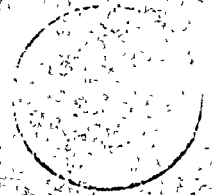




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unám



TUNELES.

" BASES DE PLANEACION DE TUNELES ".

ING. FERNANDO RAMIRO LALANA.

BASES DE PLANEACION, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES.

I) PRESENTACION.

Aún cuando sea difícil señalar determinadas razones del desarrollo de la industria de la construcción, se puede decir que la mecanización fue característica de los años 50 y que, por este motivo, los años 60 fueron caracterizados por la planeación.

La planeación y la Programación contribuyen, desde muchos puntos de vista, al desarrollo de cualquier técnica ya que obligan a estudiar cuidadosamente un proceso. La construcción de hoy en día requiere de una planeación y una programación muy avanzadas para poder funcionar. --- Según los testimonios de obreros constructores, así como de gerentes -- técnicos, maestros de obra, etc , el trabajo es mucho más agradable y estimulante cuando la construcción ha sido programada con esmero y se tienen en jaque las interrupciones, es decir, cuando el buen mando sustituye a la improvisación.

La planeación de túneles no difiere esencialmente de la planeación de -- cualquier otro proceso; por esta razón, la primera parte de esta plática quedará enfocada al repaso de algunos conceptos básicos, mismos que -- serán aplicados, en la segunda parte, a la planeación de algunos aspectos del tema en cuestión.

II) PLANEACION DE PROCESOS PRODUCTIVOS.

Se entiende por proceso productivo al conjunto de actividades que es -- necesario efectuar para producir un objetivo de cualquier naturaleza: - industrial, comercial, técnico, artístico, médico, etc.

La planeación de un proceso productivo es el conjunto de decisiones que deben elaborarse para alcanzar, de la manera más eficiente, los objetivos. La programación de un proceso productivo es el resultado de --- averiguar tiempos de duración a las actividades que forman el proceso. Es evidente que, además de contar con personal experimentado, para llevar a cabo la planeación y la programación de un proceso, se necesita conocer los métodos posibles de realización de acuerdo a los recur-sos y las condiciones ambientales.

Un buen inicio en la planeación de un proceso consiste en dividirlo en actividades de prime r orden: subdividir estas en actividades de segundo-orden, etc. (Ver, Fig. II-1).

Evidentemente las actividades de orden superior constituyen la base del proceso mientras que las de orden inferior representan una mayor ---- complejidad y, por lo tanto, una mayor responsabilidad del organismo- que la tiene a su cargo.

Una vez concluída esta etapa es necesario analizar el orden en que deben ejecutarse las actividades que constituyen el proceso. Para ello es recomendable preparar una "tabla de secuencias". En ella se escriben las- actividades que constituyen el proceso, como título de los renglones y de

las columnas, de manera que a cada actividad corresponda un sólo renglón y una sólo columna. Para formar esta tabla se sigue la siguiente regla:

Se analiza la actividad correspondiente a cada uno de los renglones y se determina qué actividades pueden realizarse inmediatamente después de terminada la actividad en cuestión, colocando una señal en el casillero correspondiente. Después se puede hacer una verificación analizando la actividad correspondiente a cada columna y determinando que actividades pueden realizarse inmediatamente después. (Fig. II-2).

Aunque de hecho la tabla de secuencias es una representación de las dos fases de la planeación, es conveniente disponer de una representación gráfica más objetiva.

Si una actividad se representa mediante una flecha, de longitud y dirección arbitrarias y provista de dos círculos numerados, colocados en sus extremos, se obtiene la representación direccional de una actividad. El círculo colocado en el extremo inicial de la flecha se llama evento de partida y, el colocado en el extremo terminal, evento de terminación. Podrá haber actividades que se inician o terminan simultáneamente. Así se obtendrá la gráfica de flechas de un proceso productivo. La gráfica de flechas correspondiente a la tabla de secuencias mostrada en la Fig. II-2, se presenta en la Fig. II-3.

III) DURACION, COSTO Y RECURSOS DE UNA ACTIVIDAD.

La duración, el costo y los recursos necesarios para ejecutar una actividad, son tres factores íntimamente ligados entre sí. Aquí se hace un breve análisis de la forma en que pueden variar el costo y los recursos al reducir la duración de una actividad.

- a) No hay limitación en las cantidades de personal y equipo, pero sí de espacio.

Supóngase que el director de la ejecución de la actividad A organiza varias brigadas de trabajo, iguales en cantidad, capacidad y equipo. Cada grupo, trabajando aisladamente puede realizar la actividad en 100 h con un costo de \$ 1000/h. Así mismo el director determina que a partir de dos brigadas hay interferencias que reducen los rendimientos debido a las limitaciones de espacio. Se desea obtener la gráfica de costo de ejecución, suponiendo un máximo de 6 brigadas. En la primera columna de la tabla de la Fig. III-1 se indica el --- número, N, de brigadas, en la segunda, los rendimientos asignados R; en la tercera, la duración, d, de la actividad, cuando -- trabajan N brigadas y, en la cuarta, el costo, C, de la activi - dad, cuando trabajan N grupos.

Si D es la duración con una sólo brigada trabajando y c es el costo

de una de ellas por hora, el cálculo de las columnas tercera y cuarta se reduce a la aplicación de las dos formulas siguientes, que no requieren explicación:

$$d = \frac{D}{N R} \quad (1)$$

$$C = N c d \quad (2)$$

La gráfica de costo aparece en la propia Fig. III-1, debajo de la tabla. Aunque se ha trazado con una curva continua, es evidente que sólo es aceptable para valores fijos del número de brigadas.

b) Hay limitación en las cantidades disponibles de personal y equipo:

En este caso, para reducir el tiempo de ejecución, es necesario que se trabaje más tiempo que el correspondiente a la jornada normal.

Se debe terminar la gráfica de costo de la actividad A, contando con la siguiente información:

1. - El grupo de trabajo puede ejecutar la actividad A en 100 h. de trabajo normal.
2. - Solamente puede trabajar 4 h. extraordinarias.
3. - Trabajando 8 h., el rendimiento del grupo es 100% y de las horas extras es el siguiente:

| | |
|--------------|-----|
| 1a. h. extra | 75% |
| 2a. h. extra | 70% |
| 3a. h. extra | 65% |
| 4a. h. extra | 60% |

4. - Los costos por hora de trabajo

\$ 500/h. para el equipo

\$ 500/h. normal para el personal

\$ 1000/h. extra hasta un máximo de 1.5 h. extra

\$ 1500/h. extra de 1.5 h. extra en adelante.

En la Fig. III-2 se muestran la tabla y la gráfica de costos.

En la segunda columna de la tabla se presentan los rendimientos -- calculados a partir de los promedios de rendimientos dados en el -- inciso 3. Por ejemplo, el rendimiento para 3 horas extraordinarias es

$$R = \frac{8.0 + 0.75 + 0.70 + 0.65}{11.0} \times 100 = 91.8\%$$

c) Hay limitación en la cantidad de equipo pero no en la de personal.

En este caso, para reducir la duración de una actividad A, pueden organizarse dos o tres turnos de trabajo al día.

Se desea determinar la gráfica de costo de la actividad A con los -- siguientes datos:

- 1. - El grupo de trabajo puede ejecutar la actividad A en 100 h. de --- trabajo normal.
- 2. - Cada turno trabaja 8 h/día.
- 3. - Los rendimientos de cada turno son los siguientes:

| | | | |
|-------|---|---|------|
| Turno | 1 | - | 100% |
| Turno | 2 | - | 95 % |
| Turno | 3 | - | 90 % |

- 4. - Los costos por turno son:

| | | | |
|-------|---|---|------------|
| Turno | 1 | - | \$ 8000.00 |
| Turno | 2 | - | \$12000.00 |
| Turno | 3 | - | \$16000.00 |

En la Fig. III-3 se muestran la tabla y la gráfica de costos.

IV) PROGRAMACION DE UN PROCESO PRODUCTIVO.

La programación de un proceso productivo consta de dos fases:

- a) Estudio y selección de la duración de cada actividad.
- b) Selección del tiempo de iniciación de cada actividad.

La selección de la duración de cada actividad deberá hacerse teniendo en cuenta su influencia en:

1. - La duración del proceso.
2. - El costo y los recursos requeridos para realizar la actividad.
3. - El costo del proceso.

La selección del tiempo de iniciación de cada actividad depende de:

1. - Secuencia de actividades.
2. - Posibilidad de desplazar la terminación de la actividad.
3. - Distribución eficiente de los recursos requeridos para efectuar el proceso.

La programación de un proceso no puede hacerse si no se determinan --- las duraciones posibles de cada actividad y el costo y los recursos -----

requeridos correspondientes a cada duración. Esta determinación se llama cuantificación del proceso.

La cuantificación de un proceso puede representarse en la gráfica de flechas correspondiente anotando la duración, el costo y los recursos requeridos de cada actividad a los lados de la flecha que la representa.

Si A, B y C son las actividades de un proceso y, este es tal que aquellas deben ejecutarse en ese orden, de manera que al terminar A se inicie B y al terminar B se inicie C, se dice que se trata de un proceso en serie en el orden A, B, C.

Supóngase que un proceso ha sido totalmente cuantificado y que las gráficas costo-duración y recursos duración para cada una de las actividades componentes, son las mostradas en la Fig. IV-1.

Supóngase que todas las actividades del proceso se realizan en condiciones normales (N); la duración normal del proceso es, entonces, 54 días y se obtiene como la suma de duraciones de las actividades componentes (Fig. IV-1).

El diagrama de barras correspondiente al análisis mostrado en la Fig. IV-1 para el proceso en serie A, B, C, se muestra en la Fig. IV-2-1. Con este diagrama y las gráficas R-T de la Fig. IV-1, se construyó el diagrama de recursos-tiempo para el proceso (Fig. IV-2-2). La Fig. IV-2-3 muestra la cantidad de recursos necesarios por semana

Si las actividades del proceso se realizan en condiciones de límite (tiempo mínimo), utilizando los datos de la Fig. IV-1 y procediendo

como se explicó anteriormente, se construyeron los diagramas de la Fig. IV-3.

Si lo que se desea es lograr una duración intermedia entre la normal y la límite, se pueden considerar los tiempos de cada actividad como variables, debiendo satisfacer las condiciones mostradas en la Fig. IV-4-1. Una duración que satisfaga la condición $22 \leq T \leq 54$ puede dar infinidad de soluciones. En la Fig. IV-4-2 se muestran 3 de ellas con sus gráficas de flechas para cada una de las cuales puede hacerse un análisis como las anteriores.

A pesar de la sencillez del proceso que se estudia, es evidente que si se fija una duración T , no es posible predecir que combinación (t_A, t_B, t_C) es la más conveniente. Será necesario hacer un estudio de optimización que, por razones de tiempo no es posible tratar en este recordatorio de los conceptos fundamentales de la planeación.

V) CONCEPTOS BASICOS DEL METODO DE RUTA CRITICA.

Un evento cualquiera (nudo) de una gráfica de flechas puede interpretarse en dos formas:

- a) Evento de terminación de todas las actividades que llegan al nudo.
- b) Evento de iniciación de todas las actividades que salen del nudo.

El tiempo E_i de ocurrencia de un evento cualquiera i del proceso, --- medido respecto al tiempo de ocurrencia que se asigne al evento inicial, - debe ser igual al mayor de los tiempos de terminación de las actividades - que llegan a ese evento y se denomina tiempo de ocurrencia más próxima.

El tiempo L_i de ocurrencia de un evento cualquiera i del proceso, --- medido respecto al tiempo de ocurrencia que se asigne al evento terminal, debe ser igual al menor de los tiempos de iniciación de las actividades que se inician en ese evento y se denomina tiempo de ocurrencia más tardía.

En la Fig. V-1 se muestra el cálculo esquemático de E_i y L_i

Considerando los tiempos E_i , L_i , E_j y L_j para los eventos i, j , se llama holgura total de la actividad $i-j$ a la diferencia

$$HT_{ij} = L_j - (E_i + d_{ij}) \text{ holgura total}$$

$$HL_{ij} = E_j - (E_i + d_{ij}) \text{ holgura libre}$$

En la Fig. V-2 se muestra una representación gráfica de estos conceptos.

Hecha la selección de duraciones, quedan definidos los tiempos E y L para los eventos, consecuentemente, las holguras de las actividades también quedan definidas. Se llama actividades críticas de un proceso productivo, aquellas para las cuales la holgura total es nula. Al conjunto de actividades críticas se le denomina ruta crítica y a los eventos, eventos críticos. En la Fig V-3 se indica la ruta crítica del proceso de la Fig. V-1, con línea más gruesa. Las actividades críticas son 1-4 y 4-6, la trayectoria crítica es (1-4, 4-6) y los eventos críticos son: 1, 4 y 6.

Hecha una selección de duraciones para las actividades de un proceso productivo, el análisis consta de 2 fases:

- a) Determinación de los tiempos E y L
- b) Determinación de las holguras

Si la fase a está representada en la Fig. V-1, los cálculos para la fase b se pueden efectuar en forma tabular (Fig. V-4).

Los valores contenidos en esta tabla de tiempos pueden representarse en un diagrama de barras (Fig. V-5-1).

Si se cuenta con una tabla de recursos para cada actividad, en unidades por día, como la de la Fig. V-5-2, se puede obtener el programa de recursos como se muestra en la Fig. V-5-3 y, finalmente, el de recursos requeridos en unidades por semana (Fig. V-6).

VI) GUION DE ACTIVIDADES PARA LA CONSTRUCCION DE UN TUNEL.

De lo comentado hasta este capítulo se desprende que el problema de la planeación de cualquier proceso en general y de túneles en particular, - queda reducido al desglose de todas las actividades que lo componen. - Mientras más minucioso sea el estudio de las actividades, mayor será la precisión de la programación y se presentarán menos imprevistos. - Cada una de estas actividades ligadas de manera conveniente integran un proceso, que a su vez se convierte en actividad de orden superior - para formar parte de otro proceso, también de orden superior.

En el caso de túneles, las actividades son determinadas y periódicas y si la obra es muy extensa, el número de repeticiones de estas actividades es muy grande, por lo tanto es muy conveniente analizar hasta --- donde sea posible los tiempos de ejecución con el objeto de precisar la duración de la obra.

A continuación se citan los principales componentes a estudiar para la construcción de un túnel.

A) ANTEPROYECTO

a) Investigación topográfica y geológica.

1. - S. R. H.

2. - S. D. N.

3. - S. O. P.

4. - S. P. N.

b) Investigación estadística.

1. - Publicaciones

2. - Memorias

3. - Información oral.

c) Estudios sobre demanda.

1. - S. O. P.

2. - S. C. T.

3. - S. R. II.

4. - F. C. N. M.

5. - S. A. G.

6. - Aforos

d) Geometría.

1. - Trazo preliminar

2. - Gálidos

3. - Sección propuesta

e) Factibilidad técnica

1. - Excavación
2. - Ademe
3. - Revestimiento
4. - Inyección de contacto

f) Factibilidad económica.

1. - Presupuesto
2. - Velocidad de inversión
3. - Costos de operación
4. - Amortización

g) Decisiones y tiempo de ejecución.

B) PROYECTO GENERAL.

a) Estudios topográficos.

1. - Topografía de superficie
2. - Trazo.

b) Estudios geológicos.

1. - Elección del tipo y número de sondeos.
2. - Estudios geofísicos y geosísmicos
3. - Fotogrametría.
4. - Perfil geológico.

c) Número de frentes y lumbreras

d) Programa preliminar

e) Presupuesto y programa de erogaciones.

c) EJECUCION.

a) Excavación.

1. - Selección de equipo para la construcción de las lumbreras.
2. - Selección de equipo para la construcción del túnel.
3. - Instalaciones en lumbreras.
4. - Geometría de las lumbreras.
5. - Instalaciones en el túnel.
6. - Ampliación en zona de lumbreras.

b) Revestimiento

1. - Selección de equipo para revestimiento de las lumbreras y túnel. (cimbra, -- plantas, etc.).
- 2 - Determinación de bancos para la explotación de agregados pétreos.
3. - Selección del equipo para acarreos en superficie (cemento y agregados).

c) Inyección de contacto.

1. - Selección de equipo para la inyección de contacto.
- 2 - Tratamientos de impermeabilización y consolidación.

D) INTALACIONES PARA EXCAVACION POR LUMBRERA.

a) Instalaciones en supercie.

1. - Banco de compresores.
2. - Torre
3. - Malacates
4. - Almacenes
5. - Talleres
6. - Colectivos
7. - Agua
8. - Subestación eléctrica
9. - Vertedores y canales.
10. - Oficinas.
11. - Comedores
12. - Primeros auxilios
13. - Comunicaciones

b) Instalaciones en lumbrera.

1. - Tubería para agua
2. - Tubería para aire
3. - Tubería para agregados
4. - Tubería para bombeo
5. - Elevador de personal

6. - Botes para rezaga
7. - Escaleras
8. - Cables
9. - Tubería de ventilación
10. - Guías
11. - Espacio para maniobras

c) Instalaciones en ampliación.

1. - Zona de carga de rezaga
2. - "Alicancía"
3. - Teléfonos
4. - Cambios de vía
5. - Tolvas
6. - Señales luminosas y sonoras
7. - Tuberías

d) Instalaciones en el túnel.

1. - Vías
2. - Drenes
3. - Cambios fijos o móviles
4. - Galerías de bombeo
5. - Transformadores
6. - Alumbrado
7. - Ventilación
8. - Tuberías

E) INSTALACIONES PARA REVESTIMIENTO POR LUMBRERA.

a) Instalaciones en superficie.

1. - Todas las de excavación
2. - Planta de concreto
3. - Bodega o silos para cemento
4. - Patio de agregados
5. - Laboratorio
6. - Bodega para acero de refuerzo

b) Instalaciones en lumbrera.

1. - Todas las de excavación
2. - Tuberías para descenso del concreto

c) Instalaciones en ampliación.

1. - Todas las de excavación.
- 2 - Estación de carga
3. - Estación de lavado

d) Instalaciones en el túnel.

1. - Todas las de excavación

F) EQUIPO PARA EXCAVACION.

a) Equipo en superficie.

1. - Compresores.
2. - Malacates.
3. - Ventiladores
4. - Poleas.

b) Equipo en ampliación.

1. - Gatos
2. - Polipastos
3. - Malacates chicos

c) Equipo en el túnel .

1. - Locomotoras
2. - Vagonetas
3. - Plataforma de barrenación
4. - Rezagadoras
5. - Perforadoras y rompedoras
6. - Bombas
7. - Ventiladores
8. - Lanzadoras de concreto
9. - Malacates neumáticos
10. - Polipastos.

G) EQUIPO PARA REVESTIMIENTO.

a) Equipo en superficie

1. - Todo el de excavación
2. - Bandas transportadoras
3. - Planta de concreto

b) Equipo en ampliación.

1. - Todo el de excavación
- 2 - Tolvas
3. - Tanques amortiguadores

c) Equipo en túnel .

1. - Todo el de excavación, excepto rezagadora y lanzadora.
2. - Carros transportadores de concreto
3. - Cimbra
4. - Trenes de colado
5. - Bombas de concreto.

| NUMERO DE ORDEN DE LAS ACTIVIDADES. | 1o. | 2o. | 3o. | ... |
|---|-----|-------|-------------------------------------|-----|
| <p style="text-align: center;">PROCESO PRODUCTIVO</p> | A1 | A1.1 | A1.1.1 A1.1.2 A1.1.r | |
| | | | | |
| | | A1.K | A1.K 1 | |
| | | | A1.K.S | |
| | | A2.1 | A2.1.1. A2.1 m | |
| | A2 | | | |
| | | A2.i | A2.i.1 A2.i.n | |
| | | | | |
| | An | An.1 | An.1.1 An.1.p | |
| | | | | |
| | | An.r | An.r.1 | |
| | | | An.r.q | |

FIG. N. 5

TABLA DE FRECUENCIAS

| ACT. INMEDIATAS PRECEDENTES \ ACT. INMEDIATAS SIGUIENTES | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N |
|--|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | | x | x | x | | x | | | | | x | | | |
| B | | | | | | | | x | | | | | | |
| C | | | | | | | x | | | | | | | |
| D | | | | | x | | | | | | | | | |
| E | | | | | | | | | | | | | | x |
| F | | | | | | | x | | | | | | | |
| G | | | | | x | | | | | | | x | | |
| H | | | | | | | | | | | | | x | |
| I | | | | | | | | | | | | | | x |
| J | | | | | | | | | | | | | | |
| K | | | | | | | | | | | | x | | |
| L | | | | | | | | | | | | | | x |
| M | | | | | | | | | x | | | | | |
| N | | | | | | | | | | x | | | | |

FIG. II-2

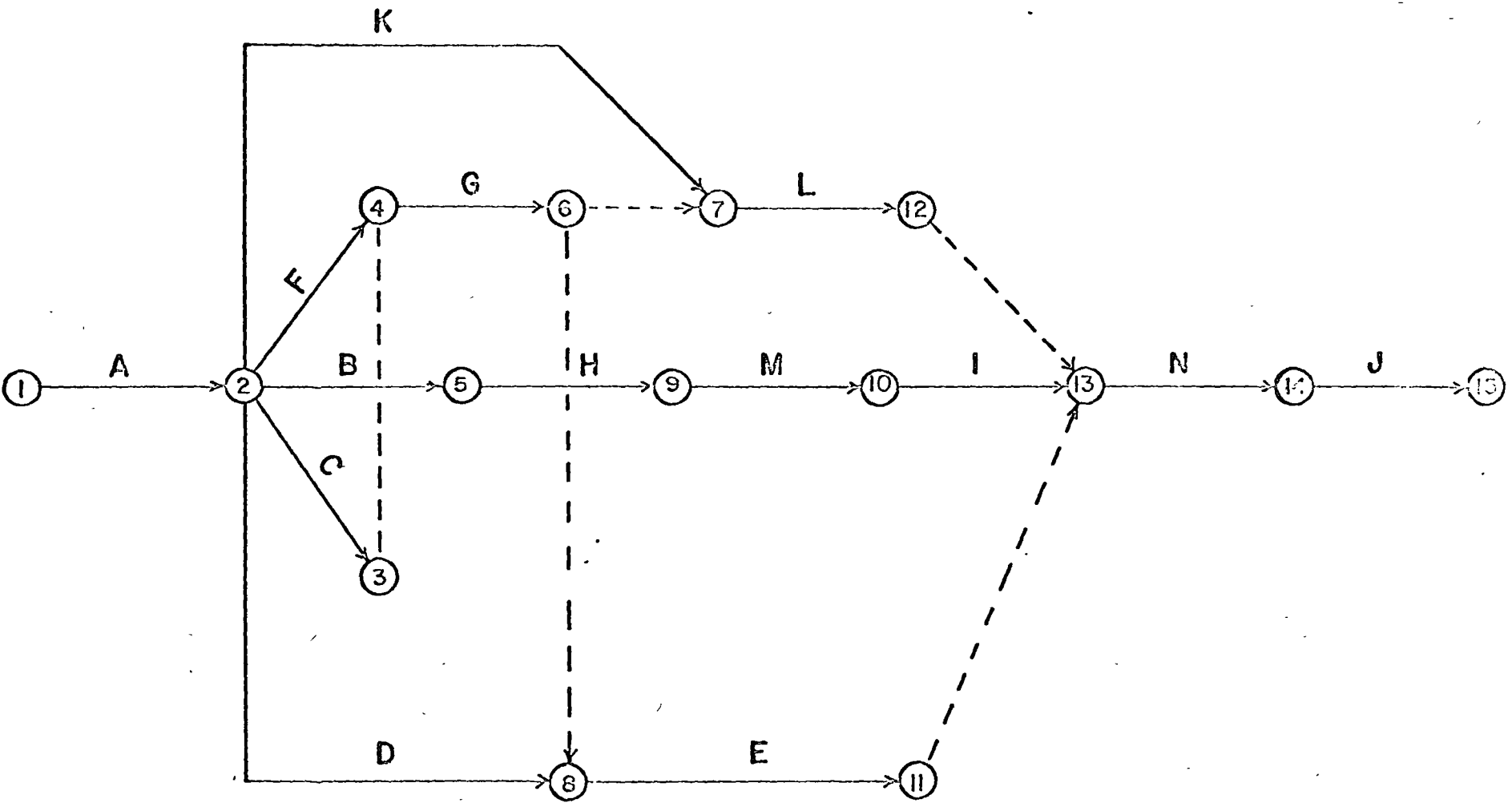
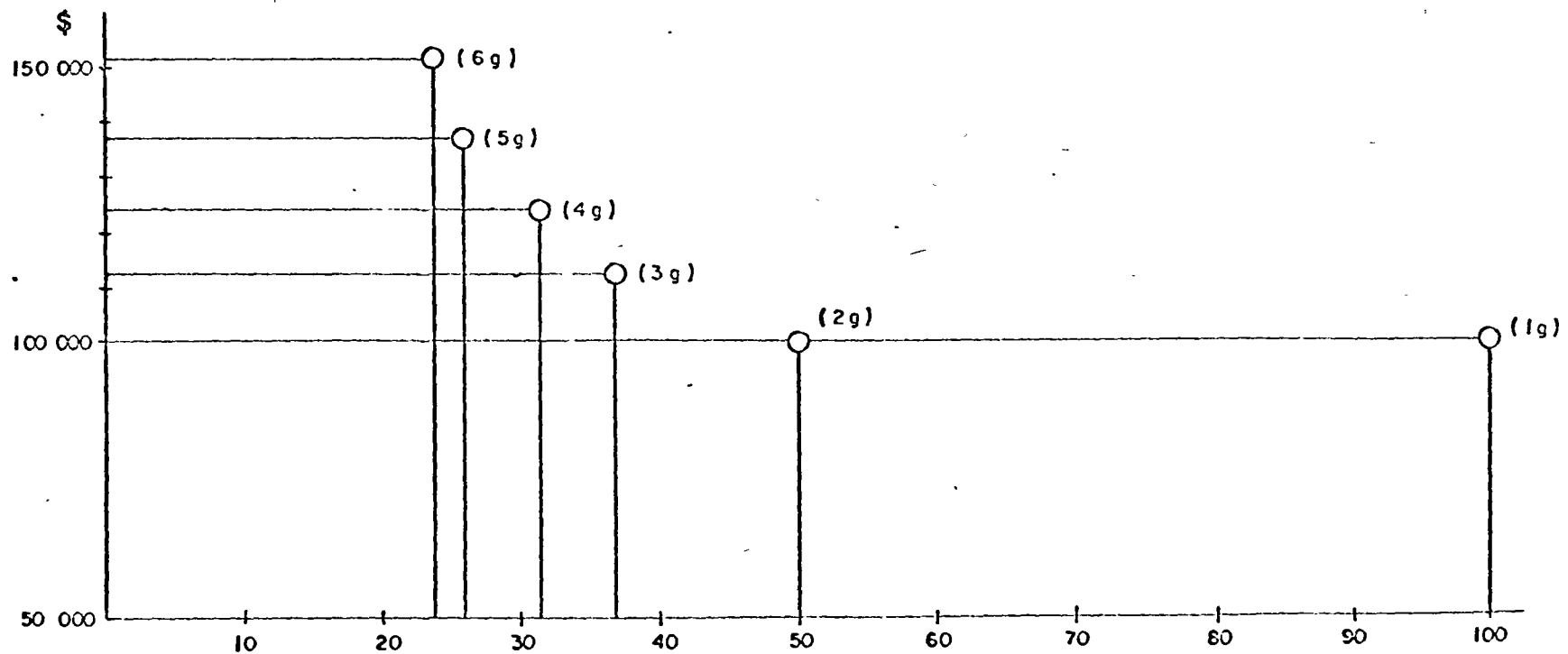


