuerte ($\sigma_r = 1 \text{ MPa}$) y no necesitar sostenimiento estriba en permitir una deformación extra de 3 mm !!

5º. Controlar el punto de equilibrio

- * MEDIR LA DEFORMACION (CONVERGENCIA)
- * MEDIR TENSION EN MACIZO
 - } RADIAL → SOSTENIMIENTO
 - } TANGENCIAL → ROCA
- * MEDIR TENSION EN SOSTENIMIENTO

(5) Supongamos que la roca está más fracturada de tal forma que $f = 6.5$ y $E = 500 \text{ MPa}$.

1º La tensión de campo será la misma $\sigma_v = 5.4 \text{ MPa}$

2º La resistencia a compresión del macizo vale

$$\sigma_c = \frac{\sigma_c(RI)}{f} = \frac{60 \text{ MPa}}{6.5} = \underline{9.2 \text{ MPa}}$$

3º Criterio de plastificación

$$\sigma_c < 2 \cdot \sigma_v \quad " \quad 9.2 \text{ MPa} < 2 \cdot 5.4 \quad \underline{\text{NO HAY REGIMEN ELÁSTICO}}$$

4º Estado de equilibrio No hay expresiones fáciles para determinar la curva característica $\sigma = \sigma(\delta)$. Hay soluciones analíticas de PEGGER y WITKE propugna el método de los elementos finitos.

Podemos estimar el radio de plastificación por las fórmulas del apartado 4.1 (Plastificación)

4.1 Carga bruta de resistencia

$$r_p = r_0 \left\{ \frac{2q - \sigma_c + p'(R+1)}{(p+p')(R+1)} \right\}^{\frac{1}{R-1}}$$

$$r_0 = 2.6 \text{ m} \quad " \quad q = \sigma_v = 5.4 \text{ MPa} \quad " \quad \sigma_c = 9.2 \text{ MPa} \quad " \quad p' = 0.1 \text{ MPa}$$

$$R = 3 \Rightarrow R = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \Rightarrow \phi = 30^\circ \quad " \quad p = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\Gamma_p = 2.6 \left\{ \frac{2 \cdot 5.4 - 9.2 + 0.1(3+1)}{(0.1+0.1)(3+1)} \right\}^{\frac{1}{3-1}} = \underline{4.11 \text{ m}}$$

4.2 Caída progresiva de resistencia

$$\Gamma_p = \Gamma_0 \left\{ (1 - \text{sen } \phi) \frac{q + c \cdot \text{ctg } \phi}{p + c \cdot \text{ctg } \phi} \right\}^{\frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \text{ sen } \phi}}$$

$\Gamma_0 = 2.6 \text{ m}$, $\phi = 30^\circ$, $q = 5.4 \text{ MPa}$, $p = 0.1 \text{ MPa}$

la cohesión c la estimamos a partir de la expresión de

FAIRHURST (expresión (3) Técnica de campo)

$$z = \sigma_c \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} \sqrt{1+n} \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \quad \text{Si } \sigma_n = 0 \quad z = c \text{ en decir}$$

$$c = \sigma_c \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} \quad \text{tomando } n = \frac{\sigma_c}{\sigma_T} \approx 10 \quad \text{luego}$$

$$c = 9.2 \frac{\sqrt{1+10} - 1}{10} = \underline{2.13 \text{ MPa}}$$

$$\Gamma_p = 2.6 \left\{ (1 - \text{sen } 30) \frac{5.4 + 2.13 \cdot \text{ctg } 30}{0.1 + 2.13 \cdot \text{ctg } 30} \right\}^{\frac{1 - \text{sen } 30}{2 \cdot \text{sen } 30}} = 2.6 (1.2)^{0.5} = \underline{\underline{2.84 \text{ m}}}$$

Podemos tambien calcular el desplazamiento radial del perimetro de la galera mediante las expresiones del apartado 4.2

4.2.1 Caida brusca de resistencia

$$u_0 = r_0 \frac{1+\nu}{E} \left\{ \frac{(R-1) \cdot q + \sigma_c}{(R+1)} \right\} \left\{ \frac{2q - \sigma_c + p'(R+1)}{(p+p')(R+1)} \right\} \frac{2+\epsilon}{R-1} \quad (29)$$

$r_0 = 2.6 \text{ m}$, $\nu = 0.25$, $E = 500 \text{ MPa}$, $R = 3$, $q = 5.4 \text{ MPa}$,

$\sigma_c = 9.2 \text{ MPa}$, $p' = 0.1 \text{ MPa}$, $p = 9.1 \text{ MPa}$, $\epsilon = 0.2$ (pg. 22 Plasticificación, $0 < \epsilon < 0.5$)

$$u_0 = 2.6 \frac{1+0.25}{500} \left\{ \frac{(3-1) \cdot 5.4 + 9.2}{(3+1)} \right\} \left\{ \frac{2 \cdot 5.4 - 9.2 + 9.1(3+1)}{(0.1+9.1)(3+1)} \right\} \frac{2+0.2}{3-1}$$

$$u_0 = 6.5 \cdot 10^{-3} \cdot (5) \cdot (2.5)^{1.1} = 89 \cdot 10^{-3} \text{ m} = \underline{\underline{89 \text{ mm}}}$$

La convergencia por el doble es decir 178 mm.

la reducción de sección vale $\pi \frac{D_I^2}{4} - \pi \frac{D_F^2}{4}$



$= \frac{\pi}{4} (D_I^2 - D_F^2)$ y en %

$$\Delta S = \frac{\frac{\pi}{4} (D_I^2 - D_F^2)}{\frac{\pi}{4} D_F^2} = \frac{D_I^2 - D_F^2}{D_F^2} = \frac{D_I^2}{D_F^2} - 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} D_I = 2.6 \text{ m} \\ D_F = 2.6 \cdot 0.178 = 2.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$\Delta S = 15.4\%$

7.2 Sin caída brusca de resistencia

$$u_0 = r_0 \left\{ (1+\nu) \cdot \frac{q + C \cdot \cos \phi}{E} \cdot \left(\frac{r_p}{r_0} \right)^2 \sin \phi + \varepsilon \cdot \left[\left(\frac{r_p}{r_0} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (30)$$

$r_0 = 2,6 \text{ m}$; $\nu = 0,25$; $q = 5,4 \text{ MPa}$, $C = 2,13 \text{ MPa}$, $\phi = 30^\circ$, $E = 500 \text{ MPa}$

$r_p = 2,84 \text{ m}$ $\varepsilon = 0,2$

$$u_0 = 2,6 \left\{ (1+0,25) \cdot \frac{5,4 + 2,13 \cdot \cos 30}{500} \cdot \left(\frac{2,84}{2,6} \right)^2 \sin 30 + 0,2 \left[\left(\frac{2,84}{2,6} \right)^2 - 1 \right] \right\}$$

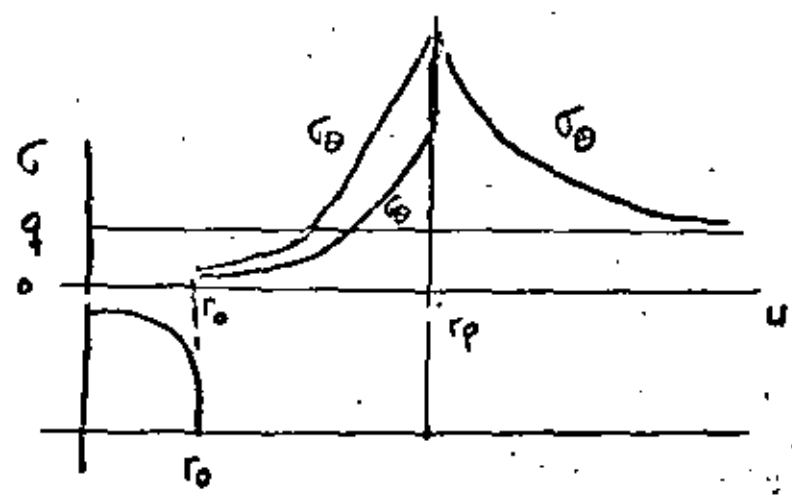
$u_0 = 0,079 \text{ m} = \underline{\underline{79 \text{ mm}}}$

la convergencia es $2 \times 79 = \underline{\underline{158 \text{ mm}}}$

y la reducción de sección (en % de la final)

$$\Delta S = \frac{D_I^2}{D_F^2} - 1 = \frac{(2,6)^2}{(2,6 - 0,158)^2} - 1 = \underline{\underline{13,3\%}}$$

NOTESE QUE ADMITIR UNA CAIDA PROGRESIVA DE RESISTENCIA SUPONE MAYORAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL MACIZO (CON MENORES DEFORMACIONES)



5. CONTROL

(3)

En este caso algunos controles

- + TENSIONES EN EL SOSTENIMIENTO (Nuevo supuesto $p=0,1 \text{ MPa}$)
- + TENSION RADIAL EN EL MUCOSO
- + TENSION TANGENCIAL EN EL MUCOSO
- + CREACION DE LA ZONA PLASTIFICADA que tendrá mayores deformaciones unitarias que en la ZONA ELASTICA. Hay que aplicar las técnicas de extensometría.

la precisión de los aparatos de control no hace falta que sea excesiva y en todo caso debe estar de acuerdo con la BONDAD DEL MODELO TEORICO EMPLEADO y con los comentarios sobre el comportamiento mecánico del mucoso.

TUNELES PROFUNDOS

En general se producirá una mayor plasticización al aumentar la plasticización pero, salvo casos extremos, la relación correcta para prever la deformación de los terrenos y realizar una noble excavación. Cuando las aparatos sean importantes los cálculos deben ser más afinados basándose en datos más fiables.

Se recomienda estudiar con profundidad las causas de la INCOMPETENCIA DE LA ROLA ya que la va a utilizar cortará minutos muy fuertes esta muy limitada económicamente. Algunas soluciones que atacan de raíz el problema son

- + Nuevo trazado que permitirá evitar terrenos incompetentes o zonas de acumulación de tensiones.
- + Drainaje que permitirá eliminar el negativo efecto de la presión de agua. (SEIKAN, se drenaba el punto!)
- + Evitar cambios de humedad la expansión de la Anhidrita (SO_4Ca) que se hidrata o yeso ($SO_4Ca \cdot 2H_2O$) se evita si se impermeabiliza el contacto de la anhidrita con resina de políster en capas de menos de 1mm.
- + Evitar fenómenos físico-químicos que producen la expansión de las arcillas expansivas, cuando no se puede regular las variaciones de humedad, mediante el empleo de productos químicos que anulen los fenómenos de atracción eléctrico-de los dipolos de agua.



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

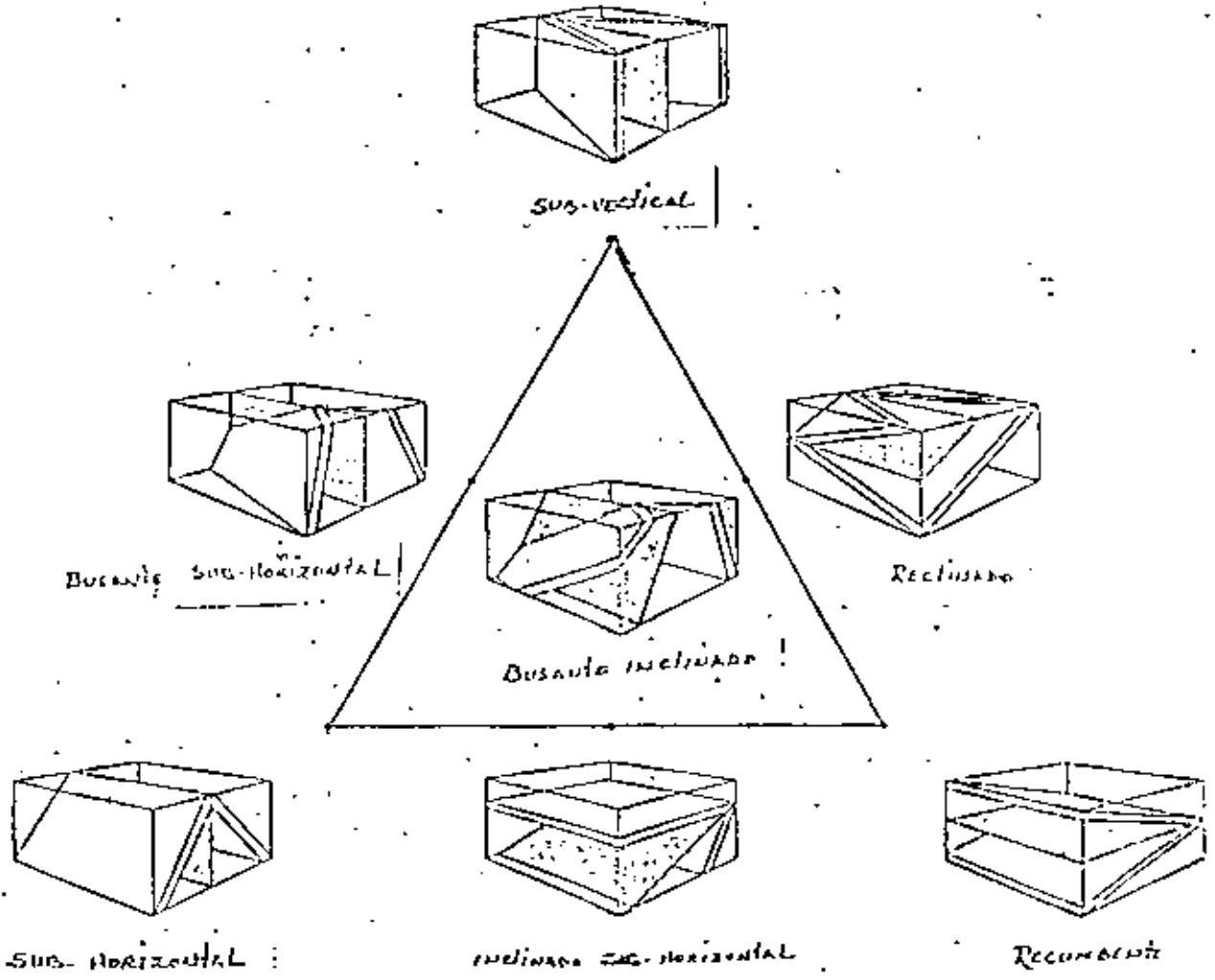
MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y
LA CONSTRUCCION

— Anexos —

Ing Rolando de la Llata Romero

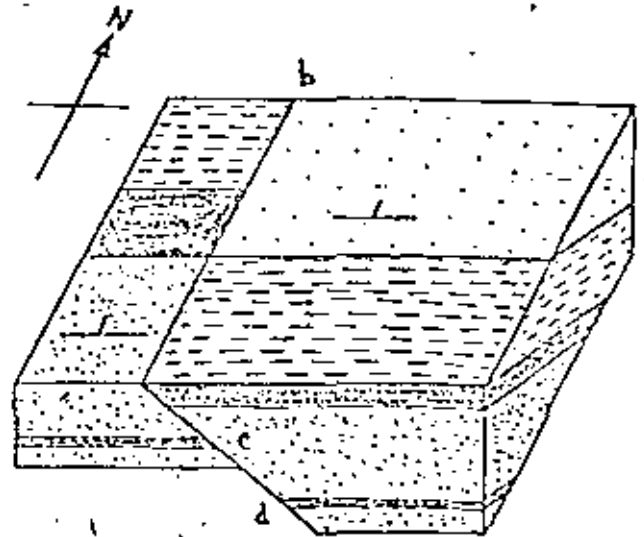
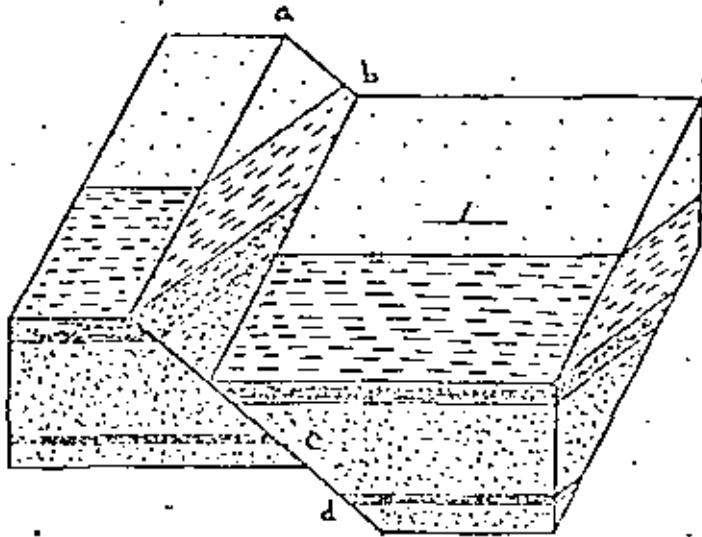
Mayo, 1981

DESCRIPCION Y CLASIFICACION DE PLEGUES



(1)

3) El movimiento aparente en sección vertical, igual al desplazamiento neto.