Fig. II-3

| NO. DE GRUPOS | RENDIMIENTO DE LOS GRUPOS, % | DURACION DE LA ACTIVIDAD, HORAS | COSTO \$ |
|---------------|------------------------------|---------------------------------|----------|
| 1 | 100 | 100 | 100,000 |
| 2 | 100 | 50 | 100,000 |
| 3 | 90 | 37.04 | 111,120 |
| 4 | 81 | 30.86 | 123,440 |
| 5 | 73 | 27.40 | 137,000 |
| 6 | 66 | 25.25 | 151,500 |



TIEMPO HORAS
FIG. III-1

| h/día | Rend . % | horas efect. día | días de trab. efectivo | No. de horas efectivas de trabajo | C o s t o |
|-------|-------------|---------------------|---------------------------|--------------------------------------|--|
| 8 | 100 | 8 | 12.50 | $8 \times 12.5 = 100$ | $12.5 \times 8000 = 100,000$ |
| 9 | 97.2 | 8.748 | 11.43 | $8.748 \times 11 + 3.772 = 100$ | $11 \times 9500 + 3772 = 108,272$ |
| 9.5 | 95.8 | 9.101 | 10.99 | $9.101 \times 10 + 8.99 = 100$ | $10 \times 10250 + 9500 = 112,000$ |
| 10 | 94.5 | 9.450 | 10.58 | $9.45 \times 10 + 5.5 = 100$ | $10 \times 12000 + 5500 = 125,500$ |
| 11 | 91.8 | 10.098 | 9.90 | $10.098 \times 9 + 9.118 = 100$ | $9 \times 14000 + 9.118 \times 1500 = 139,677$ |
| 12 | 90.4 | 10.848 | 9.22 | $10.848 \times 9 + 2.368 = 100$ | $9 \times 16000 + 2368 = 146,368$ |

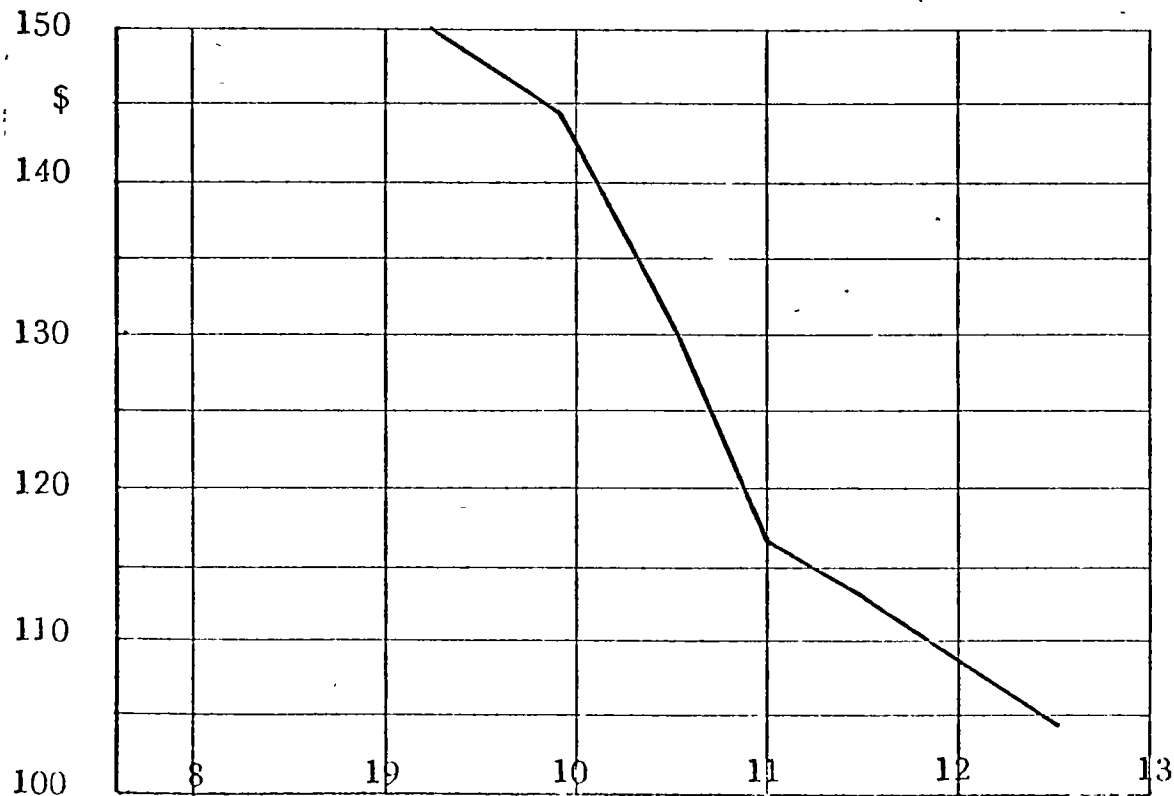


FIG. III-2

| Turno | Rendimiento % | No. de hrs. efect. de - trab/turno | No. total de hrs. efect. de trab. | No. requerido de días efectivos de trabajo. | No. de hrs. efect. de trabajo | C o s t o \$ |
|-------|---------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 100 | 8 | 8/1 T . | 10/ 1 T. | 10x8 = 80 | 10x8000 = 80000 |
| 2 | 95 | 7.6 | 15.6/2 T. | 5.13/2 T. | 5x15.6+2 = 80 | 5x20000+2000=102000 |
| 3 | 90 | 7.2 | 22.8/ 3 T. | 3.51/3 T. | 3x22.8+1x8+ +0.47x7.6 = 80 | 3x36000+8000+ +0.47x16000 = 121640 |

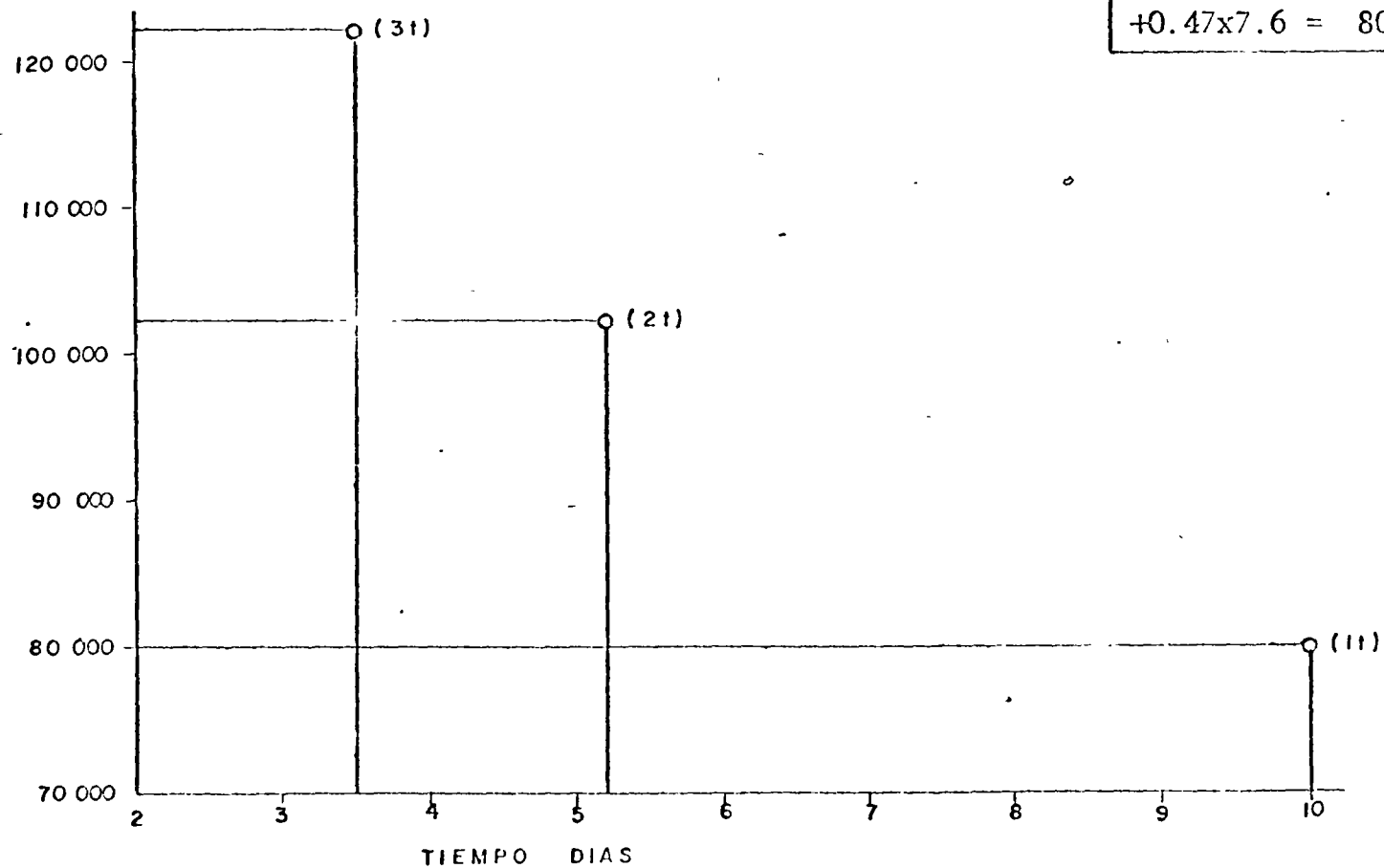


Fig. III-3

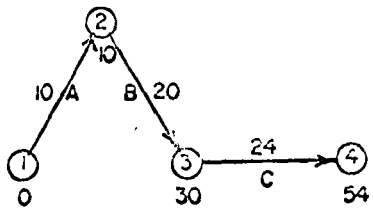
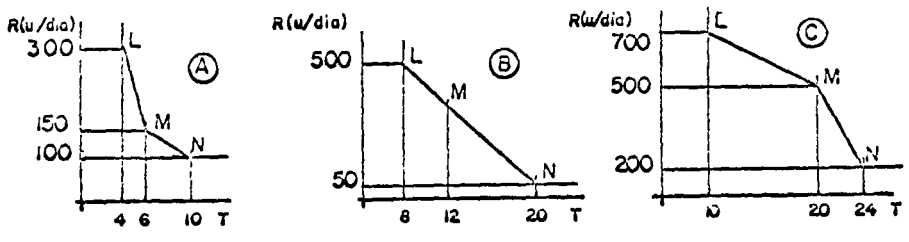
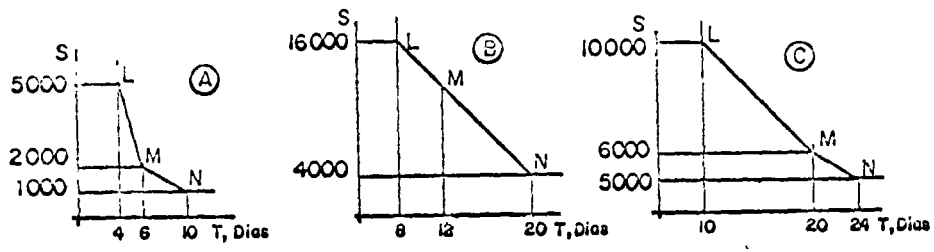
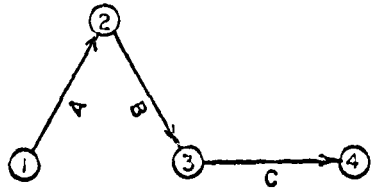


FIG. IV-1

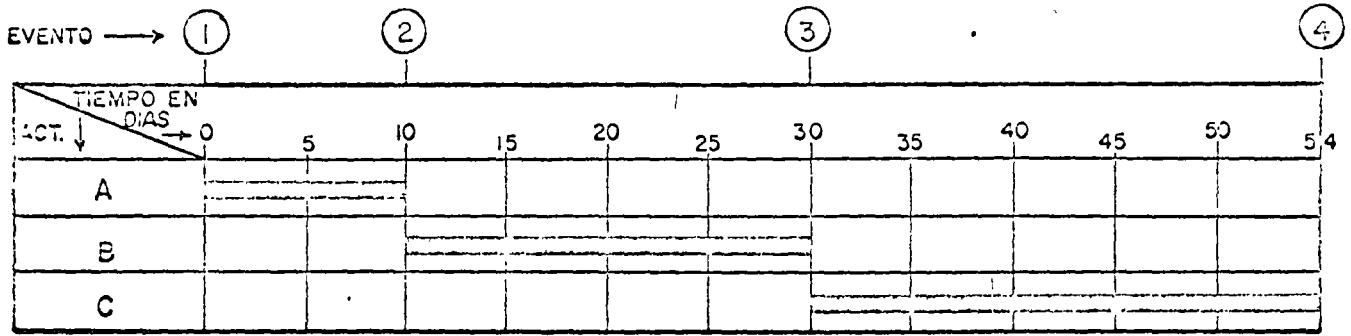


Fig. IV - 2 - 1

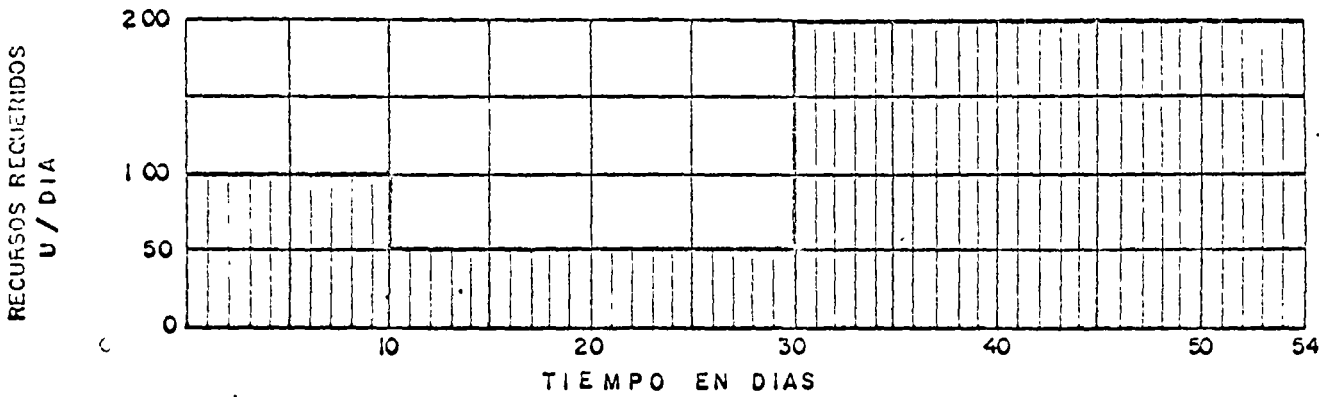


Fig. IV - 2 - 2

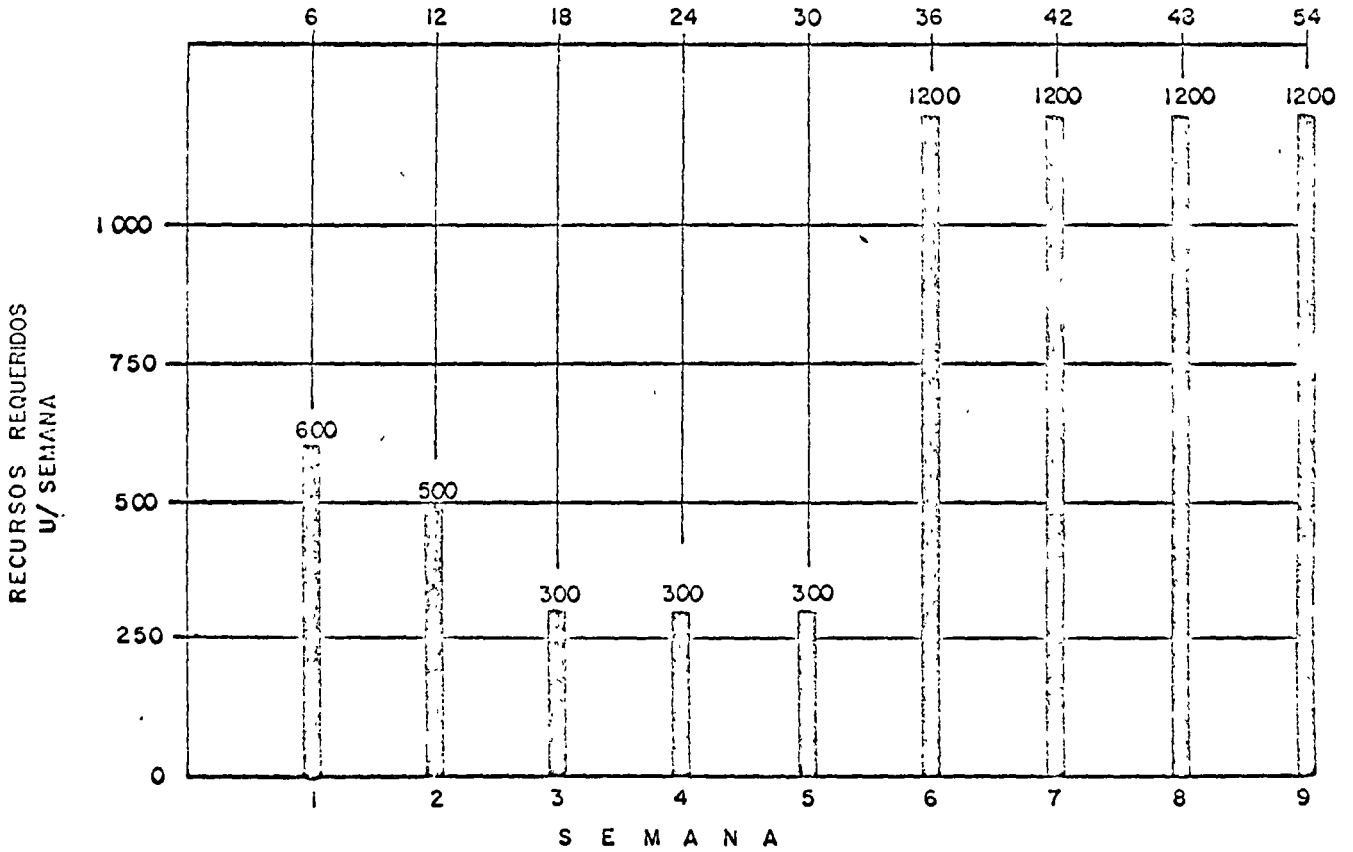


Fig. IV - 2 - 3

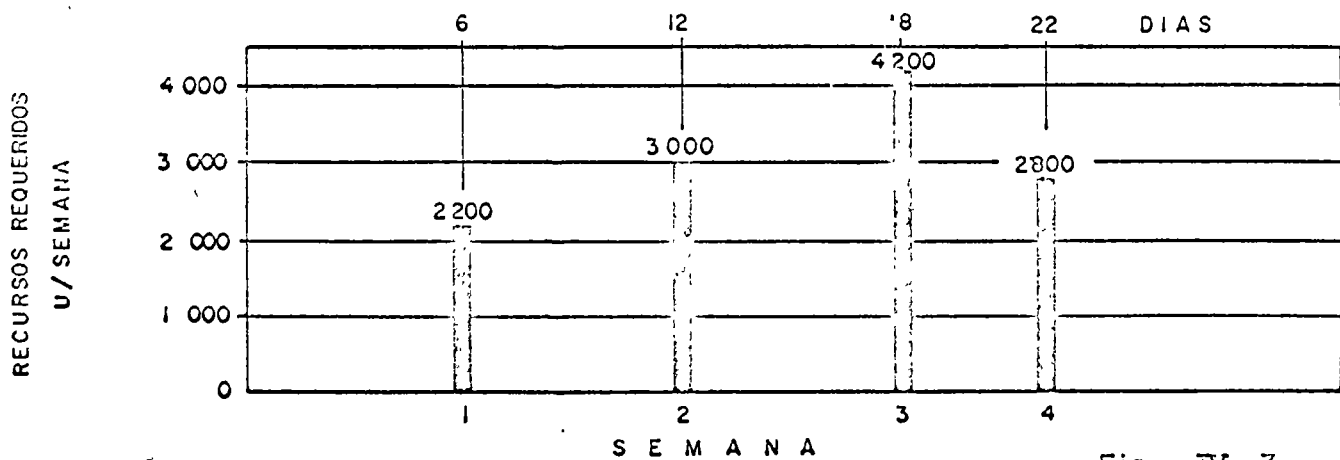
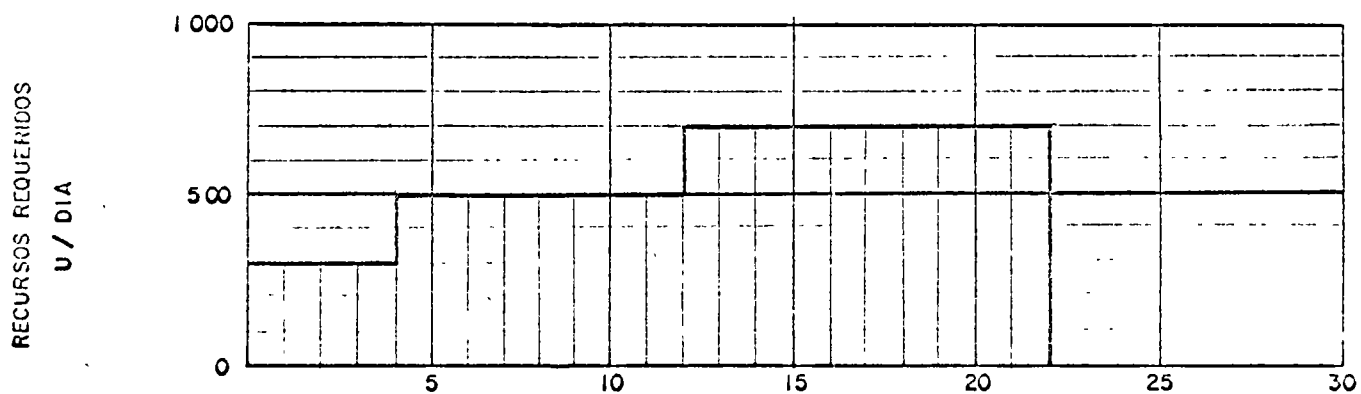
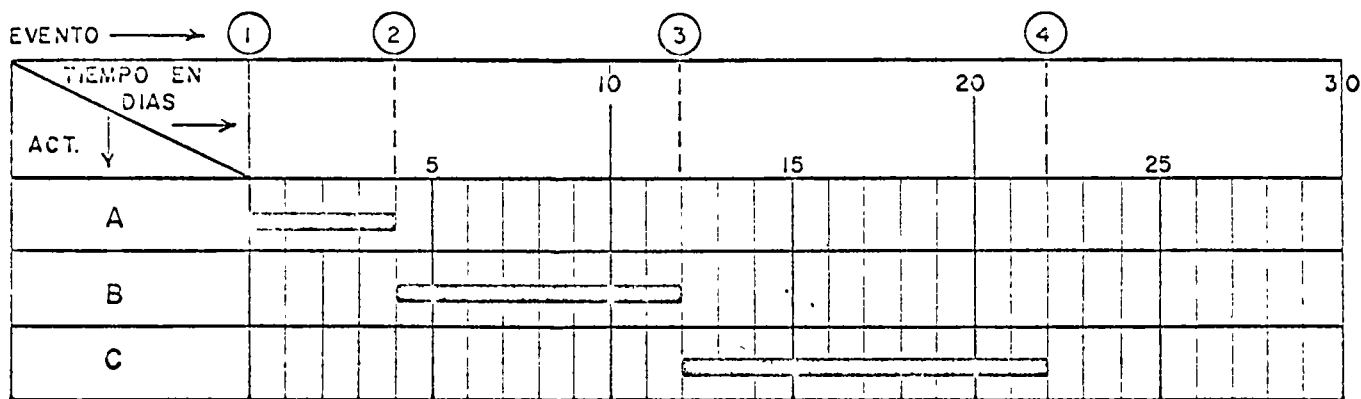
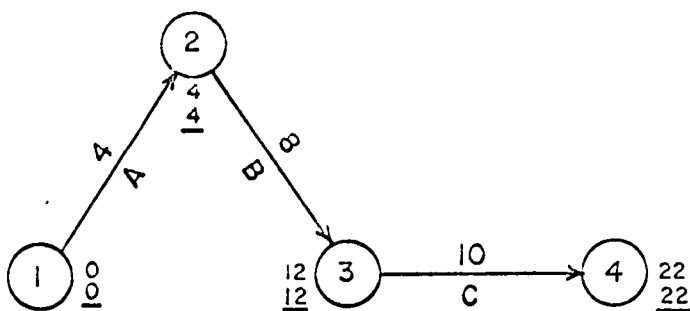