A. $ab = cd = \text{desplazamiento neto}$.

B. Después de que la parte superior del piso ha sido dislocada. Falla de mano derecha (aparente)

Relación entre el movimiento aparente y el deslizamiento neto de una falla.

3.)

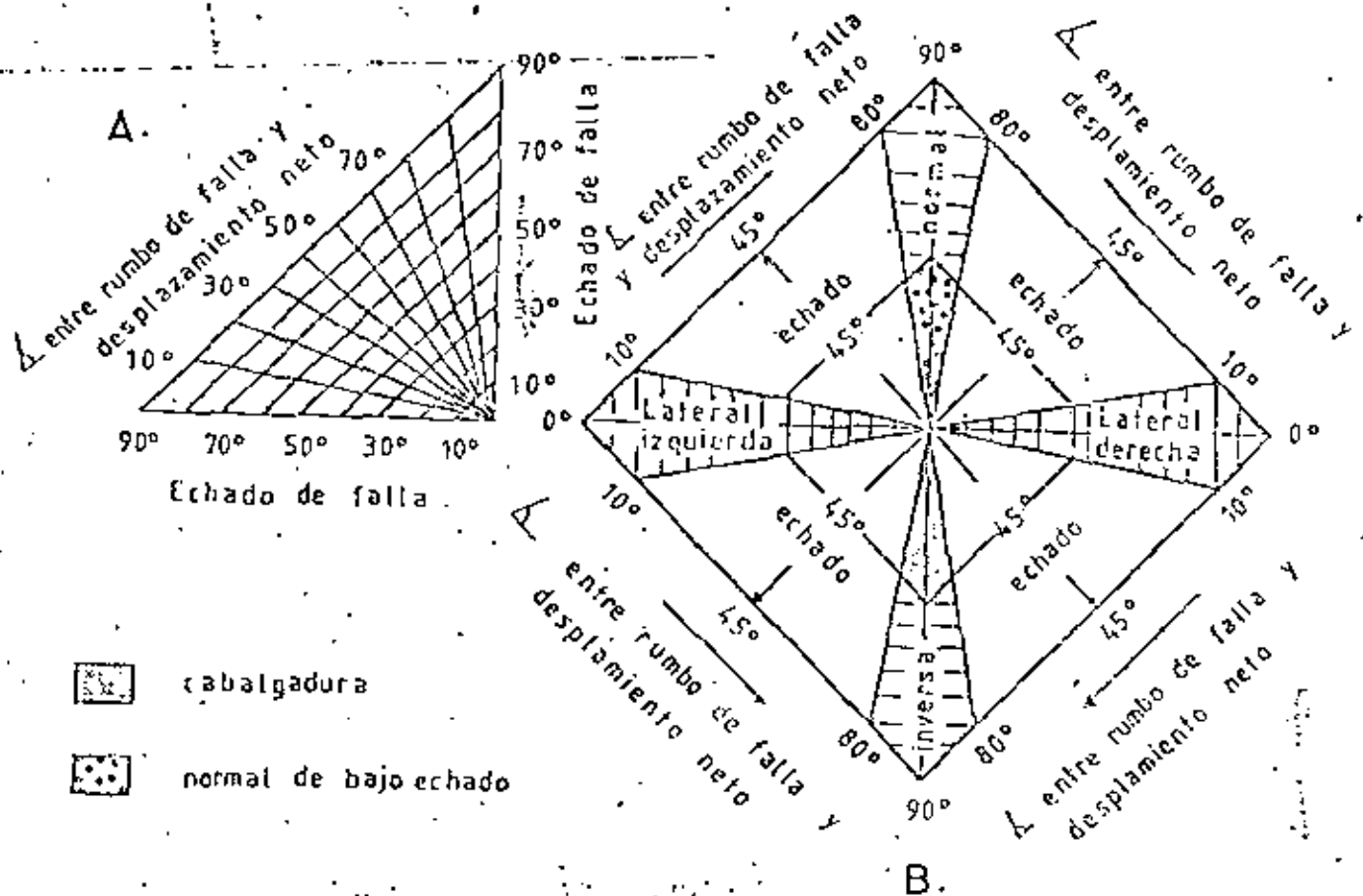


Figura 2.- Clasificación de fallas; A, Red triangular del echado de falla y del ángulo del rumbo de la falla y del desplazamiento neto; B, Las diferentes clasificaciones de las fallas, según la red. Los casos especiales de fallas de echado y de rumbo, están representados en la zona sombreada, los otros casos por deslizamiento oblicuo están en blanco. Nótese que para clasificar las fallas de esta manera, es necesario conocer el desplazamiento relativo entre bloques, el echado del plano de falla y la orientación del desplazamiento neto (según Rickard, 1972).

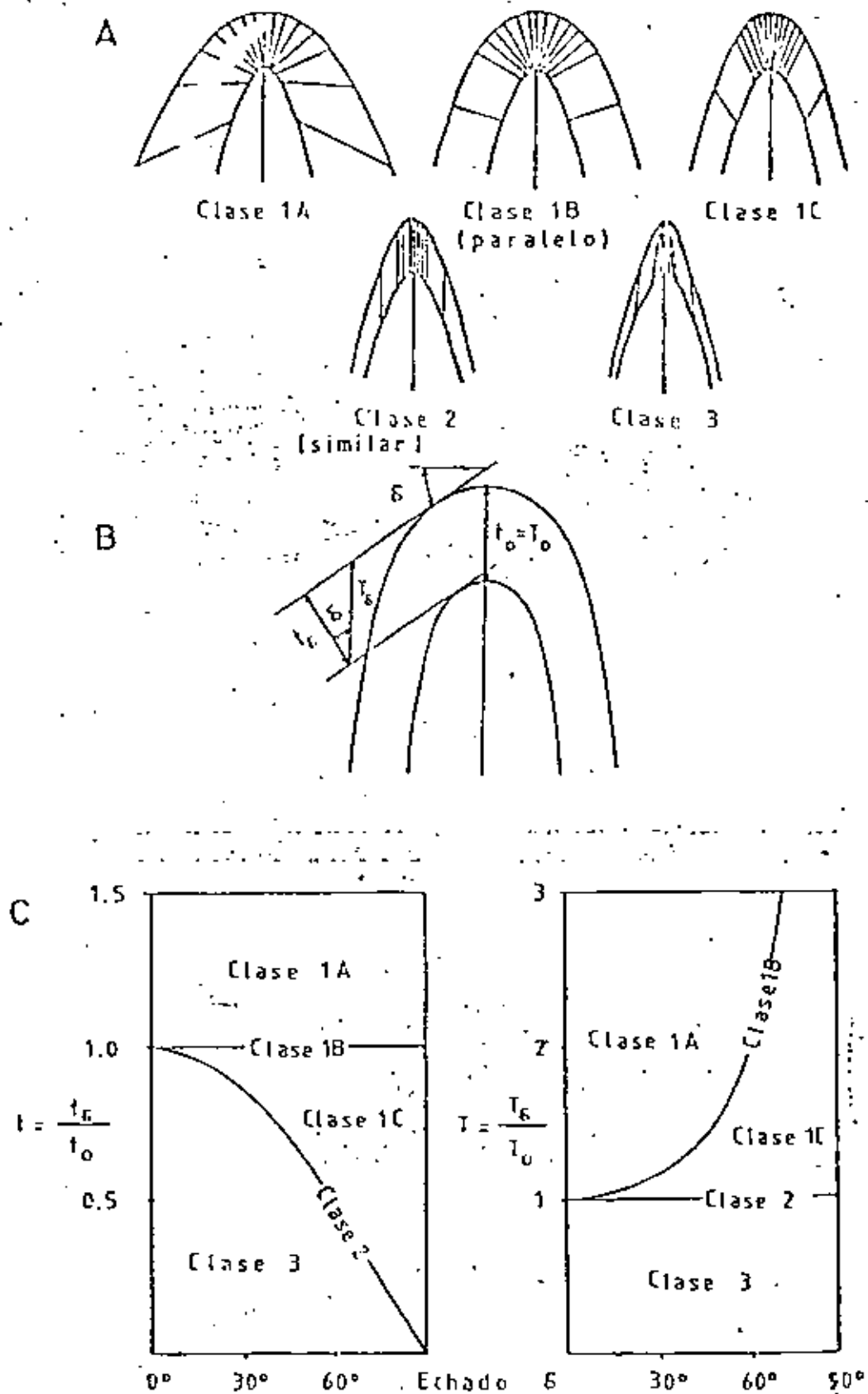


Figura 1.- Clasificación de pliegues por el método de las isógonas; A muestra 5 pliegues diferentes; B elementos medibles; C clasificación cuantitativa (según Ramsay, 1967).