Fig. IV-3

$$4 \leq t_A \leq 10$$

$$8 \leq t_B \leq 20$$

$$10 \leq t_C \leq 24$$

$$T = t_A + t_B + t_C \therefore$$

$$22 \leq T \leq 54$$

FIG. IV-4-1

| t_A | | t_B | | t_C | | T |
|-------|---|-------|---|-------|---|-----|
| 10 | + | 15 | + | 10 | = | 35 |
| 6 | + | 18 | + | 11 | = | 35 |
| 4 | + | 15 | + | 16 | = | 35 |

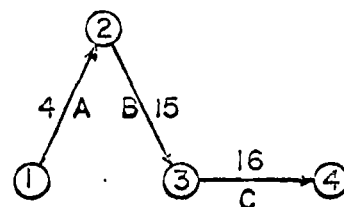
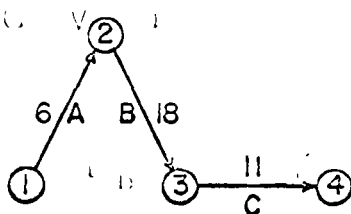
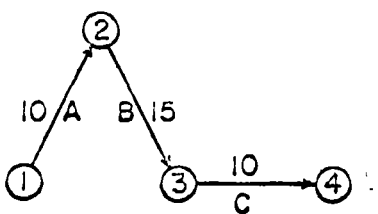


FIG. IV-4-2

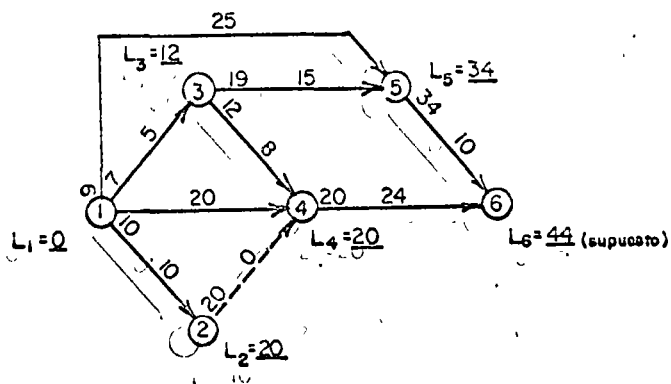
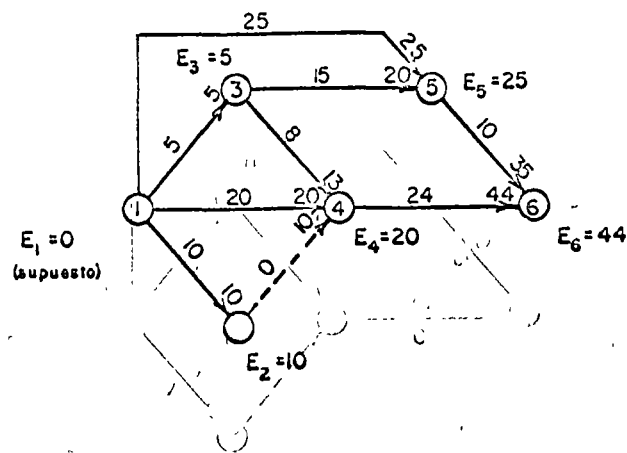
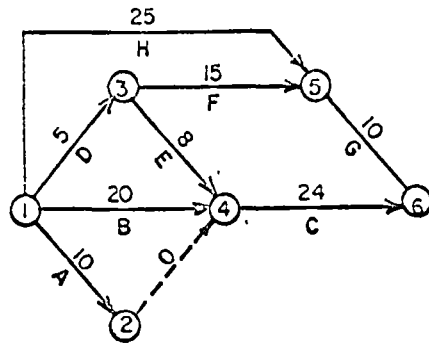


FIG. V-1

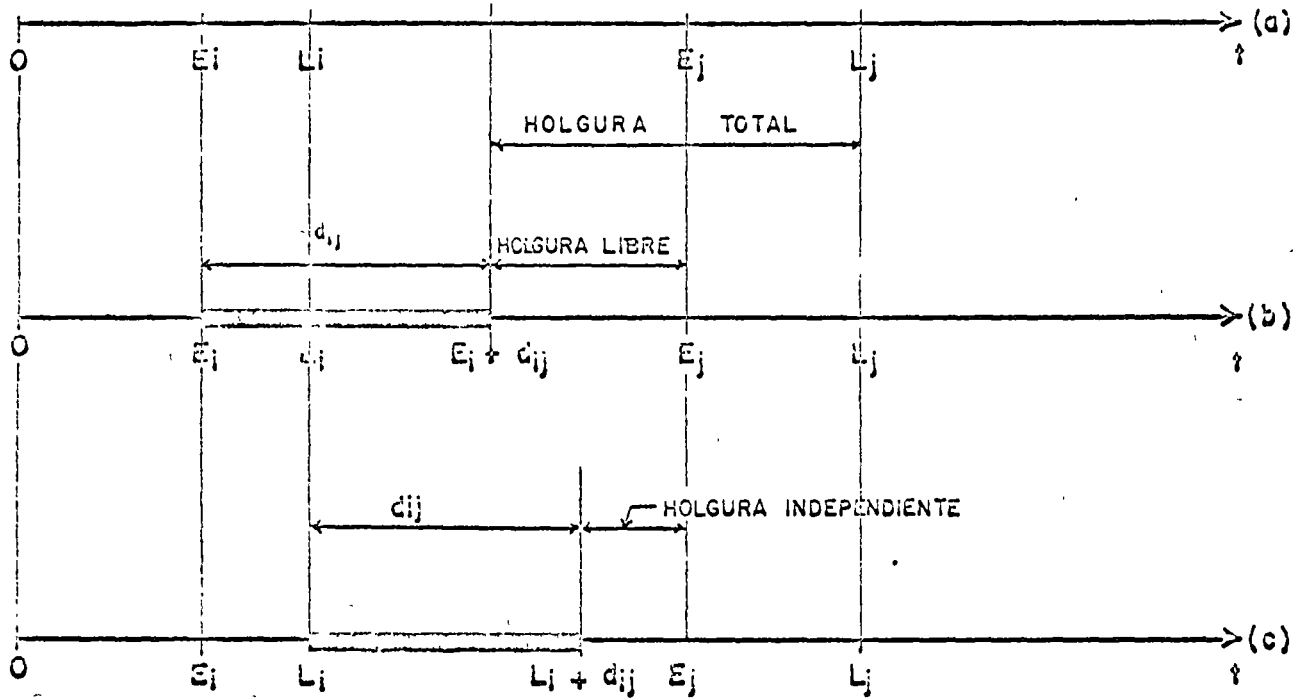


Fig. V-2

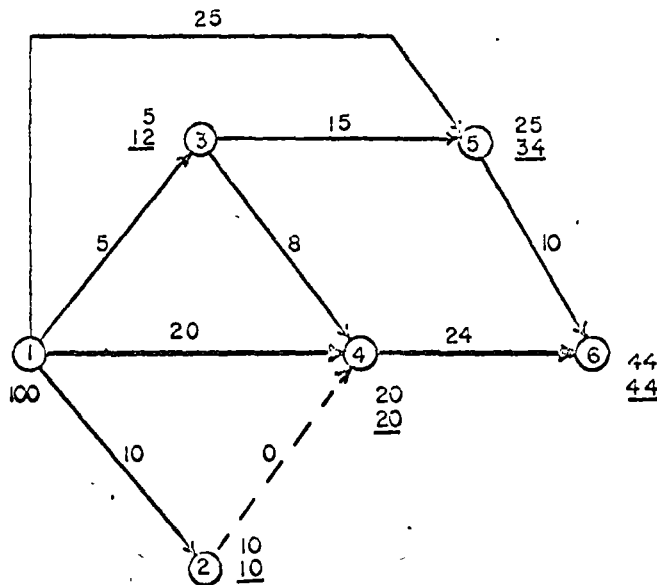


Fig. V-3

| ACTIVIDAD | | d _{ij} | E _i | L _i | E _j | L _j | HT _{ij} | HL _{ij} | HI _{ij} | HT _{ij} /d _{ij} |
|-----------|---------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------------------|
| Descrip. | i-j | | | | | | | | | |
| A | 1-(2-4) | 10 | 0 | 0 | 20 | 20 | 10 | 10 | 10 | 1 |
| D | 1-3 | 5 | 0 | 0 | 5 | 12 | 7 | 0 | 0 | 1.400 |
| B | 1-4 | 20 | 0 | 0 | 20 | 20 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| H | 1-5 | 25 | 0 | 0 | 25 | 34 | 9 | 0 | 0 | 0.360 |
| E | 3-4 | 8 | 5 | 12 | 20 | 20 | 7 | 7 | 0 | 0.875 |
| F | 3-5 | 15 | 5 | 12 | 25 | 34 | 14 | 5 | -2 | 0.933 |
| C | 4-6 | 24 | 20 | 20 | 44 | 44 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| G | 5-6 | 10 | 25 | 34 | 44 | 44 | 9 | 9 | 0 | 0.900 |

FIG. V-4

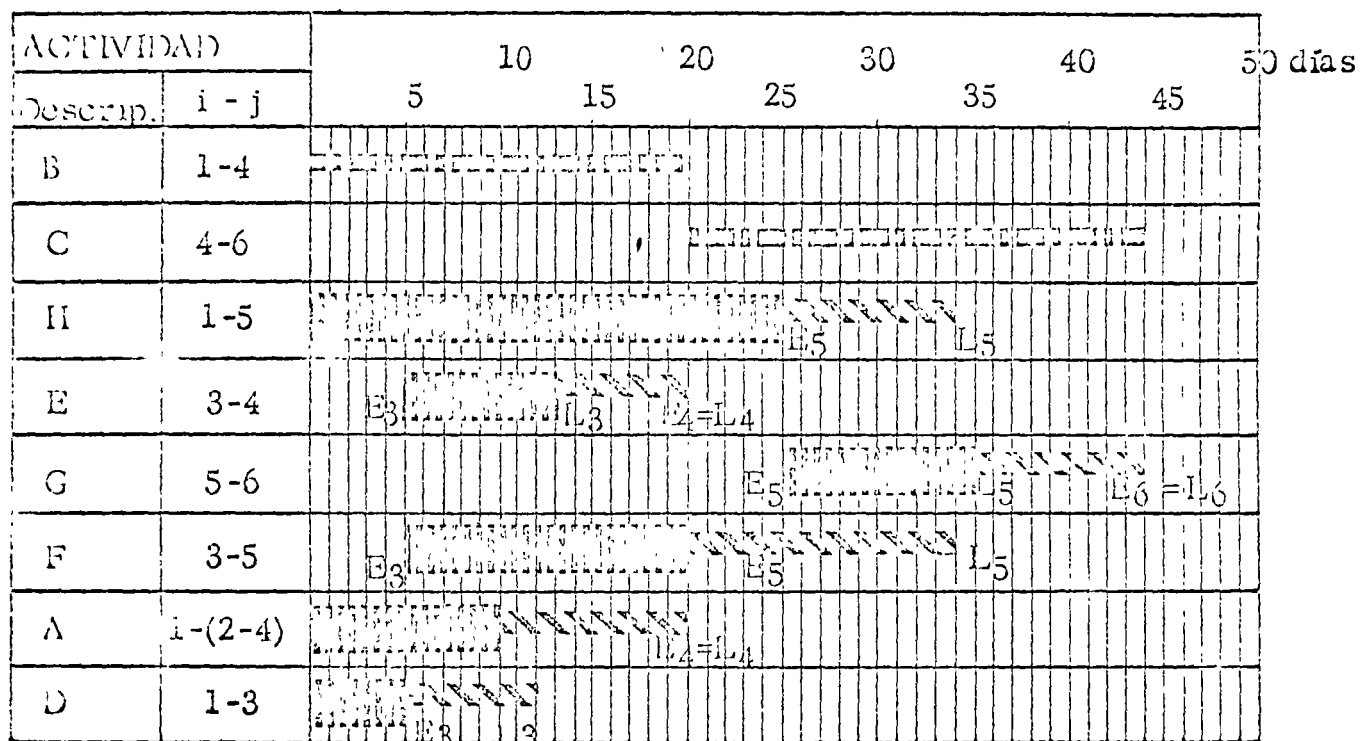


FIG. V-5-1

| ACTIVIDAD | | Duración Selecc. días | R u / día |
|-----------|-----|-----------------------------|--------------|
| A | 1-2 | 10 | 100 |
| B | 1-4 | 20 | 200 |
| C | 4-6 | 24 | 100 |
| D | 1-3 | 5 | 200 |
| E | 3-4 | 8 | 200 |
| F | 3-5 | 15 | 200 |
| G | 5-6 | 10 | 100 |
| H | 1-5 | 25 | 200 |

FIG. V-5-2

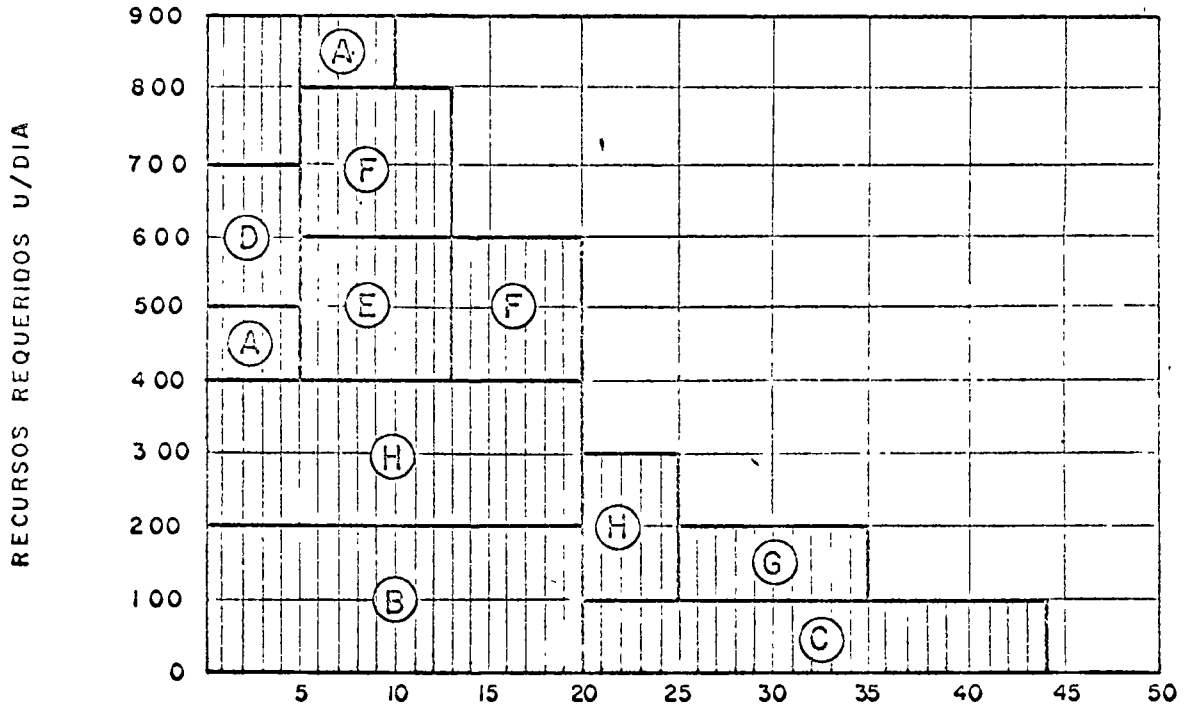


Fig V - 5 - 3

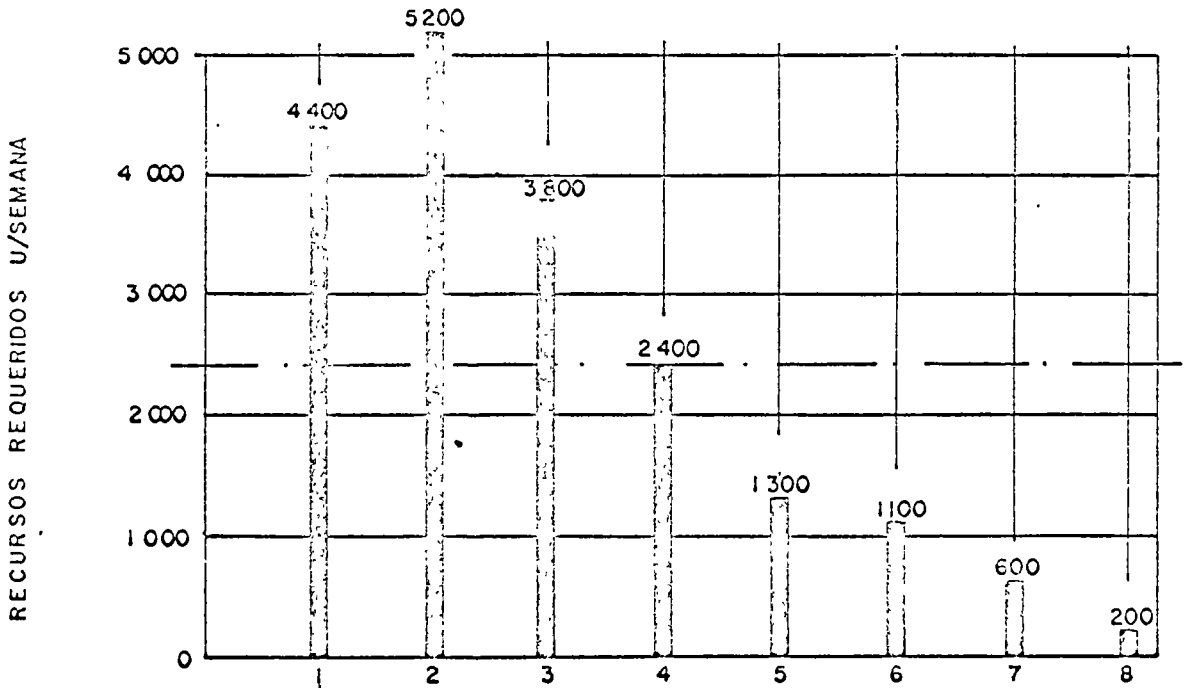


Fig. V - 6



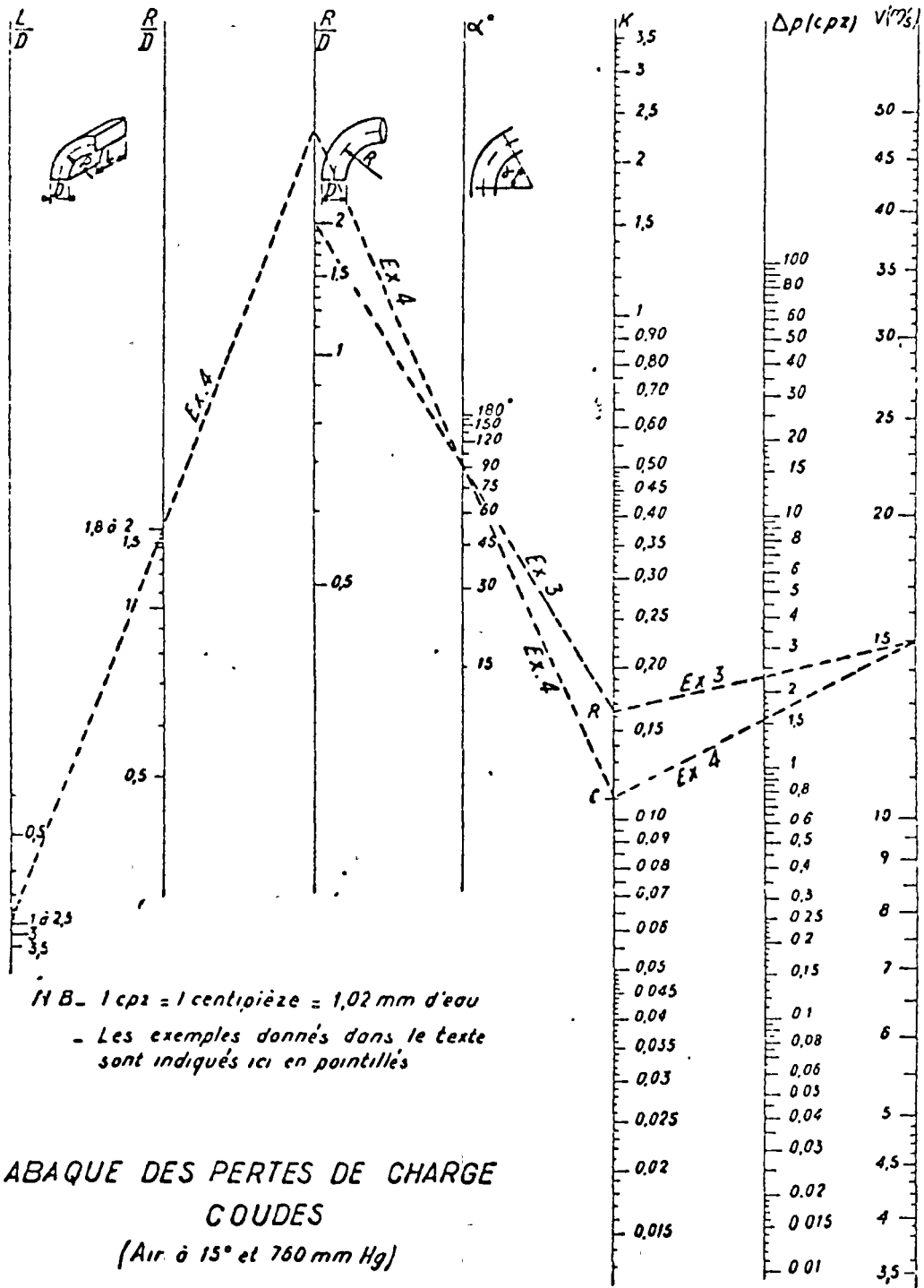
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TUNELS

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO.

Abaque n° 2



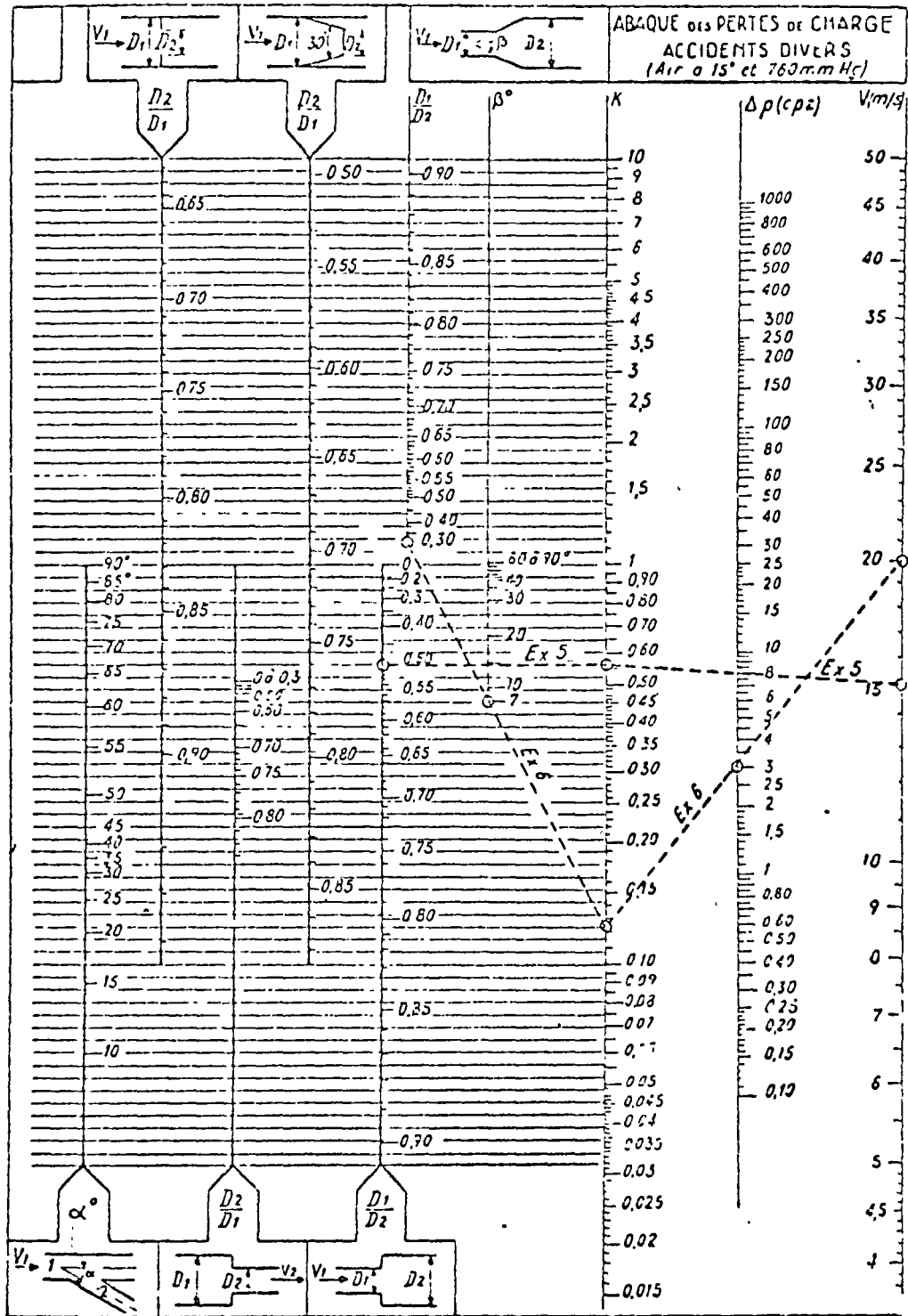
N.B. - 1 cpz = 1 centipièze = 1,02 mm d'eau
 - Les exemples donnés dans le texte
 sont indiqués ici en pointillés

ABaque DES PERTES DE CHARGE
 COUDES

(Air à 15° et 760 mm Hg)

(Abaque Ventil)

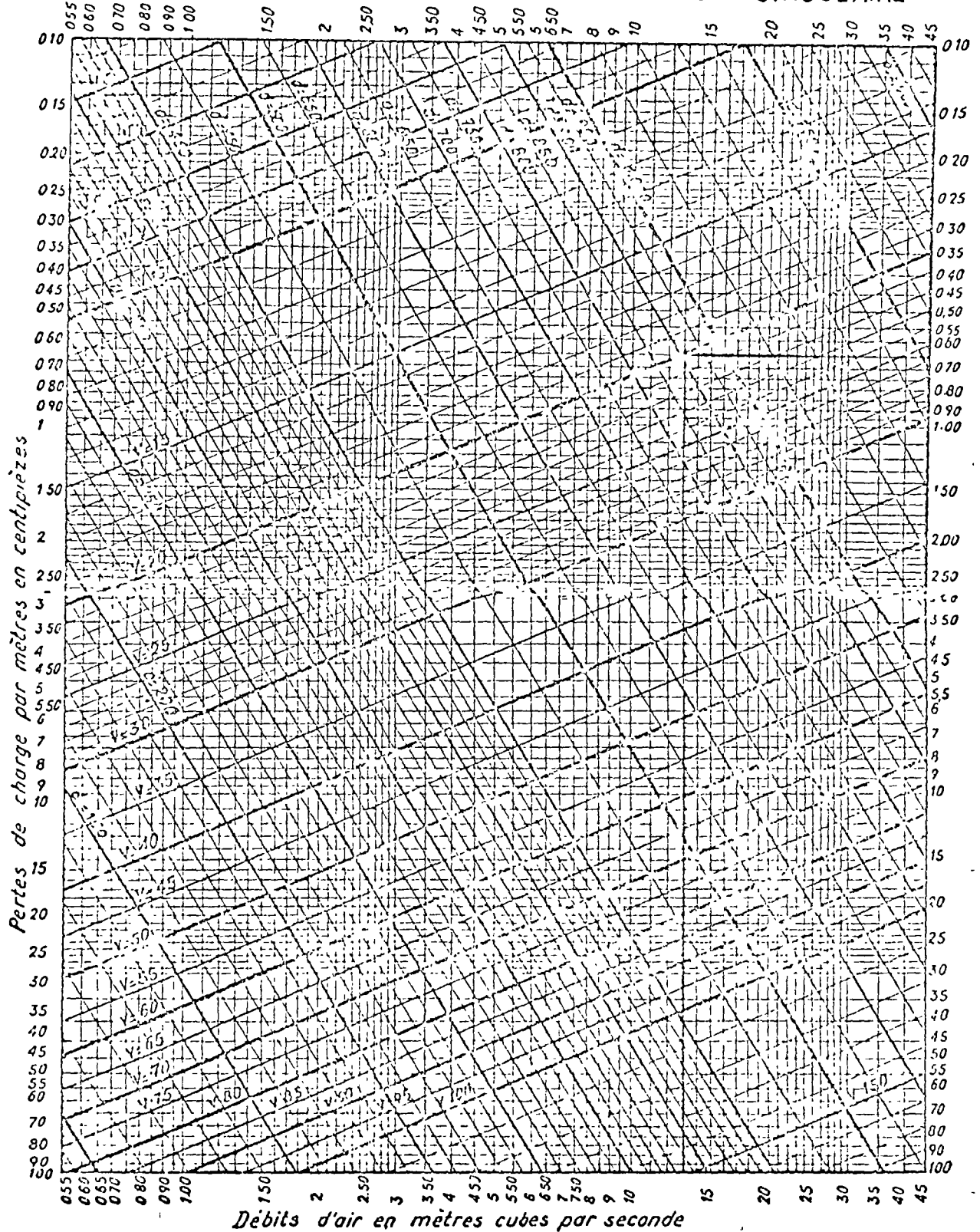
Abaque n° 3

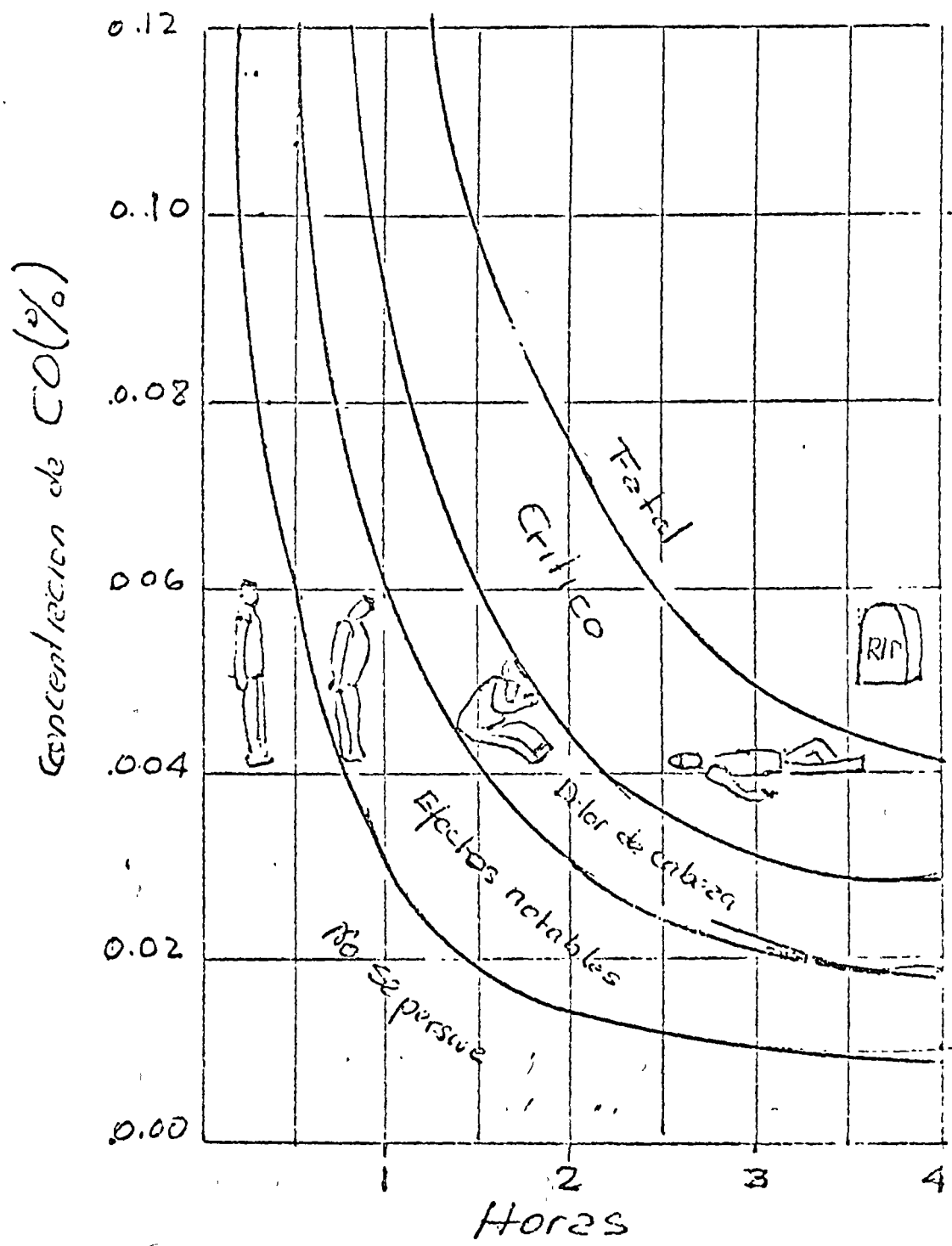


M.B. Les exemples donnés dans le texte sont indiqués ici en pointillés

(Abaque Ventil)

ABAQUE POUR LA DETERMINATION APPROCHEE DES PERTES DE CHARGE DES CONDUITES DROITES DE SECTION CIRCULAIRE

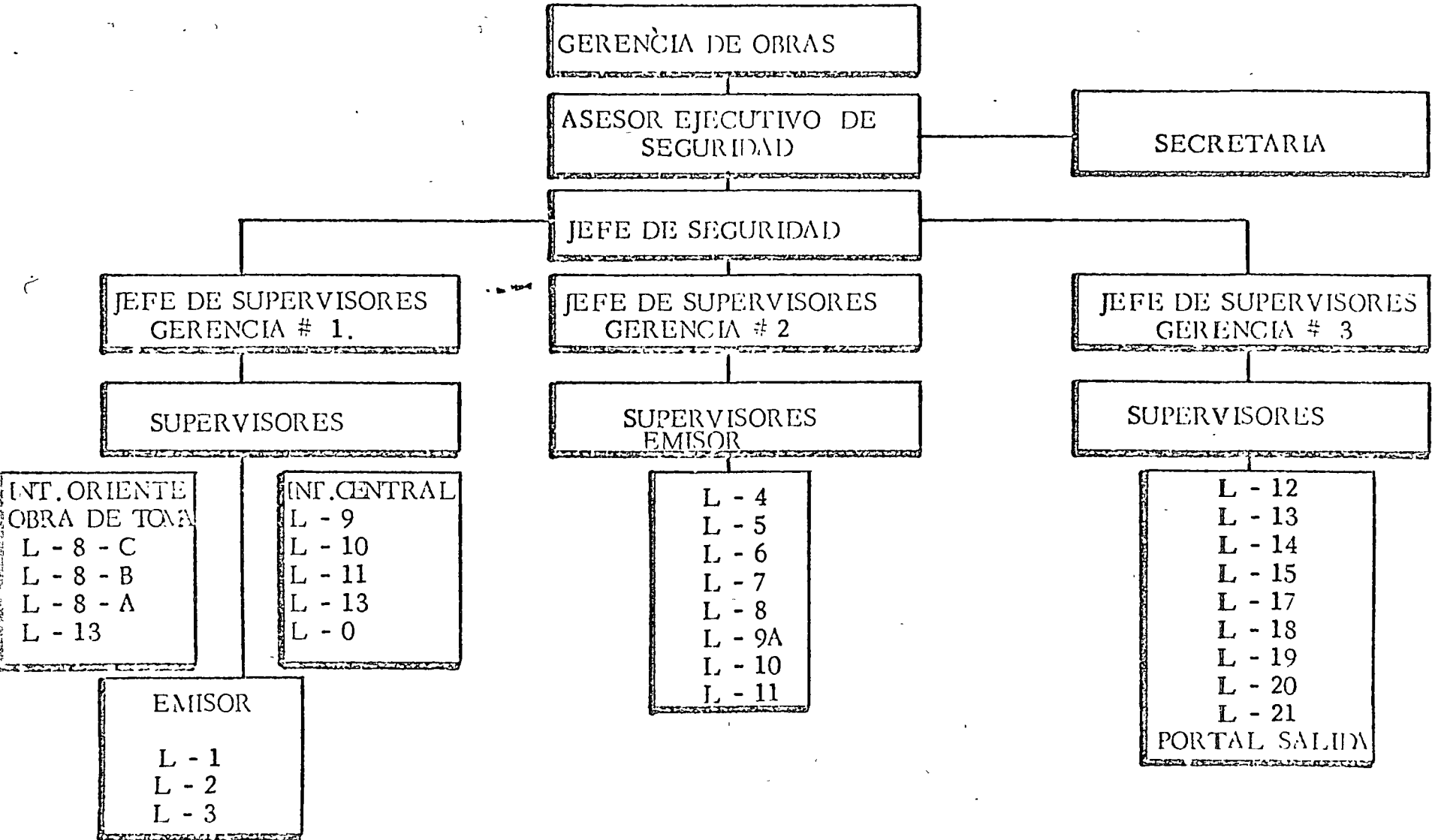




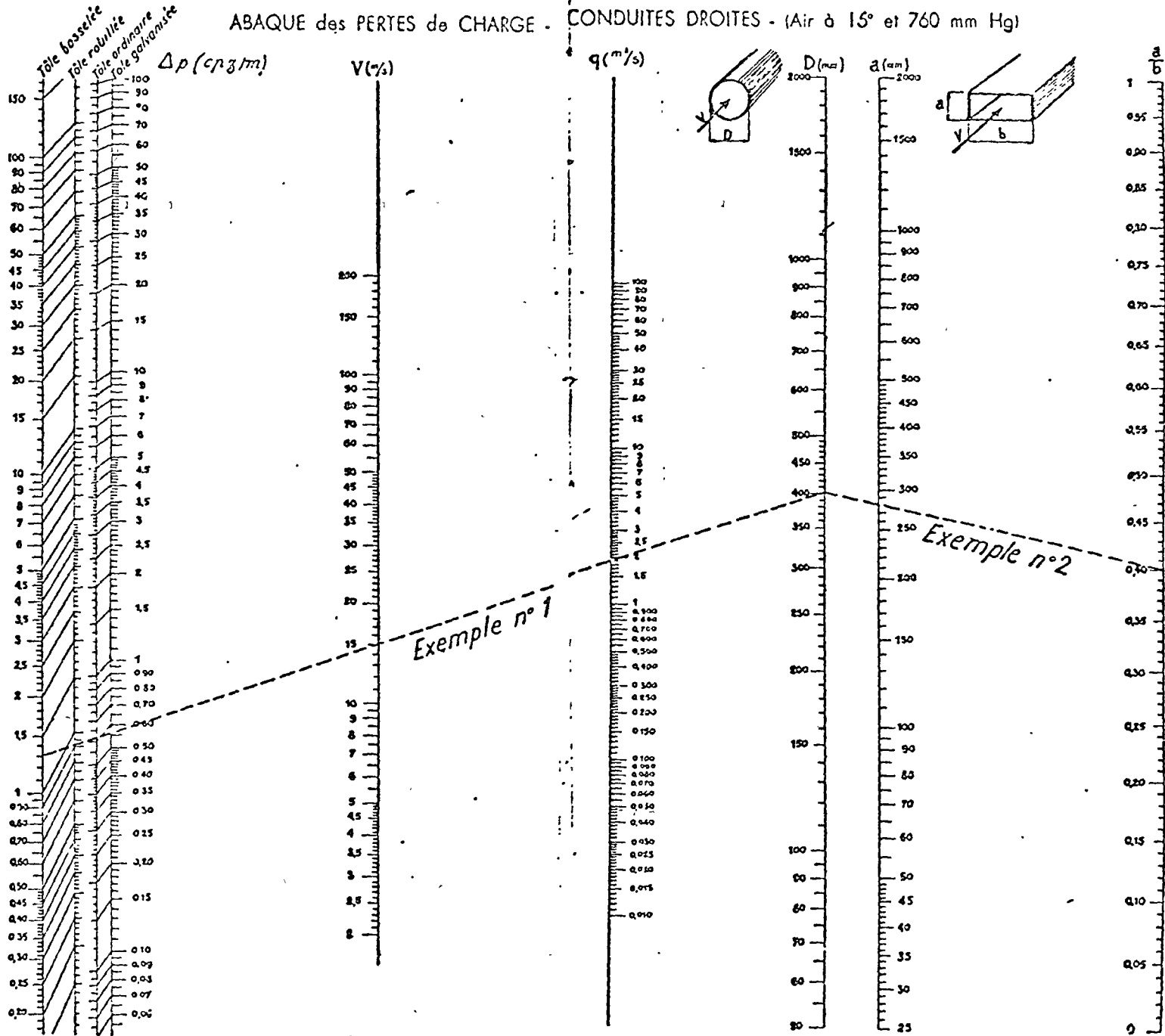
Rangos de peligro de permanencia prolongada en una atmosfera contaminada con monoxido de carbono (CO)

ORGANIZACION DE LA GERENCIA DE SEGURIDAD

ORGANIGRAMA . -

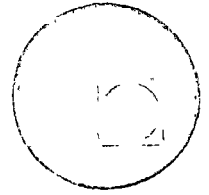


ABaque des PERTES de CHARGE - CONDUITES DROITES - (Air à 15° et 760 mm Hg)





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



T U N E L E S

TEMA: INTRODUCCION

ING. RAUL E. OCHOA E.

○ Tenemos un ejemplo notable en el caso de las Grutas de Cacahuamilpa: son túneles irregulares que atraviesan la montaña, en una longitud de más de seis kilómetros y los ríos Maniñitenango y San Jerónimo, - que han provocado otras grietas de solución en las calizas, recorren subterráneamente la montaña hasta unirse a la salida aguas abajo en el lugar llamado Dos Bocas, para formar el Río Amacuzac. Indiscutiblemente que éstos son túneles naturales, ya que comunican de acuerdo con la definición, y además, permiten el paso del agua. Existen muchos ejemplos de túneles naturales que hacen aparecer como que los ríos se pierden subterráneamente y vuelven a aparecer en un trécho más o menos largo.

○ Si nos remontamos a épocas prehistóricas, en el Paleolítico y el Neolítico, existían cavernas naturales en donde el hombre primitivo habitó y dejó testimonio de su actividad en las propias cuevas. Es el caso de las Cuevas de Altamira, en España; por ejemplo, se tienen las pinturas rupestres.

○ El hombre se encontró con estas maravillas naturales desde la prehistoria; empezó a tratar de imitar a la naturaleza construyendo cavernas y túneles para su habitación y protección principalmente. Pero en los tiempos históricos, digamos de seis mil años hacia nuestros días, veamos lo que ha ocurrido: así es desde esos tiempos, el arte de tunelear fue entendido y los primeros pobladores de la tierra deben de haberse encontrado con la misma paradoja que los tuneleros modernos confrontan continuamente, en donde los túneles son fáciles pocas veces son necesarios o raras veces son necesarios y donde son necesarios raramente son fáciles.

Nanost ropus. Este túnel fue descubierto por los arqueólogos modernos en 1881 y tiene aproximadamente un kilómetro de longitud. Es incuestionable que al hacer esta obra con cincel y martillo debe haberse llevado varias décadas y lo más notable es que fue abierta en dos frentes, que para los medios con que se contaba entonces, nada más guiados por el sonido de los cinceles o martillos, pudieron hacer la construcción por medio de correcciones que hacían en el trazo para efectuar la unión por medio de alguna curva inversa.

Pero retrocedamos todavía un poco más: el túnel de Semiramis, bajo el Eufrates. Este túnel era desconocido puesto que no queda ningún trazo, ninguna traza de él o ningunos restos. Construido bajo el reinado de Semiramis de Babilonia para conectar su palacio con el Templo de - - - Marduk; la forma de hacerlo era que en el tiempo de estiaje o en que el -- caudal del Eufrates baja considerablemente, se le desviaba a un lado el -- cauce, se abría una zanja a la cual se recubría con muros de tabique recocido, const ruyéndose la bóveda; se volvía a rellenar y se desviaba el río hacia esta parte ya construída para repetir la operación en el otro tramo -- del río, justamente como se hacen algunas obras modernas y así podía tener comunicación todo el año al templo, desde el palacio por un conducto seco y al río pasando sobre él.

Para apreciar lo grande de esta obra de la antigüedad, deberemos darnos cuenta que hasta el Siglo XIX de nuestra era, se construyen túneles y sifones de características semejantes. Se supone que este túnel fue hecho en el Siglo II, antes de nuestra era, que en ese tiempo era to-

Superior, aún los Aztecas en el Nuevo Mundo y los Hindúes, se tienen datos de templos excavados en las rocas.

Pero veamos ahora cuál es el objeto de los túneles; para qué se realizan los túneles. Podemos clasificarlos en túneles de distintas clases. Los primeros que se realizaron fueron con el objeto de obtener minerales, principalmente hierro, cobre, algunas veces oro y plata.

También como ya lo hemos visto, se han realizado túneles para el transporte de agua potable y por ende una vez usadas estas aguas -- había necesidad de eliminarlas, en muchos casos por medio de conductos que se excavaban en túneles desde tiempos muy remotos.

Refiriéndose a las minas, el mejor tratado escrito por el año de 1527, por Georgius Agrícola, en su libro denominado de *Re de Metallica*, - publicado en 1556, un año después de su muerte, explica los métodos increíbles que se usaban para la explotación de minerales en túneles y galerías subterráneas. Los métodos que usaban para desaguar empleando la rueda con canjilones de madera o metálicos, para ir extrayendo el -- agua a distintos niveles hasta su expulsión fuera del área donde se traba jaba. Algunas veces era por medio de animales que eran movidas estas -- ruedas para la extracción del agua.

Los acueductos romanos son bien conocidos por todos los historiadores durante el Imperio Romano, inclusive varios siglos antes de -- Cristo, se construyeron muchos acueductos, ya que era una de las preo cupaciones principales de los emperadores el abastecer de agua a Roma.

Los túneles también se usaron para el desarrollo gigantesco de las comunicaciones por agua. Si pensamos que un caballo fuerte es -- capaz de transportar a lomo aproximadamente unos 1,25 kilos; si nosotros lo hacemos que arrastre un carro de ruedas, puede tal vez transportar - hasta dos toneladas; pero si lo ponemos a jalar una lancha o una barcaza en el río, podrá jalar hasta 30 toneladas y quizá si la pendiente es baja, puede llegar a jalar hasta 50 toneladas.

Estas cifras dan la explicación de la cantidad de canales que se -- construyeron en la Edad Media y hasta a lo que se llamó la explosión de - construcción de canales en toda la Europa. Estos eran unas arterias antes de que apareciera el ferrocarril, magníficas para la transportación, - por lo que se unieron cantidad de canales y ésto se constituyó en una cosa común tanto en Holanda, como en Italia, como en Alemania y Francia y algunos ríos fueron conectados atravesando para ello los parteaguas por medio de túneles.

En la cabecera de la Liga Aniciática se conectaron aproximadamente por 60 Kms. de canales, incluyendo alrededor de 10 Kms. de canales - superiores, con compuertas para la navegación; esto ocurría en el Río -- Elba por los años de 1400. Para este tiempo la construcción de canales se volvió rutina entre los Milanese después de Federico Barbarrosa, que -- había dominado la ciudad por el año de 1167, ellos trataban de encerrar a la ciudad de Milán para mayor seguridad, algo así como 10 años después, se construyó un canal de 45 Kms. para fines de irrigación del Río Ticino, hasta un depósito justamente fuera de la ciudad. En el año de 1696, este canal fue ampliado hasta 60 metros, pero ya que el nivel del agua bajaba

velocidad grande de acuerdo con el Ing. Bertola de Novatti, que proveía - sus canales con doble compuerta del tipo abatible que hemos visto antes y cuya muerte en 1475 privó a Milán y a Europa del constructor más grande de canales de aquel tiempo.

Seis años después, en 1481, Ludovico Esforza, Duque de Milán, recibió una de las más interesantes cartas de aplicación o de solicitud de trabajo que se hayan escrito nunca. El escritor aseguraba que no existía ningún problema en las artes y ciencias que él no pudiera resolver; él -- podía construir toda clase de puentes, fortalezas, máquinas de destruc- - ción, túneles, minas, construcciones campestres, morteros y máquinas de arrojar fuego, es decir, cañones. También conocía cómo construir -- vagones que aseguraba ser indestructibles, que él podía entrar con sus - piezas dentro del enemigo y confundirlo severamente con la infantería si siguiendo atrás sin oposición. El escritor remarcaba en repetir que él podía esculpir también en bronce, terracota y mármol. Estaba también fuera de duda que era el mayor pintor vivo. Contrario a su esperanza, su Alteza, el Duque, no estaba en necesidad inmediata de los servicios mencionados; sin embargo, quien ponía la carta agregaba que también conocía cómo conducir el agua de un lugar a otro en canales. Dada la redacción de la -- carta ofreciendo los servicios en estos tiempos, se pensaría que la persona estaba loca e inmediatamente se tiraría al cesto de los papeles, o bien podía circular en la oficina para diversión de todas las personas. Sin embargo, - el Duque Ludovico lo único que hizo fue trasladar al que enviaba la carta y le dió el trabajo de Ingeniero del Ducado, así que además de otras distincio- nes, el Duque podía agregar el crédito de haber empleado a la persona más

ción actual del tipo de compuerta abatible, es suficiente para colocar a -- Leonardo aparte del común de los ingenieros. Este tipo de compuerta abrió nuevos horizontes a los constructores de canales y con gran eficiencia en el ahorro de tiempo para usarlos. Pocos años antes de la muerte de Leonardo, ahora en el servicio del Rey de Francia, Francisco I, estuvo metido en una empresa que excedía cualquier cosa que se había intentado en la Lombardía. Era un proyecto de canales interiores desde el Atlántico -- hasta el Mediterráneo, un canal de los dos mares conectando el Río Girona y el Loira; como siempre ocurre, estos planes no se llevaron a cabo. Leonardo murió y lo hizo también su patrón. Extrañamente de estos planes, el canal de Languedoc que ha preocupado a los grandes genios del tiempo sin aún contar con una topografía tosca, vino a ser realizado por un Colector de Rentas que se había tornado en ingeniero amateur en la edad media; él pudo hacer los planos con grandes detalles y construyó un modelo de lo que sería el esquema del canal con las subsecuentes modificaciones y se convirtió por lo tanto en el trabajo más grande de ingeniería civil desarrollada al Norte de los Alpes. El nombre del promotor ingeniero y constructor de los 220 Kms. del Canal Languedoc, fue Pierre Paul Riquet que era de 58 años. Murió en 1682, él envió los primeros planos a Corbert que era el Ministro de Finanzas de Luis XIV, la idea le pareció curiosa al Ministro de las Finanzas. Sin embargo, se interesó por el esquema en detalle. Los planos fueron aprobados, pero se tuvieron ciertas dudas acerca de la posibilidad de pasar aproximadamente cinco kilómetros de la parte alta de los valles. Para probar lo correcto del esquema, Riquet a su propio gasto, construyó 43 kilómetros de canal de seis metros de ancho y tres metros

hidráulica había llegado a la madurez.

El Curator del Agua en Roma, Julius Frontinius, que ha sido ya mencionado, construyó un número grande de canales militares mientras servía como Gobernador en Bretaña en el reino del Emperador Vespaciano. Uno de ellos es el Dique Fose que conecta el Río Tren con Lincoln y que ha sido usado hasta nuestros días. Algunos canales simples o quizá más acertadamente zanjas, fueron excavados en tiempos de Elizabeth de Inglaterra.

Decíamos que podíamos tener los túneles para los siguientes fines: obtención de minerales de todas clases, comunicación para canales de agua, transporte de agua y transporte de aguas residuales o aguas negras o aguas de lluvia que pueden causar daños.

Tenemos túneles para ferrocarril. Es evidente que los primeros -- que se construyeron fue cuando resultó una necesidad para las comunicaciones ferroviarias.

Tenemos también túneles carreteros con objeto de acortar la distancia y las elevaciones de operación en las carreteras.