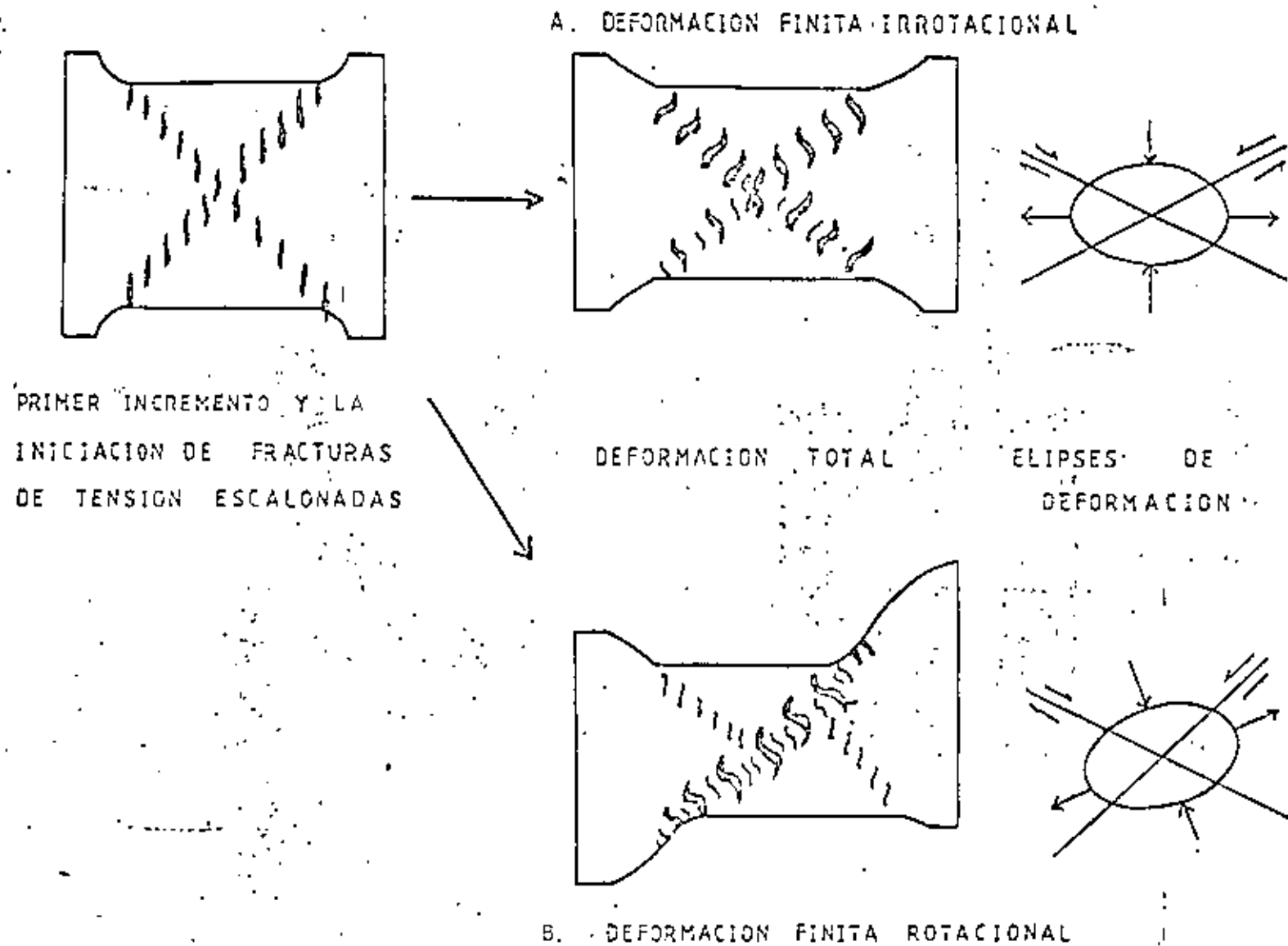


Figura 29.- A, geometría y disposición de la deformación finita irrotacional y progresiva. B, deformación progresiva rotacional (según Ramsay y Graham, 1970).

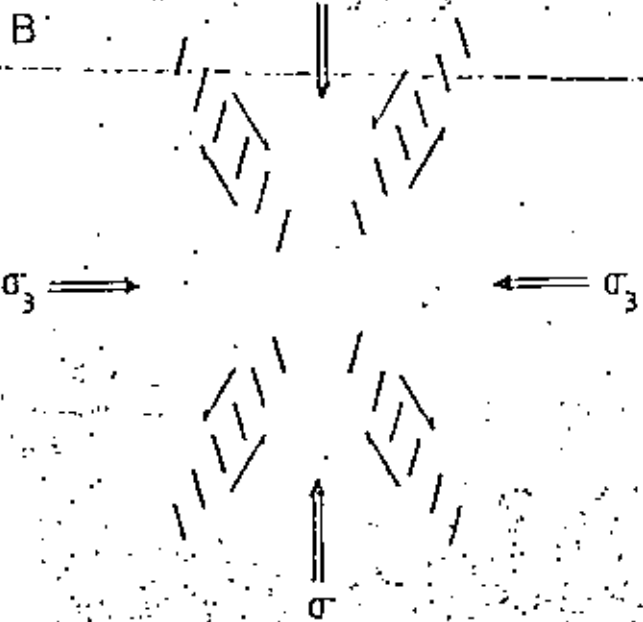
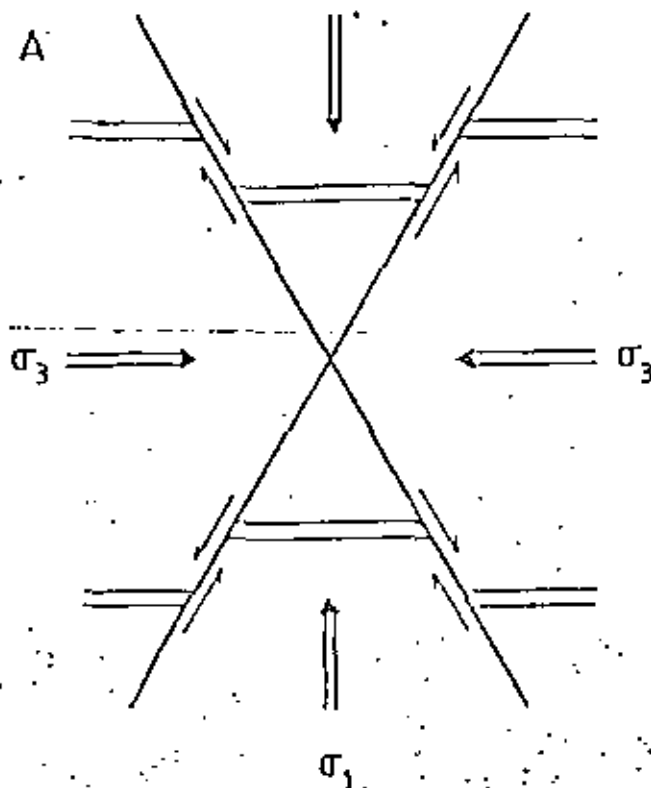


Figura 28. - A, Frácturas conjugadas por cizallamiento. σ_1 bisecta al ángulo agudo de los planos de cizallamiento, σ_2 es paralelo a la dirección de intersección de los planos. σ_3 bisecta al ángulo obtuso. B, corresponde a una zona conjugada de cizallamiento, con fractura de tensión escalonada. Las flechas pequeñas muestran el sentido de desplazamiento.