Túneles para los ferrocarriles subterráneos. Túneles para los servicios públicos. La ordenación del subsuelo a las grandes ciudades. Túneles para los transportes colectivos en las ciudades. Túneles para las plantas hidroeléctricas, que son protegidas en esta forma de cualquier destrucción y sobre todo en climas fríos y avalanchas de nieve, etc.

Por último, túneles para la construcción de refugios contra bombas atómicas.

El calor era uno de los principales problemas por el espesor del techo. No se tenía un compresor de aire, se usaba pólvora negra que producía un humo espeso, grasoso y opaco, aún en campos abiertos de batalla. El método de perforación seguía siendo como se hacía cientos de años antes, es decir, barrena golpeado con marro. Se pretendía de acuerdo con Maus, - por medio de aire comprimido, efectuar la perforación nada más con aire. Un científico brillante de mediados del siglo pasado, fue el Profesor Daniel Colladón, de la Universidad de Ginebra, en Suiza. Experimentaba con aire comprimido y consideraba la posibilidad de usarlo en la construcción de - túneles y aún sugirió a Brunel que lo usara para conservar el agua fuera del túnel en el Támesis. El Gobierno del Piamonte le dió seguridades de - patente y pudo producir en dos años un dispositivo para transmitir el aire comprimido desde fuera del túnel sin pérdida de presión. El aire tenía varias funciones: control de temperatura, ventilación y limpia de las perforaciones y fuerza para la perforación.

Una coincidencia fortuita, un trío de ingenieros de la Universidad de Turín, estaban trabajando en un martillo neumático para operar un dispositivo estacionario para proporcionar potencia extra a locomotoras en -- pendientes grandes. El jefe del trío era Germain Somellér y asociado a - - Maus Bartlet se le ocurrió a Somellér que su martillo podía operar una -- perforadora.

El Parlamento del Piamonte aprobó entusiastamente la máquina de Colladón y Somellér. Esto fue en 1857, y se construirían en Bélgica las máquinas, pero no se hicieron hasta enero de 1861, con el ciclo de:

Túnel de San Gothard o en los Alpes Suizos para unir a Zurich - con Milán. 15 kilómetros de longitud.

TUNELES DEBAJO DEL HUDSON.

El Coronel Haskins usó por primera vez el aire comprimido para puentes, para las pilas. Por primera vez se usó en el túnel la mezcla de la rezaga de arcilla con agua y se bombeaba en tubo de 6" hasta la superficie.

JAMES HENRY GREATHEAD, INVENTOR.

Aunque fue Alfred Beach el primero que usó un escudo cilíndrico con aire comprimido este Sur-Africano. Sin embargo, Peter Barlow decía haber inventado en 1864 un escudo cilíndrico que usaba en los túneles -- del Támesis en la Torre de Londres y gatos mecánicos y en el Río Támesis lograron hacer estos túneles.

DR. E. W. MOIR.

Encuentra las razones de las enfermedades causadas por el aire - comprimido, 3-1/2 atmósferas.

Marzo 11 de 1904. Después de 30 años, se terminó el túnel del - Hudson para ferrocarril. Se llamaba Túnel McAdoo.

Túneles de Loetschberg, en Suiza, en Berna y el Túnel del Simplón de 15 Kms.

minó con la invención de la perforadora con un agujero en el centro y -- conectando en todo lo largo; en esta forma el aire comprimido se podía aplicar hasta el fondo de la perforación para remover el polvo. Esto fue la contribución de J. G. Leyner's, histórica en 1890 que se aplicó en las minas y desde entonces las innovaciones han sido insignificantes, excepto una cosa, que en el agujero podía también meterse agua para que el polvo no perjudicara a los mineros o perforistas, sino que al mezclarse el agua salía en una forma de lodo que no hacía daño.

Para hacer perforadoras ligeras, provistas de una pierna de aire alimentadora, se supone que fue introducida en 1930 por un fabricante alemán, pero el arquetipo es la R H 656, diseñada por Erik Ryd, de la compañía Atlas Copco.

PEQUEÑOS GRANDES INVENTOS

Las cosas han progresado tanto a partir de 1950, que prácticamente se ha causado una revolución en los bastos trabajos de excavación subterránea, que se ha dado en llamar cirugía geográfica. Un ejemplo de esto es el descubrimiento del carburo de tungsteno, que permite tener la punta de la barrena mucho más dura y penetra en las rocas de mayor dureza, -- como el granito, como si fuera queso.

El carburo de tungsteno nació después del colapso de 1918 de Alemania. La Fábrica de Lámparas Incandescentes en Berlín, la Osram, se encontró repentinamente que no tenía diamante industrial esencial para el estirado del filamento de tungsteno que emite la luz. El gerente ordenó-

el material era tan quebradizo que solamente en el transporte podía romperse.

La investigación continúa alrededor de lo mismo y se trata de producir metales más duros con una lechada de óxido de tungsteno, en presencia de gas hidrógeno, en donde el tungsteno metálico se obtiene con un polo gris. Las dimensiones de los granos de metal de .5 a 8 micras, pueden controlarse variando la temperatura y el gas hidrógeno, de tal manera que el cuello de botella en la perforación de túneles o minas que era la perforación, se redujo a que se tuvieron que inventar nuevas máquinas para el rezagado del material de excavación, ya que entonces se convirtió en el cuello de botella.

Los grandes túneles del siglo pasado, terminaron a principios de este siglo, con la apertura del túnel del Simplón, pero después de la explosión de la primera bomba atómica en Hiroshima y posteriormente la de Nagasaki, hicieron que Suecia, un país cuya energía eléctrica en 95% -- proviene de plantas hidroeléctricas, con objeto de proteger estas plantas de bombardeos masivos, se empezó la construcción de plantas subterráneas. El suelo de Suecia es generalmente granito masivo bastante regular que facilita estas operaciones, de tal manera que así se ha avanzado en la construcción de estas plantas, hasta llegar a dimensiones gigantescas. En México también ya se han realizado, como en el Infiernillo, en la Angostura, etc. y después de los túneles con escudo y aire comprimido, llegamos a la excavación rápida con máquinas para tunelear, y ahora se -

vestimiento de concreto, se pusieron vías de kaubil de 2 pies, o 60 cms. de ancho. En la actualidad se tienen aproximadamente 150 locomotoras eléctricas que jalan aproximadamente 3,000 carros en los 95 kilómetros de túneles; a diferencia de los metros, estas líneas están totalmente en un solo nivel, sin intención de evitar intersecciones, de las cuales hay cientos, pero la línea opera por un sistema de señales regular y nunca ha tenido un accidente. Los trenes son despachados con un sistema telefónico y toma cargas solamente dentro de los edificios, ya que muchos rascacielos están equipados con elevadores capaces de levantar los carros hasta la parte superior o a pisos intermedios. Además de mercancía y abastecimientos, muchos edificios reciben carbón y eliminan las cenizas gracias a este ferrocarril subterráneo.

Estos ferrocarriles son especialmente útiles cuando se construye un nuevo edificio o se tira uno antiguo. Una rama de la línea es tunelea da hasta el sitio y los desperdicios del edificio se palean mediante un tubo de bajada hasta la vía y entonces es acarreado subterráneamente hasta un punto donde es necesario un relleno. Para el observador que pasa, tiene un efecto extraordinario que los trabajadores palean toneladas de tabique, mortero y cemento en un pozo en la tierra.

Construcción de túneles por el nuevo método Austriaco.

Por Claude Louis
Ingeniero des Arts et Manufactures
Doctor de la Universidad de Karlsruhe
(R. F. A.)
Jefe del servicio "Geotécnica y Geomecánica".
del Departamento Geológico del
B.R.G.M -Orleans- La Source

NOTA DE LA REDACCION

Antes de proceder a la descripción de este nuevo e interesante método de construcción de túneles queremos agradecer al autor del mismo, Doctor Louis su amable autorización así como el envío del material original de este reportaje presentado a finales del pasado año por el autor en las Jornadas de Lyon, desarrolladas bajo el título genérico de "Los procedimientos modernos de construcción de túneles de gran sección". Igualmente, hacemos extensivo nuestro agradecimiento al "Centre d'Etudes des Tunnels (C E T U)" por haber autorizado esta publicación.

A todos los lectores que se encuentren interesados en las ponencias desarrolladas en las Jornadas de Lyon, sobre este tema de "Métodos Modernos de Construcción de Túneles de gran Sección, hemos de manifestarles que el contenido de las mismas se encuentra publicado en un volumen con el título de "Documents Definitifs des Journées d'etudes" que puede ser adquirido al precio de 50 francos dirigiéndose al "Centre d'Etudes des Tunnels -109 Chemin St Jean -69 500 Bron (Francia).

Por otra parte, para los lectores que se encuentren interesados en ampliar datos sobre el tema que hoy publicamos del "Método Austriaco", hemos de manifestarles que en nuestra Redacción disponemos de amplia información complementaria sobre reflexiones a este método así como de un buen número de ejemplos de resultados en los que se ha aplicado este método, este material está a disposición de nuestros lectores y si es su deseo el obtener una fotocopia del mismo pueden solicitárnoslo, cargándoles en este caso los costos estrictos de xerocopiado.

RESUMEN

Esta exposición de una descripción del nuevo método austriaco de construcción de túneles, puesto en obra desde hace una decena de años en los países de lengua alemana. Este método está basado sobre la utilización del hormigón proyectado, (con un espesor de 20 a 30 centímetros), como revestimiento definitivo, colocado desde la apertura de la excavación en sección parcial o total. El hormigón proyectado, reforzado con varillas soldadas, y eventualmente cimbras metálicas en terrenos muy difíciles, bloquea el macizo para reducir al máximo la decompresión y los desórdenes que se producen. El revestimiento se hace solidario al terreno por anclajes que contribuyen a incrementar la presión del confinamiento estabilizador engendrado por el efecto de bóveda en contacto con el hormigón-roca. El campo de utilización de las técnicas austriacas es muy vasto, y solamente en los terrenos totalmente disgregados sin cohesión o demasiado plásticos no puede ser aplicado. Estas técnicas necesitan, en efecto, el poder abrir una excavación de una veintena de metros cúbicos estable durante un tiempo suficiente como para proyectar el hormigón.

El nuevo método austriaco constituye un progreso cierto en el campo de la construcción de túneles además la ventaja de ser altamente interesante en el plano económico.

INTRODUCCION

Los recientes progresos realizados en la construcción de túneles

y el desarrollo de las nuevas técnicas se explican en gran parte por el hecho de que el ingeniero ha tomado conciencia de que era esencial, o sease imperativo, cuando se hace la apertura de una excavación, el perturbar al mínimo las condiciones naturales en el macizo.

En el estado inicial, el terreno se encuentra en un estado de tricontracciones naturales. Este estado se encuentra notablemente transformado durante la excavación de un túnel que tiene por efecto el descomprimir el terreno. Es por tanto elemental y necesario el adoptar unos métodos de construcción que permitan el evitar, o limitar al máximo la tremendamente nefasta descompresión de los terrenos en las proximidades de la excavación. Esta descompresión interna se acompaña, en efecto, de una dilatación (Auflockerung) y de una caída irremediable de las características mecánicas del medio, a un punto tal que en un terreno descompresionado, la estabilidad del conjunto no puede ser asegurada nada mas que al precio de la puesta en obra de una sustentación muy importante.

Una primera limitación aunque reducida, de las perturbaciones y de la descompresión en el medio natural viene conseguida por excavación sin explosivos por medio de la excavadora mecánica o máquina de avance, o incluso, cuando es el explosivo necesario, por aplicación de las nuevas técnicas de precorte.

Sin embargo, es sobre todo por medio de la sustentación que es posible el limitar al máximo la descompresión y sus efectos nefastos. De esta constatación ha nacido el nuevo método austriaco de cons-

trucción de túneles, debido al profesor austriaco Rabcewicz, y desarrollado en los países de lengua alemana desde hace mas de una decena de años. Este método abandona la sustentación provisional, siempre problemática, utilizando desde la apertura de la excavación en sección parcial o total, el hormigón proyectado como revestimiento definitivo. La acción del hormigón proyectado, con una ferralla ligera e incrementada por el bulonaje, lo que da por efecto que el terreno sea apto para soportarse a sí mismo, elimina totalmente los riesgos de decompresión.

El fin de esta exposición es el de presentar este nuevo método austriaco de construcción de túneles, poco conocido y por tanto no aplicado en muchos países. Después de haber esbozado, los principios del método, comparándolo con los métodos convencionales, daremos algunos detalles tecnológicos para la puesta en obra del método e insistiendo sobre los problemas puramente geotécnicos. Una presentación sucinta de algunas obras realizadas en Alemania Federal ilustra a continuación la exposición, que termina abordando los aspectos económicos del problema de puesta en obra de este método comparado con los métodos tradicionales.

2. PRINCIPIO DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO

Para comprender bien los principios del nuevo método austriaco, es cómodo el compararlo con los métodos convencionales en todos los estadios de la ejecución de los trabajos.

Según las técnicas tradiciona-

les, la excavación se hace según la más grande sección posible y guardando como objetivo la rentabilidad de la perforación, debiendo ser la sección mínima a arrancar compatible con la dimensión de los elementos de sustentación, (cimbras metálicas). Por el contrario, con el método austríaco se esfuerza uno en reducir al máximo los desordenes en el terreno trabajando en sección parcial muy débil, si es posible con excavación mecánica o en caso contrario con una plan de tiro finamente calculado, franqueando unos problemas de rendimiento previstos.

Después de la excavación en el método convencional, el sostenimiento provisional es asegurado por cimbras metálicas, muy pesadas, sobredimensionadas, que no se adaptan en absoluto al perfil exterior. Cualquiera que sean las técnicas adoptadas, se realiza así un sostenimiento rígido que no tiene nada mas que contactos parciales con el macizo. A menudo, este contacto no se establece nada mas que después de una deformación importante (convergencia) arrastrando la aparición de zonas de decompresión muy extendidas en el terreno. Este proceso tiene consecuencias múltiples, muy desfavorables: por una parte, una caída de las características mecánicas de los terrenos en las zonas tocadas por la decompresión y, por otra, la movilización de fuerzas concentradas muy elevadas en el punto de contacto entre el sostenimiento provisional y el macizo. Estas fuerzas concéntricas son a veces tan elevadas, en razón de su caracter de punta, que llevan a deterioro (que puede llegar hasta la rotura) de las cimbras metálicas. Utilizando el hormigón proyectado, ligeramente armado de varillas soldadas, se realiza por el contrario un sostenimiento continuo, perfectamente solidario con el terreno, adaptándose exactamente a las irregularidades del perfil, con, en el límite, relleno de vacíos y fisuras del macizo. A este, se añade que el hormigón proyectado es de una colocación en obra muy rá-

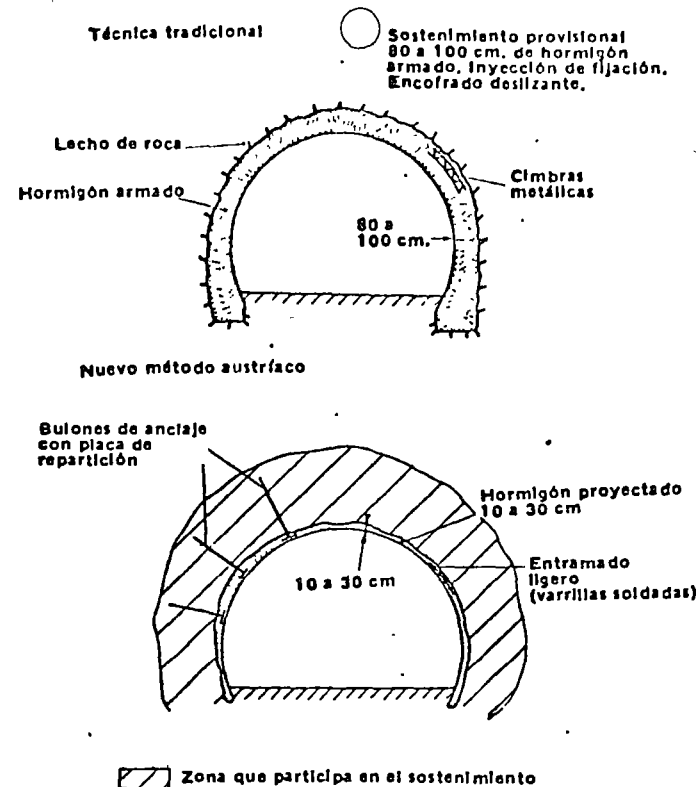


Fig. 1 El método tradicional y el nuevo método austríaco de construcción de túneles.

pida sea cual sea la sección arrancada. Las primeras capas de hormigón proyectado, desde su aplicación, aseguran en fin, una protección del macizo contra toda forma de alteración. El sostenimiento por hormigón proyectado, incluso considerado como provisional, presenta inconstablemente una gran superioridad, tanto sobre el plano geotécnico, tecnológico, como económico sobre el sostenimiento tradicional por cimbras metálicas o cerchas.

Las diferencias esenciales entre el procedimiento convencional y el nuevo método austríaco aparecen quizá todavía más netamente en el estado final de la construcción. La figura 1 representa esquemáticamente dos perfiles de túnel con su sostenimiento definitivo: el uno, según el método convencional y, el segundo según las técnicas austríacas. Las di-

ferencias llevan en primer lugar a los tres puntos siguientes:

- las técnicas de colocación en obra del sostenimiento.
- el tiempo de colocación en obra del sostenimiento.
- el procedimiento mecánico del sostenimiento.

El último punto es en gran parte el resultado de las dos anteriores.

La sustentación tradicional está constituida por una bóveda de hormigón encofrado, colocado según la abertura de la excavación en sección total. En ciertos casos, el sostenimiento provisional (cerchas o cimbras metálicas) es dejado en obra, es incrustado en la bóveda; juega entonces el papel de armadura. A pesar de la inyección de pegado de relleno, es simple difícil el tener una buena unión entre la bóveda y el ma-

cizo. Para remediar a los efectos nefastos de la decompresión, el espesor de la bóveda debe en general de alcanzar unos valores del orden de los 80 a los 100 centímetros. La bóveda es entonces muy rígida y muy pesada, y esto necesita por tanto entonces encofrados deslizantes importantes que paralizan completamente la obra, lo que excluye en general la posibilidad de ejecutar el sostenimiento definitivo inmediatamente después de la excavación. Plazos de varios meses, a veces de un año, intervienen a menudo entre la excavación y la colocación del revestimiento definitivo.

La bóveda tradicional en hormigón encofrado constituye por tanto una sustentación:

- de mucho plazo para ser colocada.
- demasiado rígida, con lo que la bóveda no se adapta así a las exigencias del terreno.
- no está solidariamente ligada al macizo.

Como hemos precisado más arriba, el nuevo método austríaco de construcción de túneles se caracteriza esencialmente por la utilización del hormigón proyectado para el revestimiento definitivo, una vez que la excavación, en sección parcial o total es realizada con el fin de bloquear en cierto modo el macizo; es decir de limitar al máximo la decompresión mejorando con ello la resistencia mecánica del terreno y haciéndole capaz de sostenerse por sí mismo.

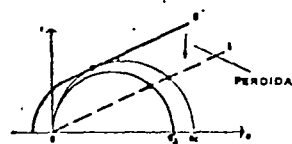
El hormigón proyectado protege el terreno desde su colocación contra toda acción de agentes externos tales como el agua o el aire. Esta armadura según las necesidades, en general por un entramado soldado (de diametro de 6 a 8 m/m). Su comportamiento y la adherencia del revestimiento al macizo quedan asegurados por la colocación de una red de anclajes de poca longitud, (de 3 a 6 metros para los túneles de sección inferior a los 100 m²). Las fuerzas de anclaje son generalmente tomadas inferiores a 20 tonela-

da La densidad de los anclajes es adaptada a cada caso en particular. Generalmente esta densidad es tomada entre los dos límites siguientes: un anclaje/4 m² y un anclaje/20 m², valores que se dan solamente a título indicativo. En los difíciles, la acción de las armaduras y del bulonaje es reforzado por la colocación de cimbras metálicas ligeras incrustadas en el hormigón proyectado.

El espesor del revestimiento terminado pasa generalmente entre 10 y 30 cms. teniendo esto en cuenta de los aspectos máximos de fuera de perfil. Para una sección útil dada de túnel, (abertura libre) la sección del revestimiento tradicional y de los rellenos (por inyección) puede sobrepasar, según Müller el 50% de la sección útil, mientras que por el método austríaco, esta misma sección no alcanza sino raramente el 10% de la misma sección útil. El método austríaco permite, por tanto, el hacer una economía sustancial sobre la sección total a excavar para una sección útil dada, y esta economía puede alcanzar el 40% de la sección útil.

El hormigón proyectado armado y bulonado al macizo contribuye a dar al terreno en las proximidades de la excavación una presión de confinamiento suficiente como para aumentar considerablemente su resistencia mecánica. El conjunto constituido por

a) Método tradicional



b) Método austríaco

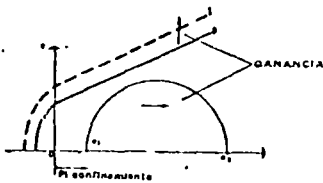


Fig 2 - Curvas intrínsecas y estado de contracciones (en pie derecho) en las inmediaciones de un túnel

el revestimiento y por los anclajes permite por tanto al terreno el participar en una gran parte en el sostenimiento del medio, y esto es en razón de la formación de una bóveda monolítica compuesta por el hormigón y el terreno, de acuerdo con la figura 1b. El terreno, ayudado en cierto modo por el revestimiento exterior, se vuelve auto-portante. Por su propia naturaleza, la bóveda así realizada conserva una cierta flexibilidad que le permite, en consecuencia, el adaptarse mucho mejor a las modificaciones del medio debido a la excavación y a la redistribución de las contracciones. Los deformados de las secciones iniciales son frecuentemente asimétricas en los terrenos anisótropos. Un tal comportamiento no puede intervenir en el caso de una bóveda rígida (método convencional) que se encuentra a menudo sobredimensionada en ciertas zonas e igualmente demasiado solicitada

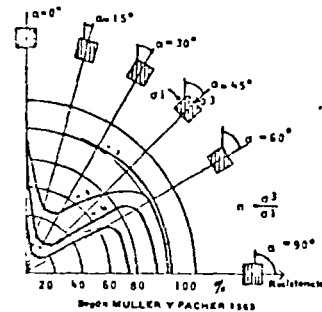


Fig. 3 - Influencia de la orientación del tensor de las contracciones y del grado de confinamiento sobre la resistencia

o incluso subdimensionada en otras.

Para explicar los dos procesos de sostenimiento por el método tradicional y la nueva técnica austríaca, es como el razonar sobre un diagrama de Mohr (figura 7). Se trata de un caso de un terreno difícil que necesita sostenimiento.

La puesta en obra de las técnicas tradicionales se acompaña generalmente siempre de una decompresión, que lleva consigo una dilatación del macizo y una

dislocación sobre todo localizada en corona. Esta dislocación incluso cuando es insignificante, lleva consigo una caída de las características mecánicas del terreno. Este comportamiento queda esquematizado sobre la figura 2 por el paso de la curva 0, a la figura 1 sobre el diagrama superior. En tales circunstancias, la resistencia límite se encuentra ampliamente rebasada, (el círculo de contracciones corta a la curva intrínseca 1), aparecen entonces unos desórdenes y unas roturas mas o menos importantes en el macizo.

Con la utilización del hormigón proyectado colocado en los minutos que siguen a la excavación, la decompresión del macizo no tiene tiempo de intervenir, (la sección de arranque, total o parcial, será elegida de manera que este imperativo sea respetado).

La primera capa de hormigón proyectado bloquea al macizo en superficie, suelda los bloques rocosos, cimenta las fisuras y las juntas y mejora así la cohesión del macizo, aportando al mismo tiempo un ligero confinamiento. Este confinamiento juega, como veremos, un papel muy importante. Sobre el diagrama de Mohr se tiene por tanto una evolución, esquematizada sobre el diagrama opuesta a la que interviene en el caso del método tradicional. Se beneficia de una mejora de las características intrínsecas del material (paso 0-1) y, además de una transferencia del círculo de contracciones en el sentido de las contracciones normales positivas, en razón de la reacción P (confinamiento) aportada por el revestimiento continuo del hormigón proyectado. Esta reacción P₁ se encuentra muy favorablemente amplificada por la puesta bajo tensión de los anclajes. Así, por el método austríaco, el material no se deteriora mecánicamente sino que, al contrario, se mejora y por vía de las consecuencias los riesgos y desórdenes de roturas se encuentran alejados (Fig 2). Las dimensiones del revestimiento (espesor del hormigón proyectado, ferralla, anclajes), debe de

ser tal que los círculos que representan los estados de contracciones, alrededor del túnel no se encuentran allí donde las curvas intrínsecas del material. Este razonamiento permanece válido, cualquiera que sean la zona y la dirección consideradas en pie derecho (compresión) o en corona donde las contracciones de tracción pueden intervenir.

En el compartimento del macizo a través del cual se abre una excavación, tres fenómenos son de primera importancia, a saber:

1) La influencia de la decompresión y de la dilatación del macizo sobre la resistencia mecánica.

Según Müller (1970), una dilatación (volumétrica) $\Delta V/V$ de 2 a 3% puede llevar consigo para ciertos macizos rocosos una pérdida de resistencia del orden del 80 al 90%.

2) La influencia del grado de funcionamiento $n = \sigma_3/\sigma_1$ sobre la resistencia

Es necesario evitar que el terreno trabaje en tensión (en corona) o en compresión uniaxial (en pie derecho). La resistencia de los medios naturales, a menudo fisurados, depende estrechamente del grado de confinamiento y de la orientación del tensor de contracciones como la muestra la figura 3 debida a Muller y Palher (1965).

3) La influencia del factor "tiempo" sobre la decompresión del macizo y sus consecuencias

El factor tiempo juega un papel muy importante en el proceso de decompresión, seguido de fenómenos de dilatación y de dislocación. En el nuevo método austríaco, las oportunidades de éxito serán tanto mayores cuando la colocación y el fraguado del hormigón proyectado sean mas rápidas.