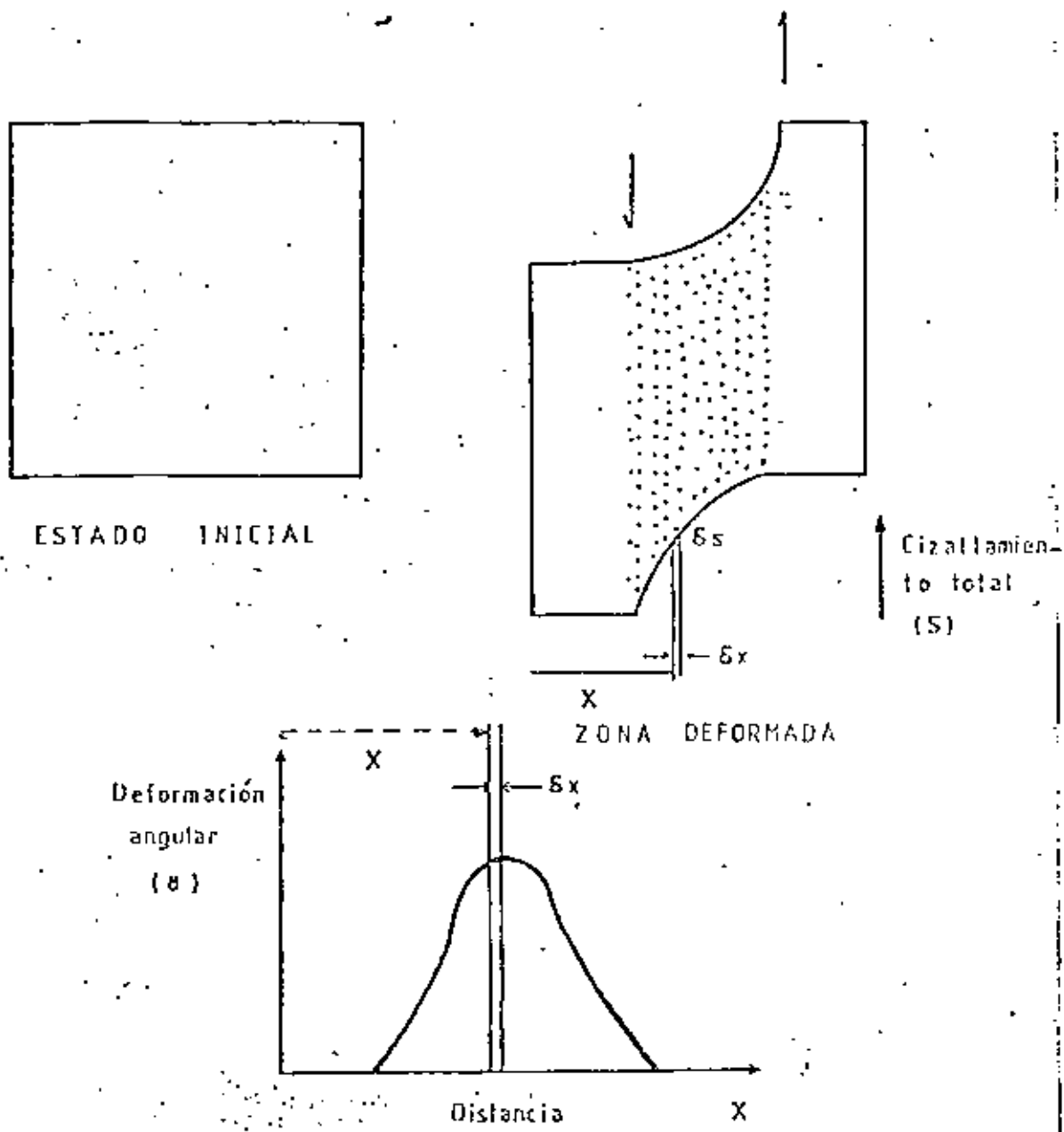


Figura 26.- Variación de cizallamiento (θ) dentro de una zona de cizalla heterogénea. El desplazamiento total (S) se calcula sumando todos los elementos infinitesimales (δs) (según Ramsay y Graham, 1970).



Figura 24.- Zona de fracturas de tensión escalonadas, mostrando la dirección de desplazamiento por el cizallamiento simple. Las flechas marcan el sentido de desplazamiento. La flecha curva muestra una zona que presenta una lineación que comprueba asimismo la orientación del desplazamiento.

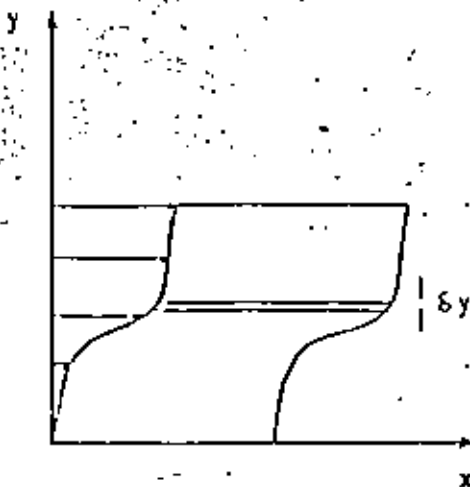


Figura 25.- Deformación de un cizallamiento simple en forma heterogénea.

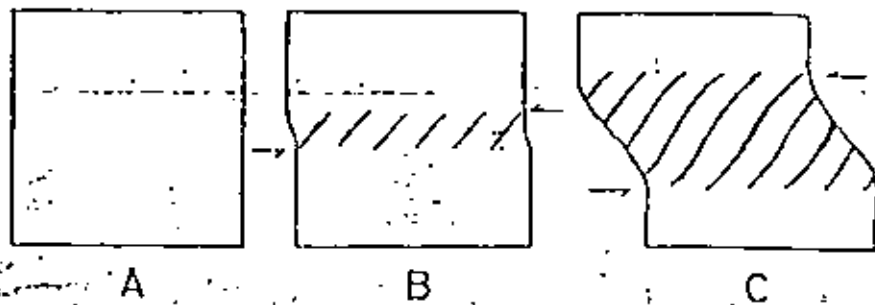


Figura 22. - Desarrollo de una zona de fracturas de tensión escalonada. Las ilustraciones muestran las estructuras que se forman por la deformación progresiva en una roca isotrópica (según Ramsay, 1967).

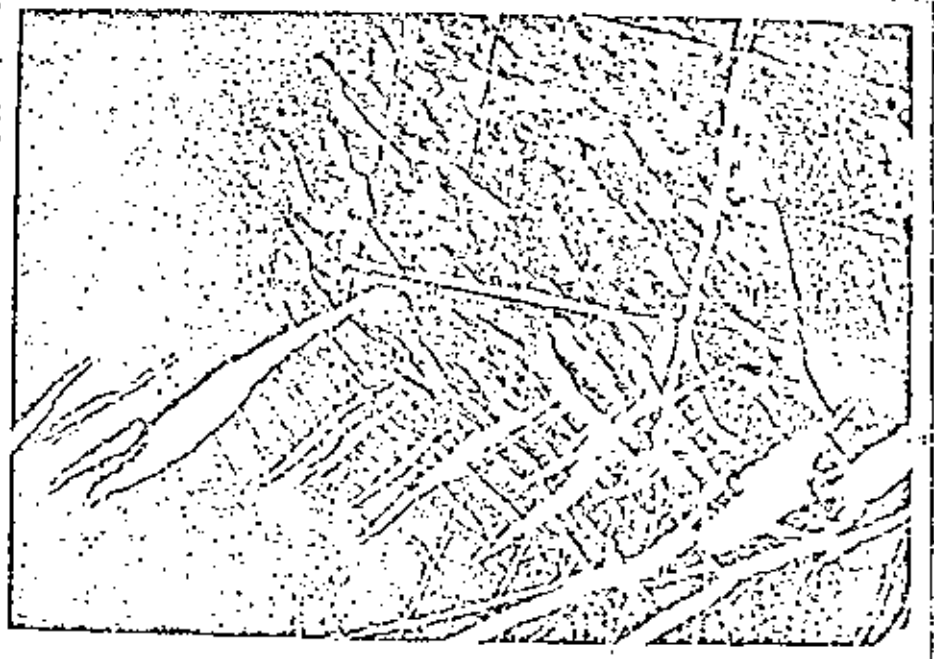


Figura 23. - Una zona de fractura de tensión escalonada rellenas de cuarzo, producidas por deformación simple. Se observa asimismo un incipiente crucero pizarroso desarrollado perpendicular a la compresión máxima de deformación y también a las fracturas de tensión (Ramsay, 1967).

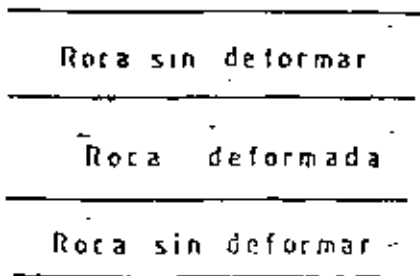


Figura 20.- Zona deformada por cizalla simple.