A estos tres puntos corresponden evidentemente tres imperativos fundamentales a respetar cuando se trata de la construcción de túneles:

METODO
TRADICIONAL

METODO
AUSTRIACO

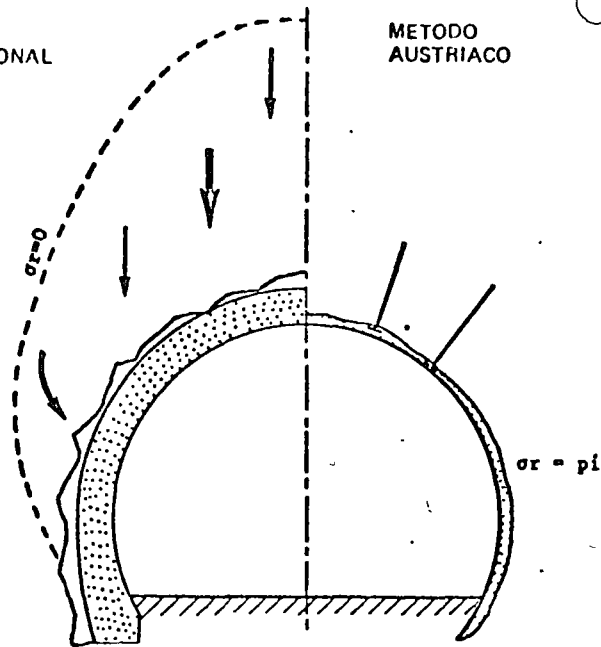


Fig 4 - Desórdenes debidos al modo de construcción.

- 1) Evitar o limitar toda decompresión o dislocación del macizo en las cercanías de la excavación.
- 2) Aportar en cuando sea posible a la pared de excavación un confinamiento *continuo* para neutralizar los estados de contracciones uniaxiales.
- 3) Utilizar lo mejor posible el tiempo disponible antes de que el macizo se deforme.

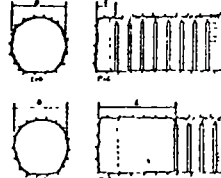
Está claro que ninguno de estas tres condiciones se respetaba en el método convencional. Esto tiene por consecuencia el hacer intervenir unas sobrecargas anormalmente amplificadas en razón de las consecuencias de la decompresión, como lo representa esquemáticamente la figura 4.

En función del problema planteado y del fin a alcanzar, el nuevo método austriaco de construcción de túneles permite, por la afortunada asociación del hormigón reforzado por entramados soldados (y eventualmente de cimbras ligeras) y arraigado al terre-

no por bulonaje, es capaz de realizar un sostenimiento que presenta los siguientes características:

- es de colocación en obra rápida, inmediatamente después de la excavación.
- constituye un revestimiento definitivo.

a) Definición de la longitud libre



b) Diagrama de clasificación

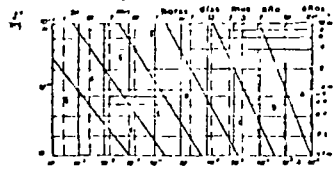


Fig 5 - Clasificación de las rocas (según Lauffer) para la construcción de túneles.

- puede intervenir en sección total o parcial, incluso de bajas dimensiones, para los terrenos muy difíciles o los túneles de gran sección.
- es flexible y se adapta por ello a los caprichos del terreno;
- es continuo y no engendra así ninguna fuerza de punta elevada entre el macizo y el revestimiento.
- es perfectamente solidario al terreno y forma con él una bóveda monolítica.
- mejora las características mecánicas del medio natural soldando los bloques entre sí, cimentando los vacíos, juntas o fisuras.
- aporta una presión radial de confinamiento estabilizadora en el macizo.
- hace posible el drenaje del macizo.

Sobre el plano geotécnico, la elaboración del proyecto de ejecución necesita en contrapartida:

- un buen conocimiento del medio y de las características mecánicas de los materiales (en obra—y su evolución).
- una evaluación del estado de las contracciones en el macizo alrededor de la cavidad excavada, en sección parcial o total.
- un control muy preciso de las deformaciones "in situ" en el estado de la ejecución de los trabajos en vista a comprender el sostenimiento a las necesidades, jugando sobre los parámetros variables (espesor de hormigón proyectado, ferrallas, densidad de anclajes, etc.).

Estos tres puntos definen perfectamente la naturaleza y la importancia de los estudios geológicos y geotécnicos (observaciones sobre el terreno, ensayos "in situ" y en laboratorios, cálculos teóricos, etc.) que procede el prever para poner en obra el nuevo método de construcción de túneles.

3 PROBLEMAS GEOTECNICOS

3.1 ANTE-PROYECTO RECONOCIMIENTO PRELIMINAR

La puesta en obra del método austriaco necesita, en principio, como la mayoría de los trabajos en roca, un buen reconocimiento geológico e hidrogeológico (para la piezometría y las permeabilidades) así como una primera identificación geotécnica de los terrenos encontrados. Esta identificación puede ser realizada a partir de un perfil geofísico completado por unos logaritmos de índices de resistencia y de índices de fracturación (Rock Quality Designation R Q D, por ejemplo) en los sondeos.

Un análisis de la estructura del medio es igualmente conveniente efectuarla en el estadio del anteproyecto.

Los caracteres continuo-discontinuo, homogéneo-heterogéneo isotropo-anisotropo

de los terrenos a atravesar son a considerarse con el mayor rigor posible. Es, en efecto, de esta caracterización de lo que dependen la naturaleza y la importancia del estudio geotécnico, (estudio teórico y ensayos) del estudio que hay que realizar.

Estos trabajos preliminares al hacerse a partir de los aforamientos, cuando se puede observar, es sobre todos después de los sondeos de reconocimiento cuando permiten a menudo el desglosar bien el problema y preparar convenientemente los anteproyectos de los túneles.

Los proyectos de ejecución son realizados a continuación a partir de observaciones hechas sobre las galerías experimentales y también sobre los resultados de ensayos geotécnicos "in situ" y en laboratorios.

3.2 PROYECTO DE EJECUCION

El proyecto de ejecución es


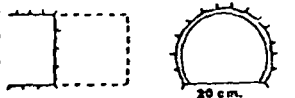
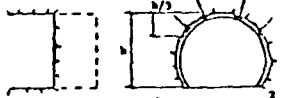

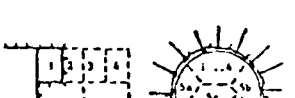
| Clase | Tipo de terrenos | Excavación | Sostenimiento | Representación esquemática |
|-------|--|---|---|---|
| A | Lecho de roca sano, muy compacta, estable. | Excavación a plena sección. Vanos importantes. Explosivo Precorte | Sostenimiento inútil. Hormigón proyectado (10 cms) de protección contra la alteración |  10 cms Hormigón proyectado |
| B | Lecho de roca sano, compacto, poco fracturado. | Excavación a sección completa. Vanos importantes. Explosivo Precorte | Hormigón proyectado (20 cms) reforzado por varillas soldadas ligeras para protección contra las caídas de bloques y alteraciones. Anclaje según la sección del túnel |  20 cms |
| C | Lecho rocoso sano bastante fracturado. Lecho de roca ligeramente alterado. Conglomerados bien cimentados | —idem— con reducción de los vanos o si es posible excavación mecánica, (Máquina de avance mecanizado). | Hormigón proyectado (30 cms) reforzado por entrecados de varillas fuertes. Anclajes sistemáticos de baja densidad en corona (1/4 o 1/3 superior). |  1 anclaje / 20 cm ² |
| D | Lecho rocoso bastante alterado o muy fracturado. Rocas blandas Conglomerados medianamente cimentados. | Excavación en sección parcial poco profunda al explosivo Excavación mecánica | Hormigón proyectado (30 cms). Entramado soldado y reforzado. Cimbras metálicas ligeras. Anclajes sistemáticamente densos. |  1 anclaje / 4 m ² |
| E | Terreno muy difícil. Macizo alterado y muy fracturado con juntas arcillosas. Rocas blandas de baja cohesión. Conglomerados mal cimentados. Margas, arcillas o en general terrenos blandos de fuerte cohesión | Excavación en sección parcial (muy reducida 5-10 m ²) Pasos inferiores a 1,5 m. Excavación mecánica | Hormigón proyectado (30 cms o mas) sistemáticamente para la superficie del túnel y los frentes de corte en sección parcial Entramado, soldado reforzado en dos capas Cimbras metálicas ligeras. Anclajes muy densos. Revestimiento continuo cerrado en solera |  1 anclaje / 4 m ² |

Fig. 6 — Clases de terrenos y características de sostenimiento para la construcción de túneles

elaborado conjuntamente a partir:

- de datos recogidos en el reconocimiento preliminar completados por los obtenidos con ocasión de la ejecución de galerías experimentales.
- de la clasificación geotécnica de los terrenos.
- de los resultados de ensayos geotécnicos.
- de un estudio teórico.

a) Clasificación geotécnica de los terrenos.

Una clasificación especialmente concebida para los problemas de construcción de túneles ha sido adoptada en Alemania y en Austria. Consiste en observar el compartimento de los diferentes terrenos encontrados por medio de galerías o nichos experimentales. El criterio de clasificación adoptado es la duración de estabilidad de la excavación experimental

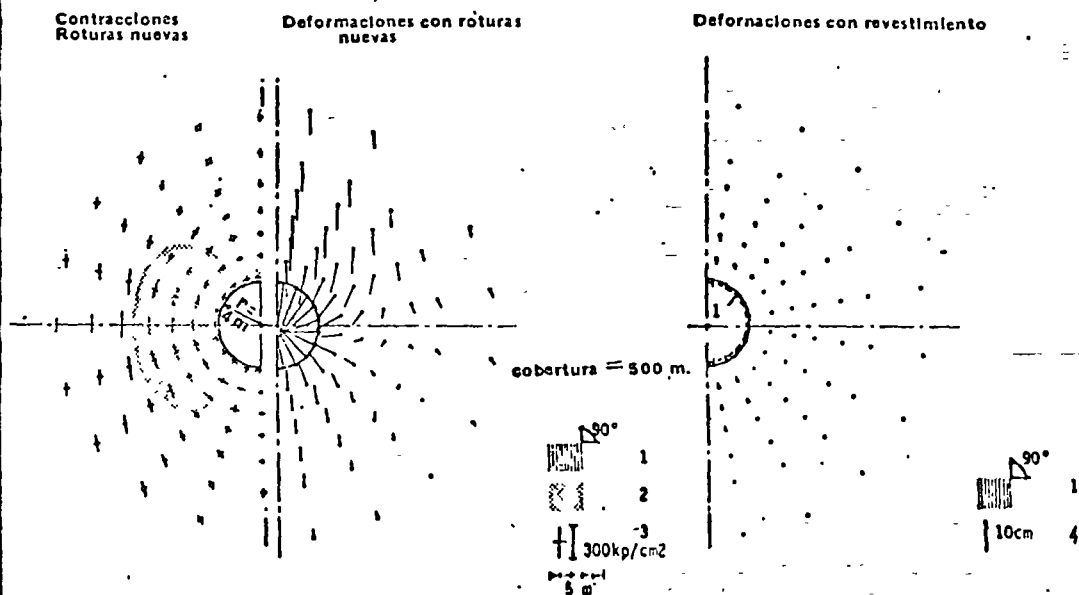


Fig 7 — Contracciones y deformaciones en un medio pseudo-plástico discontinuo según Baudendistel, Malina y Muller (1970 a) 1 dirección de fisuras, 2 zonas de nuevas roturas, 3 contracciones principales, 4 deformaciones

sin ningún revestimiento, (L. Aufler 1958), y esto conduce así a un reparto de los terrenos en clases A B.C... G, en número de siete, obtenida a partir de un diagrama sobre el cual figuraban las siete zonas en cuestión, llevando en abscisa la duración de estabilidad de la excavación y en la ordenada longitud libre (o alcance eficaz "Wirksame Stützweite"), parámetro definido como siendo la mas pequeñas de las dimensiones: diámetro y longitud de la excavación no revestida (Fig 15)

En los países de lengua alemana, este criterio, está actualmente retenido para preparar las demandas de ofrecimiento a las empresas. En numerosos casos, la clasificación definitiva de los terrenos es establecida teniendo igualmente en cuenta unos resultados de ensayos geotécnicos. Un tipo característicos de sostenimiento es entonces preconizado para cada clase de terreno como lo precisa de manera muy esquemática la figura 6 para las cinco primeras clases A a E. Los terrenos correspondientes a las clases F y G (la mayor parte del tiempo de los suelos) son llamados o denomina-

dos como "muy difíciles" y necesitan estudios particulares para cada caso. La excavación de túneles en tales medios impone a menudo unos tratamientos especiales de mejora, (inyección, congelación, etc.). Bien entendido que las características de sostenimiento dadas sobre la figura 6 no se deben de adoptar sin reserva; procede el considerar escrupulosamente cada caso particular de manera a elegir el revestimiento continuo teniendo en cuenta la altura de cobertura, en función del modo de las excavaciones, de las condiciones de ejecución de los trabajos ... etc. La colocación en obra del método austríaco es, en efecto, muy flexible, y la clasificación de los terrenos y los tipos de sostenimiento se establecen a una clase cercana. Con todo rigor no hay diferentes tipos bien característicos de sostenimiento; sino mas bien una continuidad entre cada uno de ellos. Conviene también precisar que todo revestimiento puede ser reforzado después de su colocación y puede así pasar de una clase a otra.

b) Ensayos geotécnicos.

La finalidad de los ensayos geotécnicos ejecutados "in situ" o en el laboratorio es doble; a saber:

- dar informaciones sobre la deformabilidad de los terrenos para permitir el efectuar unos cálculos teóricos sobre la distribución de las contracciones y de las deformaciones. En ciertos casos, las medidas de deformabilidad son asociadas a naturales.
- determinar las características mecánicas del material para cada clase de terreno, es decir, las curvas o zonas intrínsecas

Las características de deformabilidad de los terrenos intervienen en el cálculo de las distribuciones de las contracciones y de las deformaciones alrededor del túnel para cada etapa de ejecución (sección parcial o total).

Las obras especializadas de mecánica de suelos y de rocas

tratan ampliamente problemas ligados a la determinación de los parámetros de deformabilidad, módulos de deformación, coeficiente de Poisson, ley de comportamiento etc...) No procede por tanto el extenderse ampliamente sobre estas cuestiones. A título indicativo, precisaremos simplemente que en Alemania los ensayos mas corrientemente realizados son los ensayos con dilatómetro en sondeo, los ensayos con placa en cilindro plano en galería e, igualmente, en algunos casos particulares, ensayos dinámicos (basados sobre la medida de velocidad de propagación de las ondas) Todos los ensayos son realizados "in situ".

La determinación de las características mecánicas de los terrenos juega un papel importante en el dimensionado del revestimiento. Las contracciones, calculadas o medidas, son en efecto confrontadas con la resistencia del terreno, lo que condiciona, en el estadio del proyecto de ejecución, las características del sostenimiento necesario para asegurar la estabilidad del conjunto.

Como para los ensayos de deformabilidad no nos extendemos sobre las cuestiones de determinación de las características mecánicas del material. Los ensayos mecánicos mas corrientemente practicados son los ensayos de compresión simple, los ensayos de tracción indirecta, (ensayos brasileños, Protodiakov, punzamiento, etc), los ensayos triaxiales y los ensayos de cizallamiento; estos ensayos de laboratorio son realizados y sobre todo interpretados, teniendo en cuenta la estructura del medio, el efecto de escala, las leyes de comportamiento del material

El establecimiento del proyecto de ejecución no puede concebirse sin ensayos de anclaje, siendo el bulón de anclaje uno de los elementos determinantes en la sustentación. Es en efecto, a partir de los ensayos de anclaje, realizados en cada clase de terreno, cuando serán determinadas las técnicas óptimas de anclaje, las fuerzas de

rotura y las cargas admisibles en los bulones.

c) Estudio teórico

Los cálculos teóricos se basan especialmente sobre la simulación del comportamiento mecánico del medio alrededor de la cavidad, esto comporta una estimación de la distribución de contracciones, la determinación de las zonas de plasticidad o seudoplasticidad, una estimación de las deformaciones, (convergencia en el túnel y eventualmente hundimientos en superficie). Esta simulación es realizada con ayuda de modelos matemáticos sobre ordenador por el método clásico de los elementos terminados, muy perfeccionado actualmente, (exageradamente algunas veces). Si bien la potencia de los ordenadores ha impulsado muy lejos los límites de posibilidad del método, conviene ser prudente en cuanto a la importancia a atribuir a los resultados de los cálculos teóricos. Estos últimos son, en efecto, tributarios, de una parte, de las hipótesis hechas sobre la estructura del medio, las leyes del comportamiento, las condiciones en los límites, etc. En Alemania Federal se efectúan evidentemente unos cálculos teóricos (Baudendistel, Malina, Muller 1970 a y b, Wittke 1970 etc); estos cálculos permiten el dar unas características teóricas de sostenimiento, pero es sobre todo a partir de observaciones hechas durante la ejecución de los trabajos cuando será determinado el sostenimiento óptimo. Estas observaciones "in situ" consisten en un control y una consultación muy precisa del terreno por medidas de convergencias, extensometría y medidas de diferencial, lo que será objeto de nuestro siguiente párrafo.

A título indicativo, en la figura 7 ofrecemos algunos resultados teóricos obtenidos por Baudendistel y otros (1970 b) como consecuencia de los cálculos efectuados con ayuda de una variante del método de los elementos terminados

para un túnel circular de 8 metros de diámetro en un medio seudoplastico discontinuo, teniendo en cuenta las nuevas roturas que aparecen cuando no hay revestimiento.

3.3 DURANTE LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS

a) Medidas de deformaciones

En la práctica, por tanto, el dimensionado real del revestimiento se determina en el estadio de la ejecución de los trabajos efectuando unas medidas de deformaciones en el avance en perfiles elegidos por adelantado en cada clase de terreno encontrado. Estas medidas de deformaciones son hechas con ayuda de tasómetros, extensómetros o aparatos de medida de convergencia. Estos tres tipos de aparatos dan todos unas variaciones de longitudes entre unos puntos solidarios del terreno o del revestimiento. Es en función de la amplitud de las deformaciones como son ajustadas las características del sostenimiento (espesor del hormigón proyectado, importancia del ferrallado de cimbras, densidad de las anclajes), de acuerdo con las exigencias reales del terreno, tomando como revestimiento de principio el determinado por el estudio teórico. Las medidas "in situ" sobre la obra misma permiten además el controlar si los resultados de los cálculos (deformaciones) son representativos, y por tanto el juzgar si las conclusiones deducidas de estos cálculos pueden ser consideradas como valederas.

Cuando pueden ser utilizados, lo que es el caso único para los túneles de poca profundidad, los "tasómetros" (o extensómetros situados desde la superficie del suelo) dan unos datos extremadamente interesante porque suelen ser colocados en el terreno antes de la ejecución del túnel (fig. 8). La experiencia muestra que las primeras deformaciones aparecen netamente antes de que el frente de corte en el túnel

haya alcanzado la sección de medidas. Así, para el metro de Frankfurt, por ejemplo, el 30% de las deformaciones intervienen antes la travesía de plano de medida.

Con los extensómetros colocados desde el túnel, no se informa nada más que sobre la fase final de las deformaciones (aproximadamente los 20 a 50% últimos % de las deformaciones, en razón del retraso de colocación en obra de los aparatos).

Para las excavaciones de gran sección este problema no se plantea generalmente, porque se tiene, en efecto, la posibilidad de colocar extensómetros de base transferible a partir de una galería de reconocimiento (Fig. 1).

En algunos casos particulares de las medidas de las convergencias, (convergencia directa entre dos puntos o cadena integradora de convergencia) pueden ser utilizadas (fig. 1). Por razones de medidas de la obra, este tipo de mediciones no es frecuentemente adoptado.

Las medidas de deformación completadas por unas mediciones topográficas en superficies o en subterráneo a partir de puntos fijos, permiten el determinar los desplazamientos absolutos en las cercanías del túnel.

Las numerosas medidas hechas en Alemania muestran que las deformaciones crecen muy rápidamente desde la apertura de la excavación y son atenuadas cuando interviene el fraguado del hormigón proyectado, parándose los movimientos cuando es terminado el revestimiento (cierre del revestimiento en los terrenos difíciles).

Para las excavaciones de gran sección, los alemanes prevén frecuentemente además de extensómetros, unos indicadores de deformación (tales como la cadena eléctrica de la firma Interfels) puesto en obra en unos barrenos de sondeo paralelo al eje de la excavación (fig. 11). Como para los tasómetros, esto permite incluso para las excavaciones muy profundas el conocer el comportamiento del terreno con avance. La experiencia, muestra que en

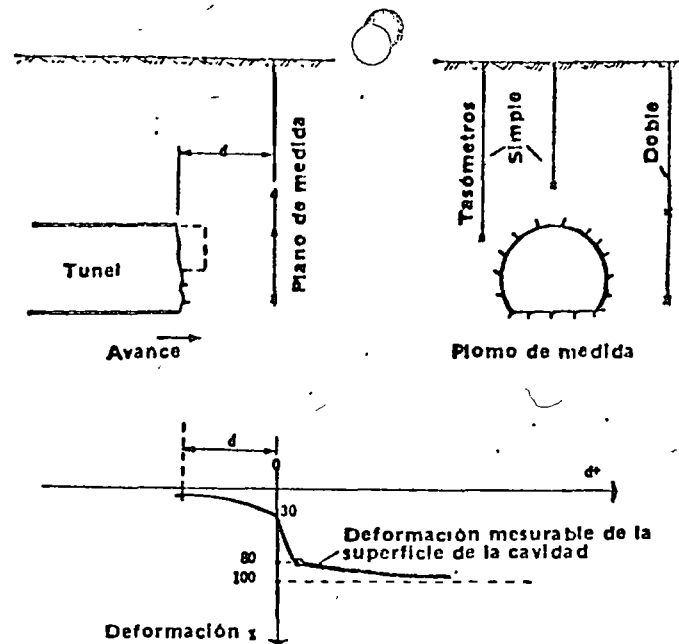


Fig 8 - Control de las deformaciones por "tasómetros" en función del avance del túnel.

ciertos casos el 80% de las deformaciones aparecen en el indicador de deformación antes de que las medidas hayan podido ser hechas en la pared de la cavidad en el mismo plano de medida.

Estas medidas de deformación son uno de los elementos más importantes para la puesta en marcha del nuevo método austríaco. Ellas permiten el controlar el comportamiento del terreno y de ajustar exactamente el revestimiento. Además, han dado la posibilidad de aprovechar una de las grandes ventajas del método austríaco mostrando que, incluso para los terrenos difíciles, las perturbaciones y desórdenes en las cercanías de la excavación eran mucho más reducidas por este método que por todas las técnicas tradicionales de construcción de túneles.

b) Medidas de contracciones

En complemento de las medidas de deformación, es corriente también el efectuar unas medidas de contracciones en el contacto hormigón-roca (contracciones radiales) en el propio revestimiento

(contracciones tangenciales) con ayuda de células de contracciones (células 'götzl', en general). Estas medidas son más dedicadas que las medidas de deformación; la dispersión es bastante grande y la validez o la representatividad de los resultados se pone a menudo en duda. Se pueden, sin embargo, sacar unas enseñanzas interesantes y confirmar que un sostenimiento ha sido correctamente concebido.

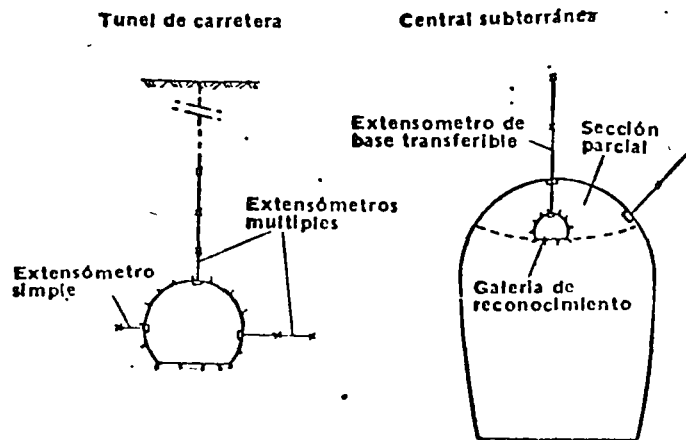


Fig 9 - Medida de deformaciones alrededor de una excavación por extensometría.

Para terminar, añadiremos además que el control de las fuerzas de anclaje constituye una medida indirecta de las contracciones. Esto puede constituir un método de auscultación cómodo de los túneles después de su ejecución.

4. EJEMPLOS PRACTICOS

El nuevo método austríaco de construcción de túneles es utilizado en obra en todos los países de lengua alemana desde hace una década de años. Actualmente, la mayor parte de los túneles y excavaciones de gran sección son realizados según este procedimiento tanto en Alemania como en Austria.

El autor de esta exposición ha participado él mismo como ingeniero de consejo; tiene numerosas realizaciones en el curso de su actividad en el Instituto de Mecánica de Suelos y de Rocas de Karlsruhe. Por razones de confiabilidad no es posible el dar aquí una descripción detallada de las obras realizadas. Nos limitaremos por tanto a dar algunos elementos relativos a unos proyectos muy representativos: el proyecto del metro de Frankfurt (terrenos muy difíciles), una excavación muy apelmazada, una gran obra subterránea y un túnel de autopista en terreno difícil. Para no hacer

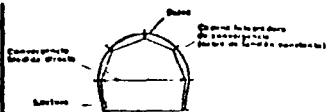


Fig 10 - Medida de convergencia en los túneles.

pesado el texto, la descripción de estas obras se da en las figuras 12, 13, 14 y 15, por una sección tipo con mención de sus características principales (geología, geometría, revestimiento).

Las fotografías de las figuras 16 y 17 son relativas a dos de estas obras y muestran algunos detalles de ejecución sobre la obra.

5 CONCLUSION

El nuevo método austríaco, basado sobre la utilización del hormigón proyectado para "bloquear" el terreno a partir de su apertura, marca un progreso muy concreto en el campo de la realización de excavaciones subterráneas, tanto en los conjuntos rocosos como en los terrenos difíciles. Este progreso científico y técnico ha sido posible gracias a un mejor conocimiento del comportamiento mecánico del medio en razón esencialmente de las observaciones y medidas efectuadas sobre el terreno.