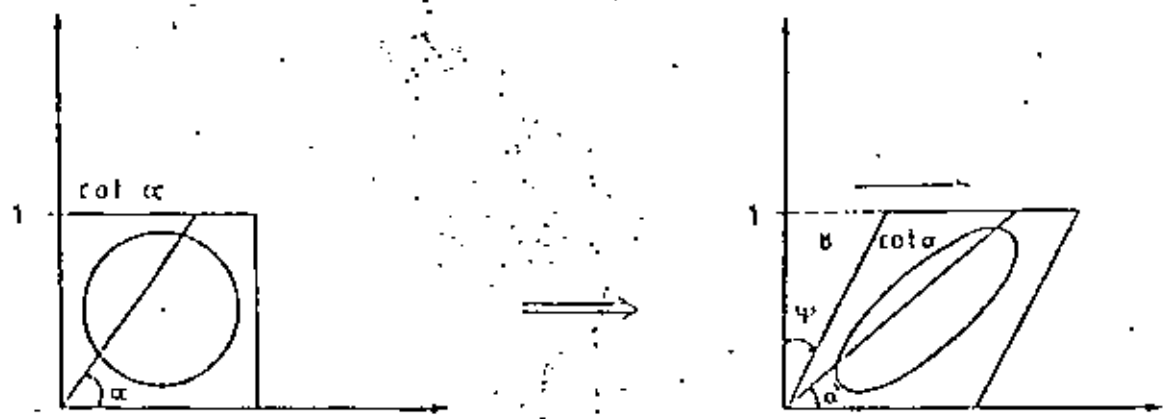


Figura 21.- Desplazamiento de una línea que forma originalmente una orientación α con la dirección de cizallamiento simple (según Ramsay, 1970).

the earth's surface. In many areas this principal stress can be considered to be approximately vertical. In combination with the geometrical relationship between fracture planes and stress directions, this leads to a dynamic classification of faults.

1. If σ_1 is vertical, the fault dip at an angle of $\alpha = 45 + \phi/2$. These are *normal faults* (Fig. 17.6c).
2. If σ_2 is vertical, the fault planes are also vertical, and the slip direction is horizontal. These are *wrench faults* (Fig. 17.6b).
3. If σ_3 is vertical, the fault planes dip at an angle $\alpha = 45 - \phi/2$; these are *thrusts* (Fig. 17.6c). Note the genetic connotation here.

FAULTS AND STRESSES

It is now possible to solve certain problems dealing with the geometric relationship between faults and stresses. The pertinent features are:

1. The intersection of a pair of conjugate faults defines the orientation of σ_2 .
2. The acute angle between conjugate pairs is 2α , and is bisected by σ_1 .
3. The slip direction is defined by the intersection of the fault plane and the $\sigma_1\sigma_3$ plane.

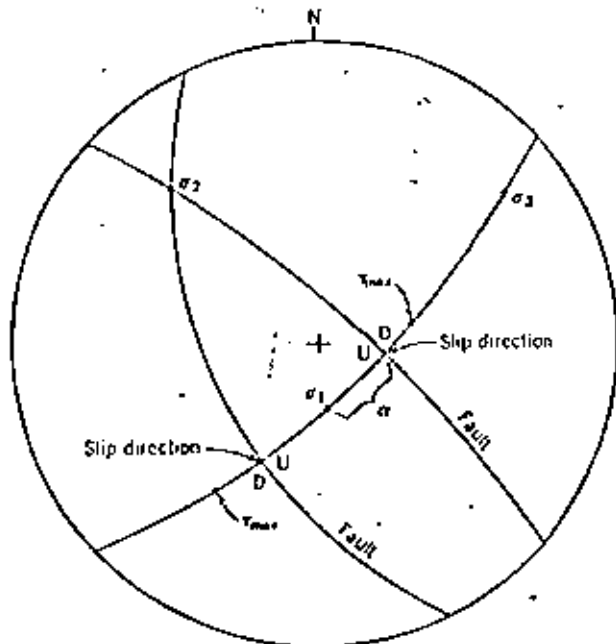


FIGURE 17.7 Stress directions determined from conjugate faults.

4. The sense of slip is such that the wedge of material in the acute angle moves inward along σ_3 (see Fig. 17.6).

PROBLEM

Given two faults with attitudes N 24 W, 50 W, and N 48 W, 76 NE, and assuming they are conjugate, find the orientation of the principal stresses, the direction and sense of slip and the angle of internal friction.

METHOD (Fig. 17.7)

1. Plot the faults as great circle on the stereonet. The point of intersection defines σ_2 .
2. Draw in the great circle for which σ_2 is the pole. This is the $\sigma_1\sigma_3$ plane, and its intersection with the faults fixes the slip directions.
3. Bisect the acute segment of the $\sigma_1\sigma_3$ great circle between the faults to locate σ_1 ; σ_2 is 90° along this same great circle. The directions of τ_{max} are 45° from σ_1 (and σ_3).
4. The angle between σ_1 and one of the slip directions is the angle α ; the angle of internal friction $\phi = 90 - 2\alpha$.

ANSWER

The orientations of the principal stresses are: σ_1 (08, N 6 E), σ_2 (21, N 43 W), and σ_3 (13, N 54 E). The angle of internal friction is 32° . Since σ_1 is close to vertical, the displacement on the

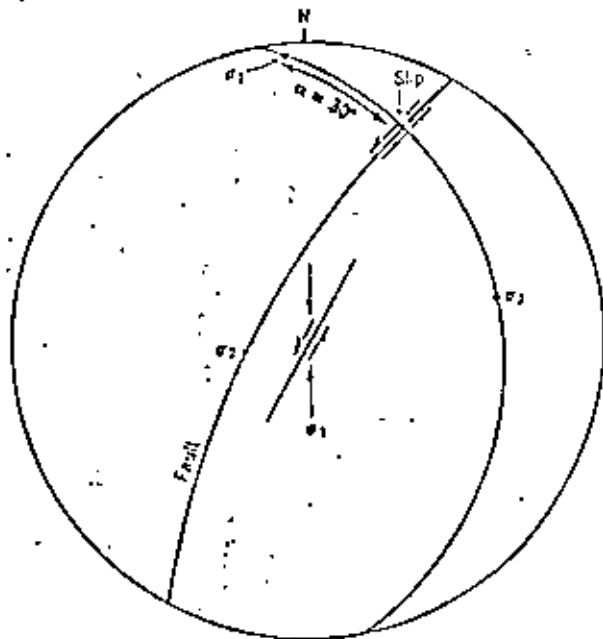


FIGURE 17.8 Stress directions estimated from a single fault with known slip directions.