Las posibilidades de cálculos, considerablemente acrecentadas, por los progresos recientes de la informática, han contribuido igualmente a explicar ciertos fenómenos, pero hay que subrayar que no es nada más que a partir de los cálculos teóricos cuando las características óptimas de las excavaciones, (naturaleza y dimensionado del sostenimiento), pueden ser determinadas.

Es necesario resaltar que los empujes del terreno sobre el revestimiento dependen muy poco de la resistencia del material sino esencialmente de la manera con la cual son realizados la excavación y el sostenimiento (historia de la obra).

Toda perturbación, incluso ulterior a la realización de la cavidad, puede jugar un papel impor-

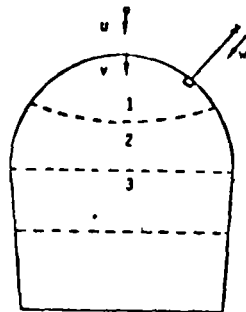


Fig 11 - Indicador de deformación dispuesto en corona paralelamente al eje de la excavación. U Deformación medida en el indicador de deformación. V W deformaciones medidas desde la excavación.

tante sobre las presiones, así como el remplazado del sostenimiento provisional por el revestimiento definitivo en el método convencional puede llevar consigo unos desórdenes importantes en el macizo y movilizar unas sobrecargas suplementarias que actúan sobre el revestimiento. Por el método austríaco todo riesgo de este género queda descartado, en efecto, el revestimiento de hormigón proyectado reforzado y bulonado al terreno es definitivo desde la apertura de la cavidad. Esta manera de proceder permite sobre todo, como lo muestran las me-

Materia: Acilite de Frankfurt
C = 20-40 bars
Rc = 90-160 bars
Cobertura = 10 m.

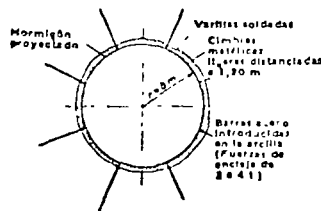
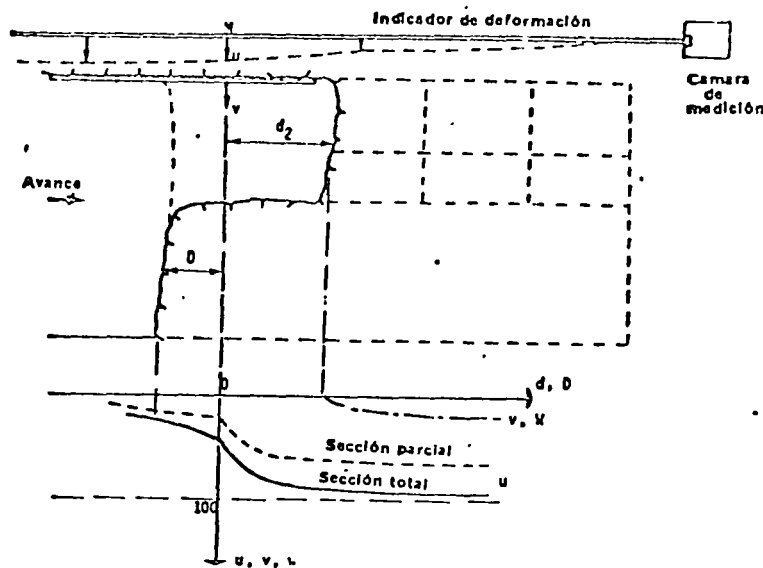


Fig 12 - Sustentación de una gallería del metro de Frankfurt

CORTE LONGITUDINAL



didadas de las deformaciones, el eliminar los efectos nefastos de la decompresión. Después del arranque, los movimientos se atenuan rápidamente; y los primeros es-

fuerzos consecutivos a la decompresión son, en efecto, soportados desde su aparición, si bien que toda degradación del macizo se encuentra ausente.

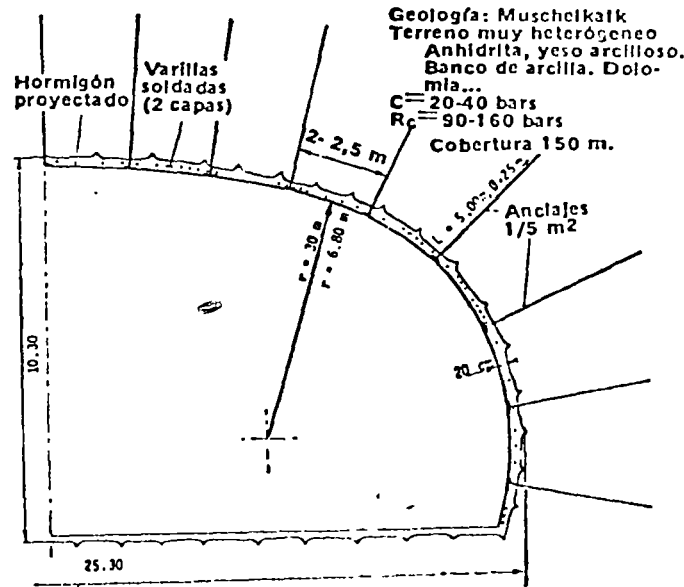


Fig 13 - Sustentación de una excavación muy compacta en un macizo de Muschelkalk muy heterogéneo

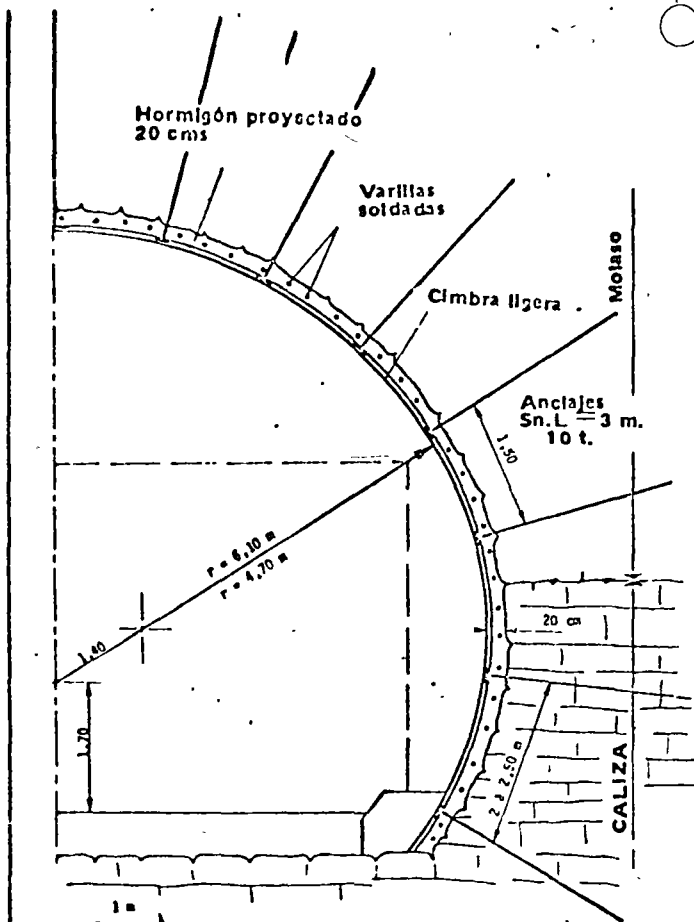
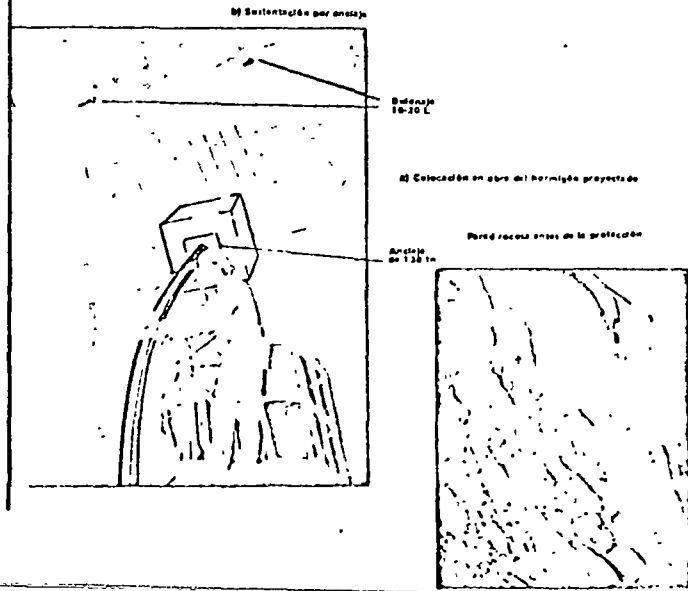


Fig 15 - Sostenimiento de un túnel de carretera en malos terrenos en el sur de Alemania. Cobertura 50 metros



a) Excavación con excavadora mecánica

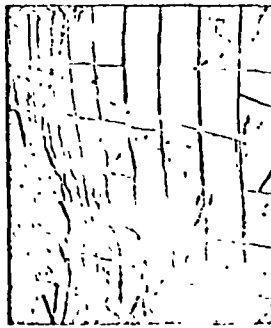


Fig 16 - Construcción del metro de Frankfurt. Método austriaco aplicado en el "Frankfurter Ton".
a) Excavación con excavadora mecánica
b) Colocación del hormigón proyectado.

b) Colocación del hormigón proyectado



Pared durante la proyección



Varillas
de 10 mm

Fig 17 - El hormigón proyectado utilizado para la sustentación de la central subterránea de Woldeck, (Alemania).

El campo de aplicación del nuevo método austríaco de construcción de túneles es muy amplio. Su gran flexibilidad de utilización permite su puesta en obra tanto en macizos muy compactos como en rocas alteradas o en terrenos difíciles, (entre otros los suelos). Se puede incluso afirmar que el método es aplicable en todas partes, bajo la reserva expresa de que se puede realizar sobre todo el perfil del túnel una cavidad de por lo menos una decena de metros cúbicos estables durante un tiempo les suficientemente largo como para permitir la colocación y el fraguado del hormigón proyectado. Este imperativo fija por tanto los límites de aplicación del método, así como no



puede ser realizado, por ejemplo, en los suelos sin cohesión como terrenos con bolos sueltos o demasiado plásticos

En razón de la gran extensión de su campo de aplicación, el método austríaco es por tanto particularmente bien apto para la travesía de los terrenos muy heterogéneos. En tales medios, el principio de sostenimiento permanece el mismo, y solamente varían la importancia de la ferralla y la densidad de los anclajes.

El nuevo método austríaco es por tanto muy racional por tres razones principales: el proceso de sostenimiento es óptimo mecánicamente hablando, el sistema no es engorroso, entre otras cosas, por los elementos de sostenimiento provisional y de los encofrados deslizantes y, en fin, sobre el plano económico, el método aus-

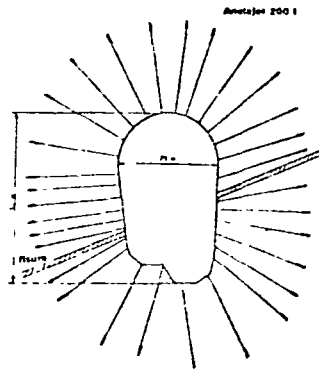


Fig 14 - Sostenimiento de la central subterránea de Waldeck (Alemania Federal) en el macizo esquistoso. Cobertura 280 metros. Revestimiento hormigón proyectado con ferralla reforzada por anclajes de 200 t y bulonaje corto de 10 a 20 tn, (1 bulon) 12m²

tríaco puede ser puesto en obra a un precio de costo inferior al que interviene cuando se aplican las técnicas tradicionales. El mayor problema a remontar en los países donde este método no es corrientemente adoptado, es el de convencer al maestro de obra de las ventajas del método e igualmente el de hacer admitir a la empresa el formar equipos para estas nuevas técnicas, como era el caso en Alemania Federal hace una decena de años.

AGRADECIMIENTO

Este informe es esencialmente el fruto de mi trabajo en el seno de los equipos de ingenieros del Instituto de Mecánica de suelos y de Rocas de Karlsruhe (Alemania). Esta experiencia ha sido

acumulada en el curso del estudio de la realización de numerosos proyectos de túneles y de excavaciones subterráneas bajo la dirección de los profesores Anselment, Leusink, Muller y Wittke; que vean aquí la expresión de mi profundo reconocimiento. Doy asimismo las gracias al Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.) que, durante mas de un año, me ha dado la posibilidad de profundizar ciertos puntos sobre estas cuestiones.

BIBLIOGRAFIA

1. M. Baudendistel, H. Malina et L. Muller (1970 a). Influence de discontinuités sur les contraintes et déformations au voisinage d'un tunnel (en allemand). Rock Mechanics, vol. 2/1 (p. 17-40).
2. M. Baudendistel, H. Malina et L. Muller (1970 b). Influence de la structure géologique sur la stabilité d'une usine souterraine (en allemand). 2^o Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, Belgrade, 4 56.
3. G. Dworschak (1970): Mouvements et pressions de terrain autour d'une galerie (en allemand). Rock Mechanics, vol. 2 N^o 2 (p. 101-111).
4. H. Edeling et W. Schulz (1971) La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels appliquée pour la réalisation du métro de Francfort (en allemand). -XX Colloque de Mécanique des Roches de Salzbourg, oct 1971.
5. H. Lauffer (1958): Classification des roches pour la construction des tunnels (en allemand). -Geologie und Bauwesen, Vienne jg. 24, II.1.
6. L. Muller (1970). Nouvelles conceptions pour la constructions d'excavations souterraines en Europe Centrale et leurs conséquences pratiques (en allemand). -Conférence au 4^o Congrès du Ministère Allemand de la Défense, Lorch Avril 1970 (rapport confidentiel).

7. L. Muller et F. Pacher (1965): Essais sur modèles pour expliquer les risques de rupture dans les milieux fissurés. -Felsmech. und Ingenieur Geologie Suppl. II, Vienne.

8. A. Pahl et H. Albrecht (1970), Essais pour analyser la stabilité de grandes excavations souterraines (en allemand). -2^o Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, Belgrade, 4.53.

9. L.v. Rabcewicz (1964-1965): The New Austrian Tunneling Method (3 parties I à III), Water Power, Londres, Nov. Déc. 1964, Janv. 1965.

10. L.v. Rabcewicz (1969): Stability of tunnels under rock load, Water Power June, July Aug 1969.

11. L.v. Rabcewicz (1971). Théorie et pratique des travaux souterrains dans le cas d'un grand projet (en allemand) XX Colloque de Mécanique des Roches de Salzbourg, Oct. 1971.

12. J. Rescher (1968): Expérience lors de la construction de la centrale souterraine de Veytaux à l'aide de béton projeté et ancrages (en allemand) Felsmech. und Ingenieur geologie, Suppl. IV. T.W. Verity (1971). Ground support with sprayed Concrete in Canadian underground mines, Information Circular IC. 258, Department of Energy, Mines and resources Ottawa March 1971 (26 p.).

13. W. Wittke (1970) Stabilité et revêtement d'une usine souterraine dans du granite (en allemand). -Conférence au 4^o Congrès du Ministère Allemand de la Défense, Lorch Avril 1970 (rapport confidentiel)



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

-- T U N E L E S --

AIRE COMPRIMIDO EN TUNELES

ING. ENRIQUE FARJEAT P.

El Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México está formado por dos Interceptores, el Central y el Oriente, que se unen donde nace el Emisor Central. Los dos primeros conductos se encuentran dentro del Valle de México y se alojan a una profundidad promedio de 30.00 metros; el diámetro del conducto terminado es de 5.00 metros y tiene una capacidad máxima de 100 m³/seg. El Emisor Central, con profundidad media de 120.00 metros, tiene un diámetro de 6.50 metros y capacidad máxima de 200 m³/seg.

Las longitudes de los conductos en la primer etapa de construcción, son las siguientes : Interceptor Central: 7 790 m, Interceptor Oriente: 10 545 m y Emisor Central: 50 078 m, - haciendo un total de 68 413 m de túneles. (Figura 1).

El Interceptor Central se localiza en la zona central de la Ciudad de México, cruzándola de sur a norte. En la primer etapa de construcción del Interceptor Central se construyeron los túneles localizados entre las lumbreras 9, 10, 11, 13 y 0 del Emisor.

El tramo 9-10 presenta condiciones diferentes al resto del Interceptor, ya que la lumbrera 9 se encuentra dentro de la "Zona del Lago", caracterizada por las arcillas típicas del Valle de México de resistencias muy bajas (Figura 2). La lumbrera 10 se localiza en la "Zona de Transición", donde predominan las intercalaciones de materiales limosos, arenosos y arcillosos. La posición del nivel freático en todo el Interceptor Central está entre -5.00 y -10.00 m.

La solución constructiva adoptada para el tramo 10-13 (den-

que provocó una carga piezométrica del orden de 4 a 5 metros, lo suficiente para crear un gradiente que hizo fluir la arena dentro del escudo. Este fenómeno obligó a cerrar totalmente el frente del escudo para evitar arrastres, lo que tuvo como resultado un rendimiento promedio diario de 75 Cm., durante 60 días para pasar esa zona problema. Los asentamientos que se provocaron en la superficie fueron del orden de los 25 Cm.

Se tenía el compromiso de excavar el tramo 9-10 (no considerado al empezar la obra) con un programa muy agresivo, ya que iba a ser el último tramo excavado y revestido del Interceptor Central. Por otro lado, había que cruzar la Av. de Los Insurgentes Norte bombeando lo mínimo para no provocar asentamientos y problemas al tránsito de vehículos.

Se analizó la falla del frente de excavación de acuerdo al criterio de Broms y Bennermark, obteniéndose un factor de seguridad mínimo de 1.05, tomando una cohesión promedio medida en pruebas de corte directo no drenadas y considerando una respuesta del suelo contra la extrusión de 8C. (Figura 5).

Paralelamente a este estudio se realizó una prueba de bombeo, que consistió de ocho pozos colocados en dos hileras separadas entre sí 12 m; la separación entre pozos era 15 m, su profundidad media 65 m. con un diámetro de perforación de 24" y un ademe de 10 3/4" tipo cedazo. Se instalaron además cuatro piezómetros, bancos de nivel superficiales y profundos.

Se encontró que debido a las intercalaciones de arcillas o limos, la eficiencia del bombeo no era adecuada, por lo que

En 1879 Se utiliza el aire comprimido por primera vez en -
túneles, simultáneamente en Inglaterra y Norteamé-
rica.

En 1886 En la Ciudad de Londres, se utiliza por primera --
vez, la combinación de aire comprimido y escudo.

A partir de esta fecha, se han construido una infinidad de--
túneles bajo el nivel freático, pero desgraciadamente a pe--
sar de las experiencias de prácticamente un siglo, todas --
ellas al nivel del mar, no se cuenta con ningún antecedente
de trabajos con aire comprimido en altitudes mayores a la -
del mar.

Lo anterior obligó a recurrir a asesorías nacionales y ex--
tranjeras, tanto en el renglón técnico como en el médico, a
fin de establecer unas normas de trabajo que consideraran -
la altitud de la Ciudad de México y las condiciones físicas
de los técnicos y trabajadores mexicanos.

En la actualidad, las normas de trabajo que están vigentes--
en los trabajos de túnel bajo aire comprimido son las nor--
mas de la Ciudad de Washington D.C. en 1971.

La esencia de dichas normas aparece en la tabla I, donde se
muestran los tiempos de descompresión, teniendo en cuenta -
la presión de trabajo y el tiempo de exposición.

Estas tablas son el resultado de muchos años de experiencia
en su aplicación para la construcción de un gran número de--
túneles, de manera que los tiempos de descompresión permi-
ten que el aire disuelto en los tejidos del personal, sea -
expulsado sin la formación de burbujas de nitrógeno que pro-
vocan enfermedades por descompresión. Estas tablas tenían -

blema, pero como no se puede arriesgar al personal a con- - traer alguna enfermedad, se hizo un programa de pruebas en- cámara médica, para comprobar la bondad de dichas hipótesis.

Esta investigación empezó con la selección del personal que en términos generales debía de cumplir con los siguientes - requisitos :

- Integridad física.
- Capacidad para desarrollar ejercicio físico.
- No rebasar el 20% de sobrepeso.
- Edad inferior a 35 años.
- Aptitud para igualar presiones en los senos paranasales y oídos.
- No padecer enfermedades de pulmón, oídos o articulaciones.

En base a estas condiciones se efectuó un programa de pruebas a nivel de cámara médica, mediante el cual se pudo llegar a la siguiente tabla de descompresión (Tabla II), en - donde se manejaron presiones de 0.6 Kg/cm² a 2.0 Kg/cm².

En todas las pruebas efectuadas se llevó un control muy estricto de las condiciones de los trabajadores antes, durante y después de las mismas, pudiéndose construir la gráfica de incidencias de enfermedades por descompresión e intolerancia al aire comprimido contra presiones de trabajo.

El porcentaje de enfermedades por descompresión a partir - de la presión de 1.6 Kg/cm², empieza a aumentar notablemente, lo mismo sucede para la intolerancia al aire comprimido.

La molestia más común observada en los casos de incapacidad para igualar presión en oído medio, fue el dolor y menos -- frecuentemente el enrojecimiento y hemorragia en la membrana del tímpano.

De los senos paranasales, la manifestación más común fue el dolor, y la menos frecuente la hemorragia nasal.

De los tipos de enfermedad por descompresión, se presentó -- solamente la llamada de Tipo I (Síntomas leves), es decir, -- la que ocurre por un tiempo de descompresión relativamente -- corto para ese caso particular y que se debe a la formación de burbujas de aire en los tejidos y en la sangre, ya que -- el aire en solución por la descompresión da lugar a la formación de burbujas.

Todos los casos de enfermedad por descompresión fueron tra -- tados en la cámara médica con recompresión y administración de oxígeno al 100 %, siguiendo las tablas de tratamiento de la Marina Norteamericana, modificadas de acuerdo a la altitud de la Ciudad de México. También se usaron los medicamen -- tos necesarios para el tratamiento de estos casos.

Se obtuvo la curación sin secuelas en el 100% de los casos -- tratados.

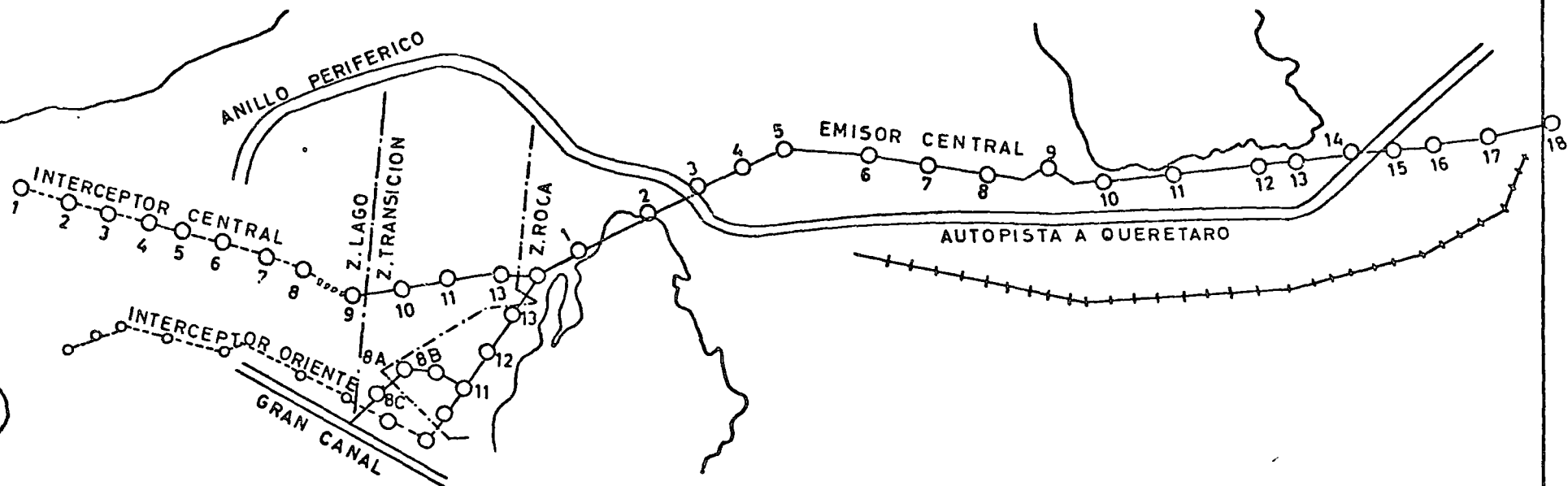
En relación a los casos que tuvieron molestias en oídos se -- observó que no se afectó la agudeza auditiva.

En resumen, el número de enfermos por descompresión observa -- dos durante el período de trabajo fue de uno por cada 1 705 descompresiones, lo cual indica un índice bajo, pero que co -- mo se sabe, está en relación a la magnitud de la presión de trabajo.

R E F E R E N C I A S

- 1.- Broms B.B, and Bennermark H. "Stability of Clay in Vertical Openings". Proceedings A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Vol. 193, Part 1, - 1967.
- 2.- K. Szechy, "The Art of Tunneling" published by Tankonyu kiado, Budapest, 1966.
- 3.- Ayestarán L.R., Farjeat E.P., Schmitter J.J., "Aire Comprimido en Túneles". IX Congreso Nacional de Ingeniería Civil, México 1973.
- 4.- Cross E.R., "Technifacts". "High Altitude Decompression" Skin Diver 1970.
- 5.- Chase, Arthur P., "Interceptores Profundos" Mexico, D.-F., Compressed Air Work. Decompression Schedules. Construction Report 7007 September 1973. A.A.Mathews, Inc.
- 6.- Kindwall, Eric P., "Altitude Decompression Work, Mexico City". Interin Report, July 1974.
- 7.- "Safety an Healt Regulations for Construction" Washington, D.C. Federal Register, Vol. 36, Number 75, April - 1971.
- 8.- Kindwall, Evic P., "Measurement of Inert Gas Elimination from man during decompression from increased ambient -- pressure".
- 9.- Ramos J.M., "Reporte Médico de 1974". Reporte Interno.
- 10.- Moreno A.F., Farjeat E.P., Ramos J.M., "Aire Comprimido en un túnel del Drenaje Profundo de la Ciudad de México" V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Buenos Aires 1975.
- 11.- Copperthwaite, W., "Tunnel shields and the use of com--pressed air in subaqueous works", 1906.