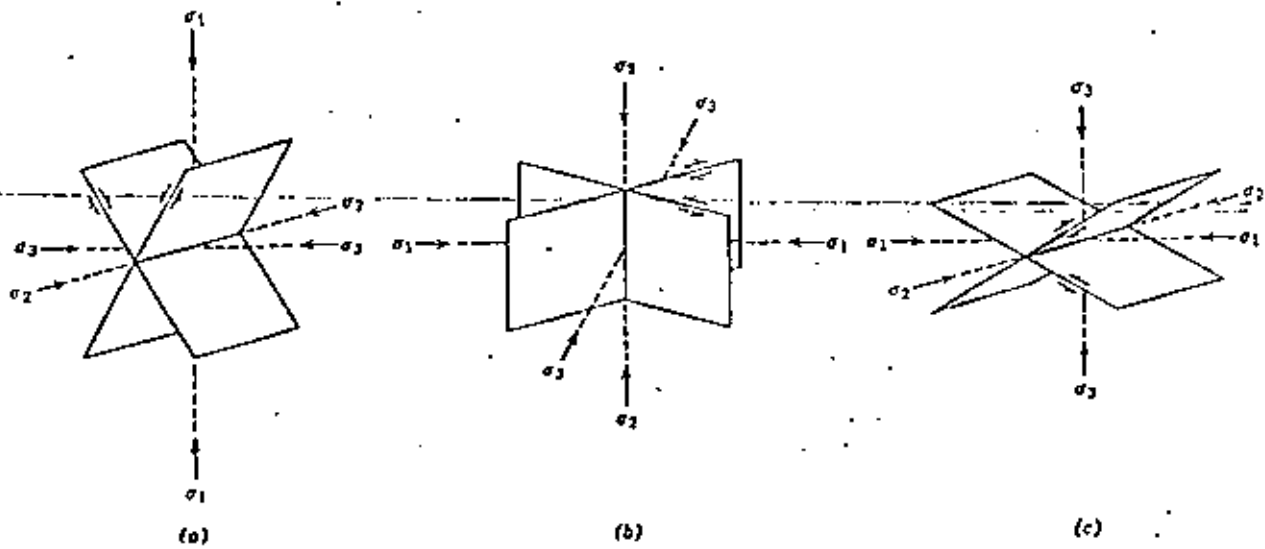


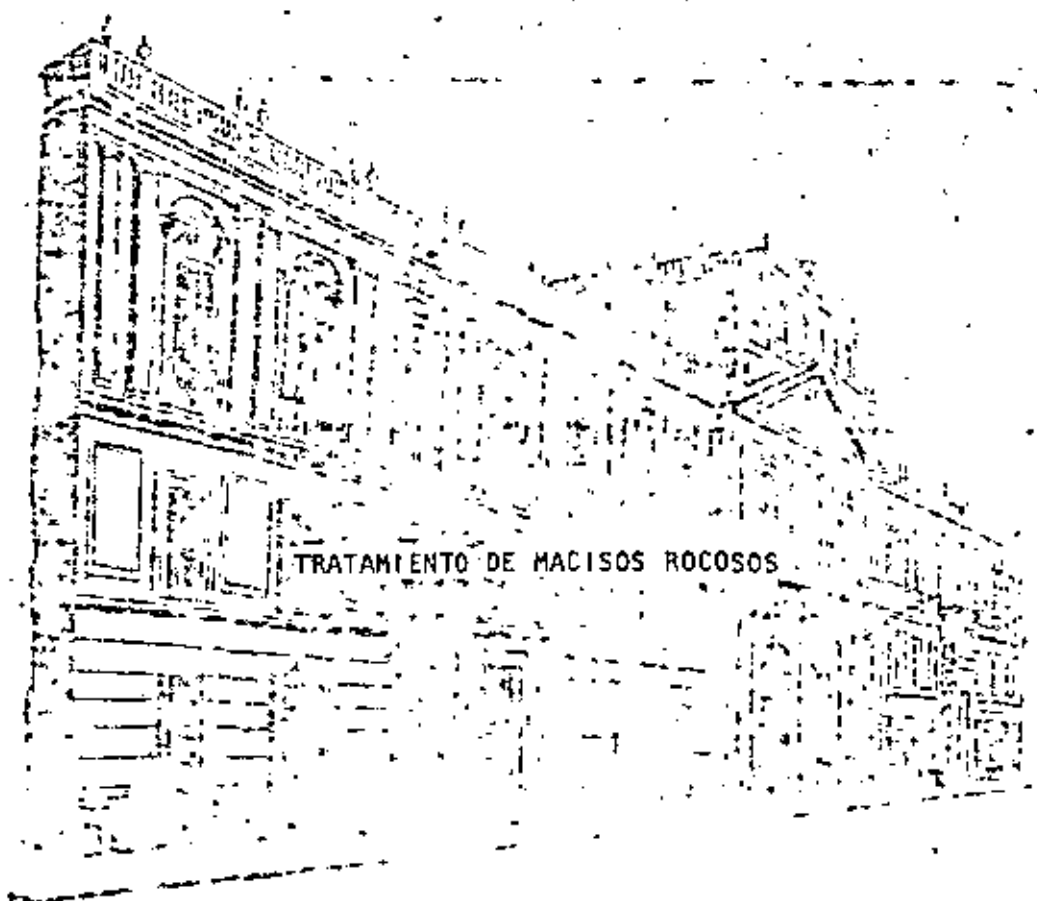
FIGURE 17.6 Dynamic classification of faults. (a) normal faults (σ_1 vertical), (b) wrench faults (σ_2 vertical), (c) thrusts (σ_3 vertical).



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

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y

LA CONSTRUCCION



TRATAMIENTO DE MACISOS ROCOSOS

Ing Raúl Cuellar Borja

Mayo, 1981.

TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

RAUL CUELLAR BORJA *

1. ANTECEDENTES

El tema se desarrolla en una serie de cuadros en los que se indican en forma condensada los criterios básicos que se utilizan actualmente en el tratamiento de macizos rocosos, en relación al tratamiento de Cimentaciones de Presas, algunos conceptos son válidos para la estabilización de taludes.

A modo de complementar la información contenida en esos cuadros, a continuación haremos una breve explicación de los principales conceptos:

2. COMPETENCIA DE LA ROCA

Se refiere al comportamiento estructural del macizo rocoso que se espera bajo el efecto de las ^{nuevas} solicitaciones de carga; tanto durante la etapa de construcción como durante la vida útil de la Presa, predichas después de haber estudiado y analizado el estado actual, o sea en función de las solicitaciones de carga ocurridas en el pasado.

Lo anterior implica la estabilidad total del macizo rocoso en toda su extensión, así como, la preservación de sus propiedades geomecánicas de manera que no se presente erosión fundamentalmente en el contacto corazón-roca para el caso de presas de materiales graduados, así como, erosión o degradación de la roca por efecto de saturación en las paredes de excavaciones de estructuras auxiliares.

Adicional a los efectos de empujes hidrostáticos y de la estructura de contención, deberá tomarse en cuenta los efectos dinámicos por la sismicidad inducida. (Llenado del embalse que a veces rompe el equilibrio de la corteza).

3. PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN

3.1. Contacto corazón-roca

La prevención contra la erosión del corazón de arcilla en el contacto con la roca se realiza mediante tratamiento superficial sellando los pasos de filtración del agua, a través de las discontinuidades de la roca; fracturas, fa-

llas, oquedades, estratificación, utilizando:

a. Inyecciones de consolidación e impermeabilización (Tapete), en las cuales los barrenos deberán tener dirección e inclinación preferencial para atravesar los planos de discontinuidad más importantes en lo referente a circulación de agua.

b. Relleno superficial de las discontinuidades de la roca mediante:

b.1. Concreto dental (Relleno de pequeñas cavidades)

b.2. Concreto de regularización del talud

b.3. Mortero colocado a mano

b.3. Mortero o concreto lanzado. Simple o armado.

c. Anclaje

d. Drenaje

4. REGULARIZACIÓN DEL TALUD.

Se refiere a la conformación de una superficie continua, mediante cortes de roca y/o

rellenos de concreto. Al evitar cambios bruscos en la superficie de apoyo del corazón, se evitará la generación de fraturas de tensión y la concentración de esfuerzos de compresión que pueden sobrepasar la resistencia del material generando zonas de plastificación las cuales a su vez pueden crear zonas de tensión.

5. ACERO DE REFUERZO EN TALUDES

En este caso el uso de acero de refuerzo en la estabilización de taludes se refiere a cualquier talud.

Se presenta la distinción entre ACERO ACTIVO y ACERO PASIVO, en el cual el acero activo corresponde al anclaje de tensión en el cual la fuerza de estabilización puede conocerse por mediciones ya sean de retensado o de celdas de carga y el acero pasivo corresponde a anclas de fricción en las cuales no se conoce la fuerza de estabilización.

Se recomienda el uso de acero activo en toca muy fracturada y acero pasivo en toca sana. La protección anticorrosiva de las anclas es

fundamental para garantizar una larga vida útil de estos elementos.

6. INYECCIONES DE CONSOLIDACION

Estas inyecciones de consolidación se refieren al tratamiento de la roca en el contacto corazón-roca, conocidas como tapete de consolidación e impermeabilización, con este tratamiento se obtendrá:

- a. Un aumento en la resistencia de la roca y consecuentemente
- b. Una disminución de la deformación, aunada a
- c. Una disminución de la permeabilidad y
- d. Una cimentación homogénea

La tendencia actual contempla el uso de mezclas gruesas o estables inyectadas a altas presiones.

Al hablar de mezclas estables nos referimos a mezclas agua-cemento-bentonita y en algunos casos cuando hay flujo de agua en las discontinuidades se agregará silicato de sodio para aumentar

la resistencia al cortante de la mezcla cuando adquiere la consistencia de un gel.

La aplicación de altas presiones en este tratamiento, que por conveniencia debe ser lo más superficial posible (4m a 6m) tomando en cuenta que la finalidad es la protección del material del corazón, es de un especial grado de dificultad por la falta de confinamiento de la roca.

Siempre será conveniente realizar pruebas de inyectado para definir la presión máxima de inyección conocida como presión de rechazo, teniendo siempre cuidado de no producir dislocaciones en la estructura del macizo rocoso que podrían ocasionar serios perjuicios. El fenómeno de dislocación de la estructura por efecto de la presión hidrostática aplicada en áreas relativamente grandes se conoce como efecto de gato "hidráulico".

La verificación sobre la eficacia de este tratamiento siempre será conveniente para la toma de medidas correctivas. Los métodos más eficaces son el monitoreo del drenaje y la piezometría. También es recomendable los métodos geofísicos

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO:

Mécanica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción

Mayo 1981.

1. Servando Arana García
Comisión Federal de Electricidad
Auxiliar de Residente
P.H. Caracol
Guerrero
Van-Dick 113-209
Mixcoac
México 19, D.F.
563 84 53
2. José Antonio Bahena González
C F E
Supervisor de Control de Calidad de
Inyecciones en Roca
C.H. Manuel Moreno Torres
Chicoasen, Chis.
275 05 Ext. 173
Av. Universidad 321-11
México 12, D.F.
543 99 16
3. Luis Ernesto Aguilar Solano
C F E
Superintendente de Casa de Máquinas
Rodano 14
México 5, DF
Av. La Garita Andador 19 Casa 3-1
Villa Coapa
México 22, DF
671 20 98
4. Luis Casiano Abasolo
C F E
Jefe de Colocación de Materiales de la Cortina
Caracol, Gro.
6 04 43
5 Avenida No. 507
Col. del Carmen
Apizaco, Tlaxcala
7 17 29
5. Jesús Castaño Lara
C F E
Analista de Precios Unitarios
Mississippi 71-3°
México 5, DF
553 32 42
Indianapolis 80
México 18, DF
543 28 59
6. José Elías Contreras Ramírez
Junta Local de Caminos
Jefe de Laboratorio
Independencia 1329 Ote
Toluca, Méx.
4 03 99
Hidalgo No. 50
Almoloya de J. México
7. José Antonio Cosío Arriaga
Estudios Carboníferos del Noroeste
C F E
Km 8 Carr. 57
Piedras Negras, Coah.
231 54
Edif. H.9 Ent. 1 Depto. 13
Lomas de Plateros
México 19, DF
651 15 93
8. Gerardo E. Cruz Velázquez
C F E
Residente de Obra
Río Ródano 14
México 5, DF.
Presa de la Amistad 131
Toluca, México

- 9. Agustín Deméneghi Colina
Facultad de Ingeniería
UNAM
México 20, DF
548 96 69
- 10. Ricardo Espinosa Solís
S A H D P
Dirección General de Caminos Rurales
- 11. Arturo Flores Alvarez
S A R H
Dir. Gral. de Grande Irrigación
Proyectista en Sistemas de Riego
Reforma 69
México, DF
- 12. Jugo Flores Blanco
S A R H
Dirección General de Grande-Irrigación
Jefe de la Sección de Túneles
Sierra Gorda 23
Lomas de Chapultepec
México-10, DF
520 56 87
- 13. Francisco Flores García
Junta Local de Caminos del Estado de México
Jefe de Laboratorio
Av. Independencia Oriente 1329
Toluca, México
- 14. Rubén-Oscar Gallegos Pérez
S A R H
Representante Regional de Geotecnia
Fray Pedro de Gante-23
Querétaro, Qro.
4 32 39
- 15. Alfredo García Rendón Gallardo
C F E
Ródano 14
México 5, DF
- 16. Guillermo José Gómez Castro
S A R H
Jefe de Sección
Sierra Gorda 23
México 10, D.F.
520 56 87
- 17. Horacio González Ibarra
S A R H
Analista de Proyectos
Reforma 35-10
México 1, DF
592.50.22 Ext. 41
- Once Mártires 6 19 Altos
La Fama Tlalpán
México 22, DF
573 73 51
- Valle de Orinoco 27-2
Valle de Aragón
Estado de México
- Calle Pte. 119 # 313-3
Col. Popo
México 17, DF
545 43 58
- Orozco y Berra-18-2
Col. Guerrero
México 3, D.F.
566 11 15
- Planta Temazcal 26
Col. Electra
Tlanepantla, Edo. de México
397 66 24
- Edif. Miguel Negrete E 509
Tlaltelolco
México 3, DF,
583 37 95
- Antonio Caso 82-202
México 4, DF

18. Hugo Gutiérrez Zebadua
C F E
Superintendente de Construcción
P. H. Chicoasen, Chis.
19. Víctor Manuel Guzmán Velázquez
C F E
Camino a Sta Cecilia 213
San Rafael, Edo. de México
565 36 18
20. Tomás H. López de la Fuente
C F E
Aux. Lab.
Av. SN. Rafael Sta. Cecilia 211
Tlanepantla, Edo. de México
390 13 09
21. Luis Felipe Luna Hurtado
PEMEX
Supervisor de Obra
César López de Lara 603
Tampico, Tampico
248 60
22. Mario C. Magallanes Mercado
Estudios Carboníferos del Noroeste
C F E
Villa de Fuente, Coah.
2 31 54
23. Alberto Manera Bassa
LAS ENCINAS
Ing. Geólogo
Apdo. Postal 130
Madrid
24. J. Francisco Martínez Macías
C F E
Estructurista.
Mississippi-171
México 5, DF.
553 71 33 Ext. 2645
25. J. Héctor Hiram Mijares Valles
ICA Internacional
Minería 145 Edif. C 2º
México 18, D.F.
516 04 60 Ext. 347
26. Néstor Alejandro Mujica Bermúdez
Lab. Vial Ministerio Transporte y Comunicaciones
Jefe del Departamento de Geotecnia
División de Est. y Proyectos
Centro Simón Bolívar Torre Sur Piso 13
Caracas, Venezuela
- Blyd. De los P.F.C.C. No. 366
Euzcadi
México 15, DF.
556 68 31
- N. Corpancho 409
Boturini
México 8, DF.
552 30 30
- Yucatán 106 Depto. 4
U. Nacional
Madero, Tamaulipas
- V. Carranza 544
Sabinas, Coah.
2 13 59
- Av. Cántaro 46 D 008
Villa Coapa
México 22, DF.
594 54 67
- Lago Chapala 27. A -3
Anahuac
México 17, D.F.
250 11 06.
- El Cafetal Calle Zuata Qta. Nietos
Caracas
Zona Postal 1061
Caracas
9879950

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

10/10/1918

27. Jesús Albino Ochoa Loza
Facultad de Ingeniería
UNAM
México 20, D.F.
Ezequiel Montes 14-7
México 4, DF
28. Carlos Alberto Payán Cerón
C F E
Supervisor de Control de Calidad de
Inyecciones en Rocas
Chicoasen, Chis.
8 Sur Ote # 861
Tuxtla Gtz., Chis.
29. David Pérez de la Garza
Junta Local de Caminos del Estado de México
Coordinador de Laboratorios de Campo
Av. Independencia 1329
Toluca, México
3 03 99
Av. Independencia 610 Ote.
Toluca, México
4 33 94
30. Nelson Piñón Martínez
Comisión de Aguas del Valle de México
S A R H
Supervisor de Geotecnia
Balderas 55-4°
México 17 DF
585 60 55
Santurce 1016
Col. Lindavista
México 14, DF
586 37 90
31. Margarita Puebla Cadena
Facultad de Ingeniería
UNAM
México 20, D.F.
Calle 11 Mártires 6 Int. 19 A
Tlalpán
México 22, DF
573 73 51
32. Candelario Quiroga Garza
33. Bulmaro Reyes Valle
34. Alberto Ramos Salinas
C F E
Av. Sn. Rafael Sta. Cecilia 211
Tlaltepantla, Edo. de México
565 36 18
Calle 25 No. 90-1
S.P. de los Pinos
México 18, DF
35. Javier Rivera Martínez
Facultad de Ingeniería
UNAM
México 20, D.F.
548 96 69
Plaza de San Pablo 3-7
México 1 D.F.
522 96 24
36. Ricardo Tena Arredondo
C F E
Supervisor del Area Hidráulica del
P H Caracol
Mississippi 71
México 5, DF
553 71 33 Ext. 2722
Ixtapantongo 64
Col. Electra
Tlaltepantla, Edo. de México
37. Fernando Valdez González
C F E
PH El Caracol, Gro.
Río Ródano 14
México 5, DF