LOCALIZACION DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO



| | | |
|---------------------|---------|-------------|
| INTERCEPTOR CENTRAL | 5.00 m. | L 7,790 m. |
| INTERCEPTOR ORIENTE | 5.00 m. | L 10,545 m. |
| EMISOR CENTRAL | 6.50 m. | L 50,078 m. |

FIGURA No. 1

SISTEMA CONSTRUCTIVO ADOPTADO EN LOS TUNELES
LOCALIZADOS EN MATERIALES TIPICOS DE LA ZONA DE TRANSICION

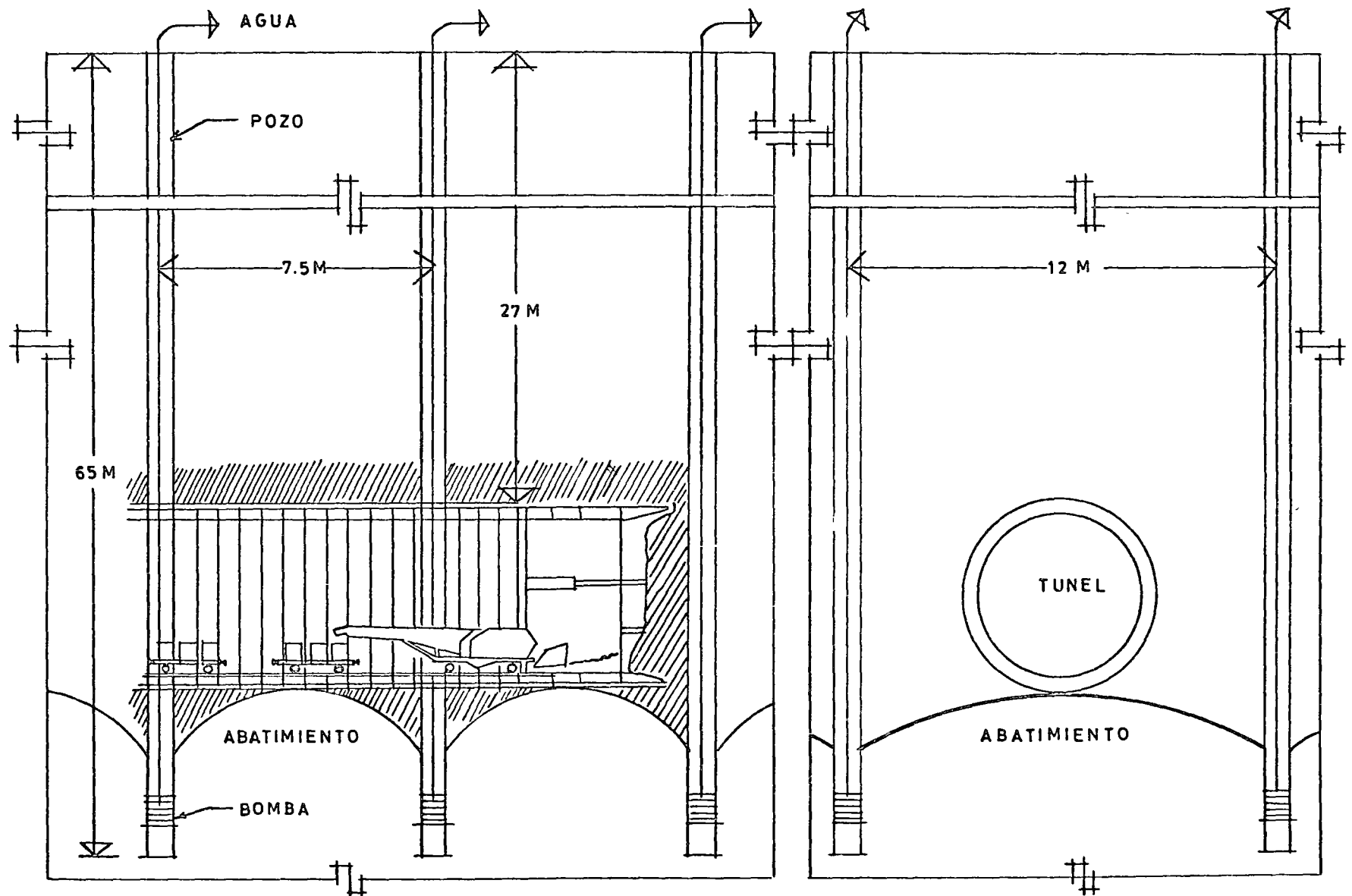


FIGURA No. 3

REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE 9-10 DEL INTERCEPTOR CENTRAL

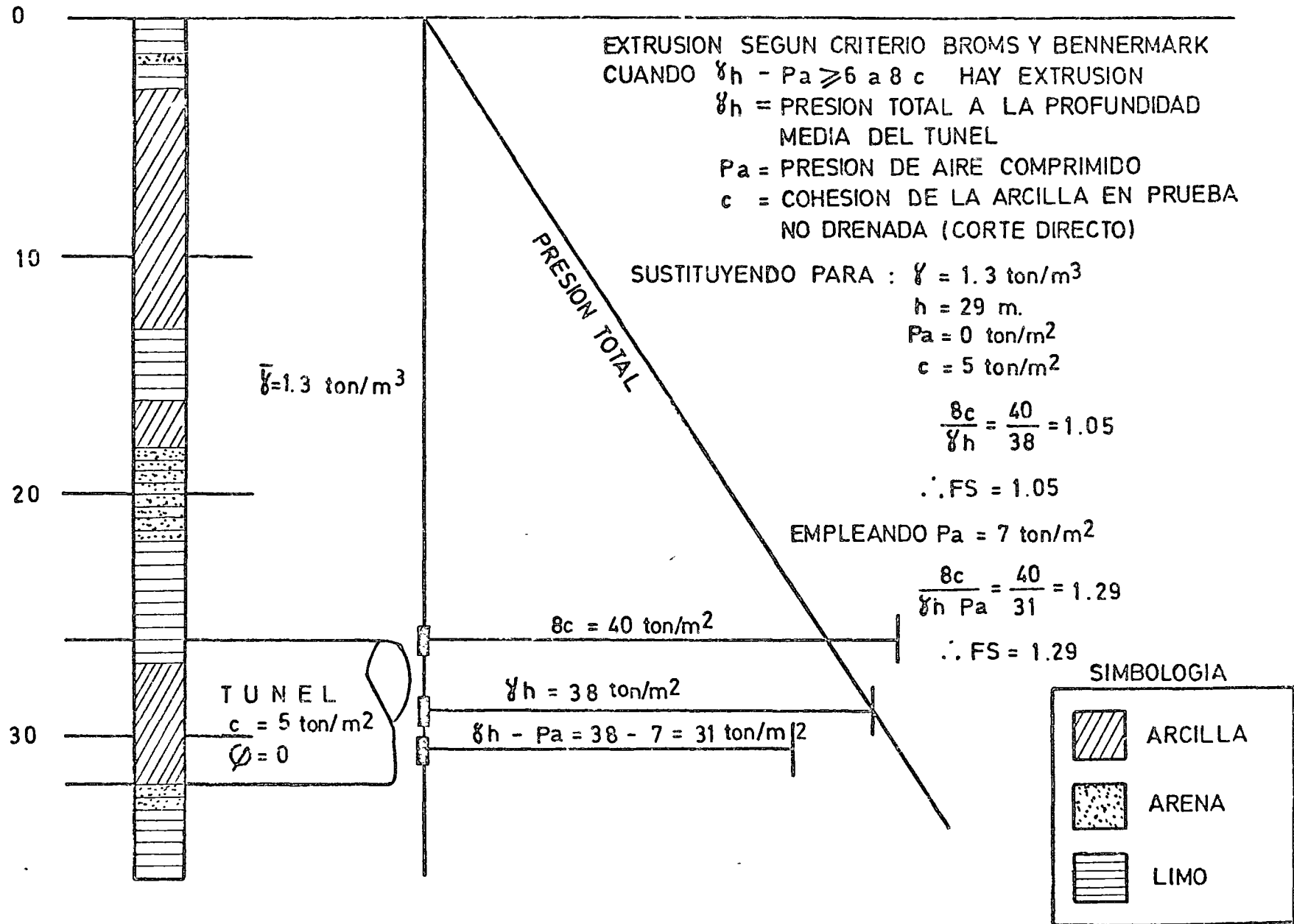


FIGURA N.º. 5

TIEMPO TOTAL DE DESCOMPRESION

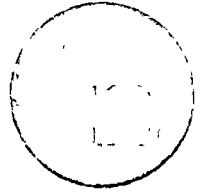
MEXICO D. F. 1973

| PRESION DE TRABAJO kg/cm ² | PERIODO DE TRABAJO (HORAS) | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------------|----|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------|---|
| | 1/2 | 1 | 1 1/2 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | MAS DE 8 | |
| 0.6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| 0.7 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 12 | 12 | 24 | |
| 0.8 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 13 | 21 | 35 | 35 | 51 | |
| 0.9 | 8 | 8 | 8 | 8 | 3 | 12 | 33 | 48 | 56 | 61 | 73 | |
| 1.0 | 8 | 8 | 10 | 12 | 13 | 28 | 56 | 68 | 77 | 88 | 112 | |
| 1.1 | 8 | 8 | 12 | 19 | 24 | 53 | 76 | 86 | 96 | 116 | 125 | |
| 1.2 | 11 | 11 | 19 | 25 | 43 | 76 | 102 | 111 | 120 | 133 | 140 | |
| 1.3 | 12 | 14 | 25 | 29 | 58 | 96 | 121 | 128 | 134 | 140 | 156 | |
| 1.4 | 14 | 17 | 30 | 36 | 76 | 111 | 132 | 145 | 147 | 150 | 171 | |
| 1.5 | 16 | 24 | 33 | 45 | 101 | 132 | 149 | 159 | 160 | 172 | 188 | |
| 1.6 | 18 | 29 | 39 | 65 | 109 | 147 | 169 | 172 | 184 | 192 | 208 | |
| 1.7 | 20 | 36 | 44 | 86 | 128 | 167 | 182 | 197 | 207 | 212 | 231 | |
| 1.8 | 22 | 40 | 59 | 99 | 152 | 181 | 197 | 220 | 226 | 236 | 254 | |
| 1.9 | 24 | 44 | 64 | 113 | 172 | 200 | 224 | 236 | 244 | 256 | 277 | |
| 2.0 | 28 | 49 | 73 | 128 | 180 | 207 | 227 | 241 | 256 | 266 | 281 | |

T A B L A . II



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



T U N E L E S

" NOTAS PROPORCIONADAS POR UN ASISTENTE AL CURSO ".

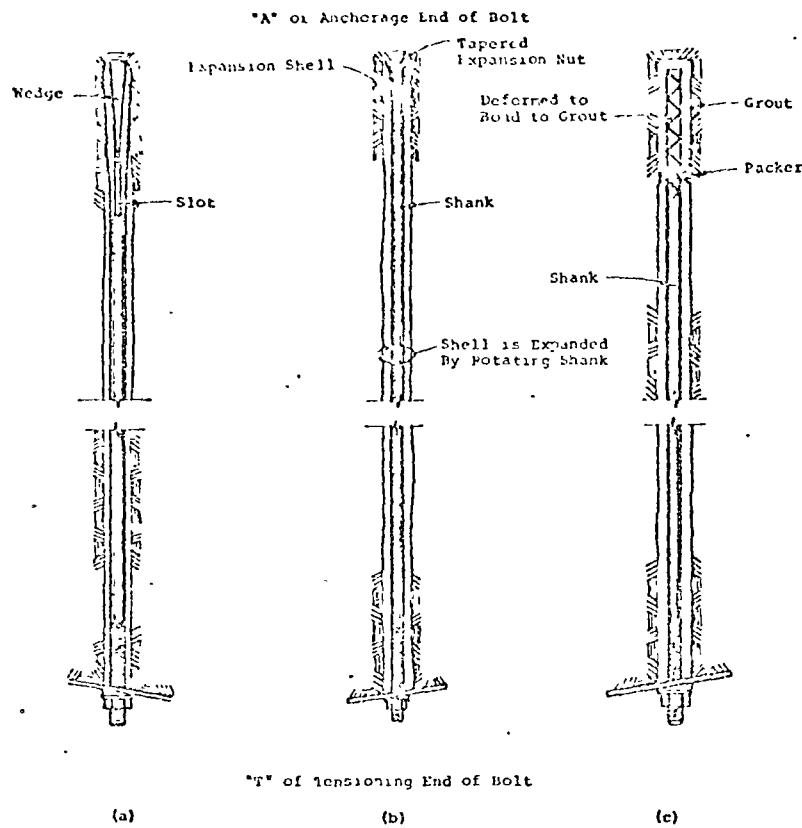


FIGURE 1. Types of Rock Bolts

device at one end of the bar (the anchorage or "A" end), and a tensioning device at the other end of the bar (the tensioning or "T" end), figure 1.

Where very long rock reinforcement is required, steel cables can be used instead of solid bars or shanks. These require different techniques for their installation although the basic principles of their functioning are not different to the solid shank bolts.

The rock bolts in common use can be conveniently classified into three groups (fig. 1) by the type of anchorage used:

- (a) Drive-Set or Slot and Wedge Type
- (b) Torque-Set or Expansion Type
- (c) Grouted Type

In recent years most bolts have been of the expansion anchorage type. However, the slot and wedge type can be effective except in soft rock and can be easily manufactured on the job in an emergency. Epoxy-type resins for anchoring bolts are also being used.

The use of an explosive charge in a hollow chamber at the anchorage end of the bolt to expand the chamber and provide an adequate bond between the bolt and the sides of the drill hole has also been investigated by the U.S. Bureau of Mines.

The essential feature of rock bolts is that they are placed in tension and, if properly installed, exert a definite compressive force which tends to keep the rock in its original position. This feature distinguishes them from "anchor" bars which are grouted into holes in rock, but which are not prestressed and really serve only as dowels.

Unstressed Rock Dowels

Apart from the reinforcement of rock by tensioned rock bolts, unstressed steel bars have been used to help stabilize rock *in situ* and have been commonly employed in many countries. These bars are similar to anchor bars except that they are installed for a different purpose and they function as dowels.

Unstressed grouted rock dowels behave very differently from rock bolts. The fact that the bars are not tensioned means that they act passively rather than actively in stabilizing the rock, i.e., the rock must move before the bar can exert any restraining force. Rock bolts, however, put a positive compression into the rock which maintains the interlocking of the blocks of rock so that the reinforced zone acts as a unit.

The difference between an anchor bar or rock dowel and a rock bolt when the rock bolt is grouted in place, is analogous to the difference between the reinforcement in ordinary reinforced concrete and in prestressed reinforced concrete.

Effects of Rock Reinforcement

The use of rock bolts to reinforce and stabilize excavations in stratified, horizontally bedded rock, such as is common in coal mines, has been likened to the bolting of a simple, laminated beam. In the more general case of fractured rock, whether or not it is strati-

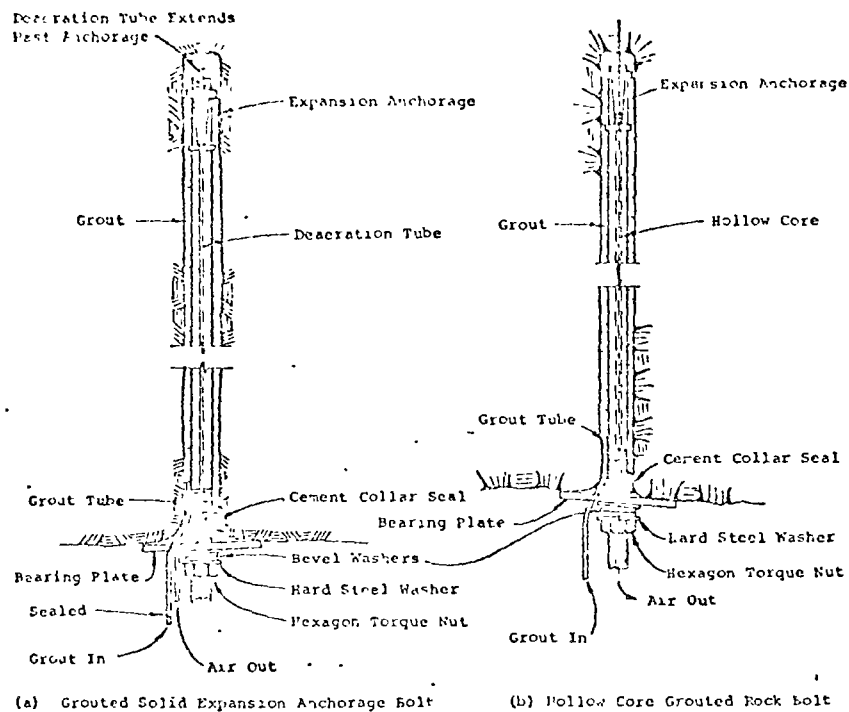


FIGURE 2. Grouted Rock Bolts

rock remains effective and the tension in the bolt (i.e., compression in the rock) is not lost. Typical grouted bolts are shown in figure 2.

The grouted bolt also offers shear resistance to lateral movements and prevents the bolt shank being "pinched."

For permanent service, such as is required of the reinforced rock structural shell around major excavations, all bolts should be grouted.

The installation and tensioning of grouted bolts is the same as for ungrouted bolts. The grouting is basically a further operation that is carried out after the bolts are installed. The best practice is to provide grouting facilities that do not require release of tension in the bolt.

Sometimes, cases arise where an excavation has been rock-bolted without making provisions for grouting the bolts and later it is found necessary to grout them. This, although more difficult, can be done satisfactorily.

DESIGN CONCEPTS

Rock Deformation

Rock *in situ* is neither homogeneous, isotropic, nor perfectly elastic, and its behaviour can range from brittle to ductile depending on conditions. In most engineering and mining work, the harder rocks behave as a brittle material or as a transition from brittle to ductile, whilst for the softer rocks ductile type behaviour is frequently encountered. True plastic behaviour is rare except in gouge in fault zones and soft shale-clay formations.

In situ rock can range from a massive formation with a few joints to one consisting of uncoherent, although interlocked, blocks or fragments. The behaviour, i.e., deformation or failure, of the rock depends primarily on the system of joints and other "defects." Rock excavations are made in a material that is under triaxial stress and strain. Immediately following excavation the newly exposed surface has no normal stress, and the rock begins to deform at first elastically (elasdef), and then permanently (perdef). These deformations are definitely dependent on time. Where the stresses are sufficiently great localized failure will cause a redistribution of forces, with a tendency toward equilibrium.

At first, these deformations and local failures are at or adjacent to the newly excavated surfaces. Later they migrate away from these surfaces and, with time, if stability is not reached, may affect zones quite remote from the work area. However, stability can be achieved if the deformations and movements consequent on excavation are restricted to zones close to the surface of the excavation. This is one reason why rock bolting is so effective.

At any point on the new surface the normal stress is zero and represents the minimum principal stress, while the other two principal stresses are parallel to the surface and perpendicular to each other. The magnitudes of these stresses depend on the virgin stresses in the rock and on the stress concentrations caused by the excavation. If the material cannot withstand the stress concentrations then localized failure will take place. This localized failure consists of permanent deformation arising from fracture, sliding and shearing on joints, and crushing between blocks. If fallout or raveling at the surface is prevented, this zone of permanent defor-

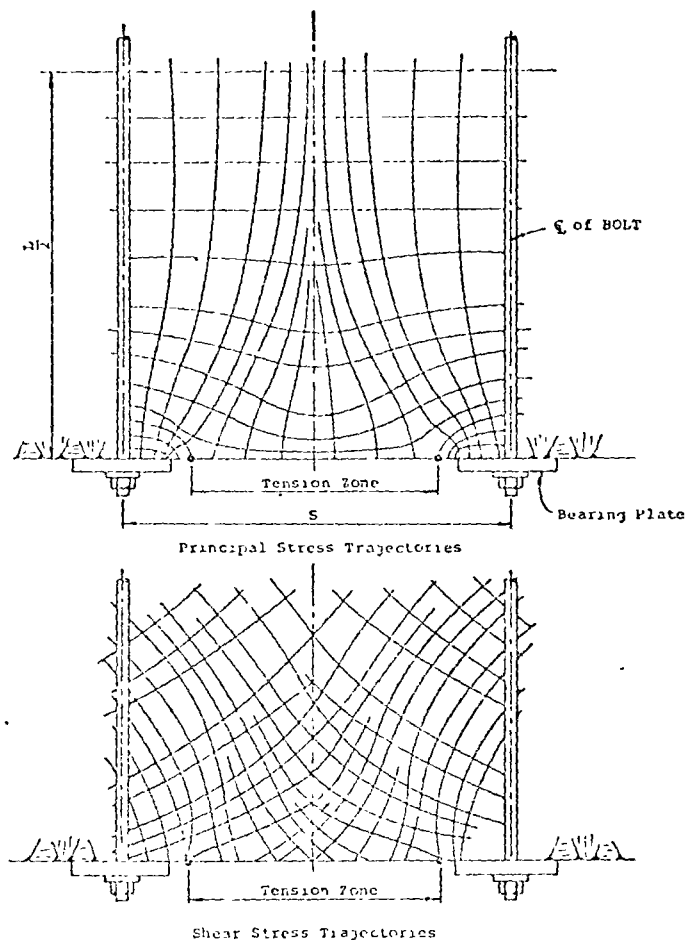


FIGURE 6. Stresses Caused by Bolts

Stresses Caused by Rock Bolts

The compressive stress in the rock between ends of an isolated rock bolt is quite localized and the bolt has only a small effect on the rock more than one bolt length from it. For this reason, bolts used as rock reinforcement should be installed on a pattern. Investigations with models and photoelastic analyses (Lang, 1957, 1962) have shown that to obtain interaction between adjacent bolts the ratio of bolt length to spacing (L/S) should preferably be not less than 2. The stress distribution in the rock resulting from a system-

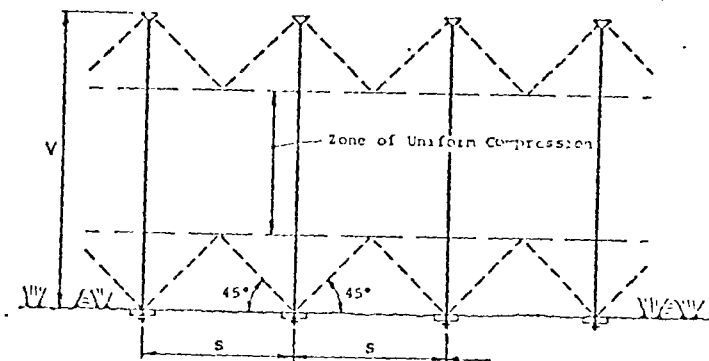


FIGURE 7. Structural Member Concept

atic bolt pattern is illustrated in figure 6, which shows typical trajectories for the principal stresses and maximum shear stresses caused by the bolting.

It will be noted that near the surface between the two bolts, there is a zone of tensile stress. It is in this area that fallout will occur in closely fractured rock and start a raveling process which, if not checked, could lead to general collapse. The location of the boundary (i.e., zero stress) between this tension zone and the compression zone can be approximated by taking a surface at 45° to the bolt axis, as shown in figure 7. Fallout from these tension zones can be prevented by using wire mesh against the surface of the rock.

With fallout prevented the zone of compression caused by the rock bolt tension is approximately shown in figure 7. This zone created by the bolts acts as a structural element and is effective in stabilizing the rock excavation. The condition obviously is one of triaxial stress, as are most rock analysis problems. Generally, most analyses are carried out as biaxial stress problems but the triaxial aspects of any situation must always be given proper consideration.

Pattern Bolting

In reinforcing rock with rock bolts, a general pattern of bolting is essential. "Spot bolting" only where the engineer or the inspector considers that it might be needed is hazardous.

Obviously, pattern bolting will be far more efficacious in con-

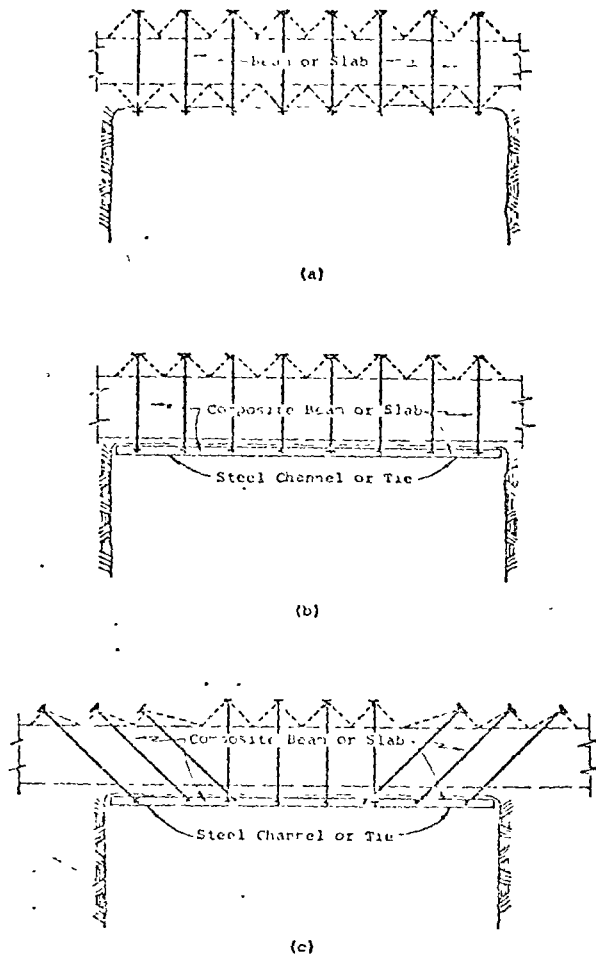


FIGURE 9. Beam or Slab Concept

increased strength against shear along joints intersecting the rock surface.

The length of the rock bolts is related not only to the geological features of the rock near the surface but also to the span of the opening. The structural member created by the bolts near the surface should be relatively deep compared to the span. It is also related to the spacing chosen for the bolt pattern. Due consideration must be given the type and condition of the rock that is being reinforced.

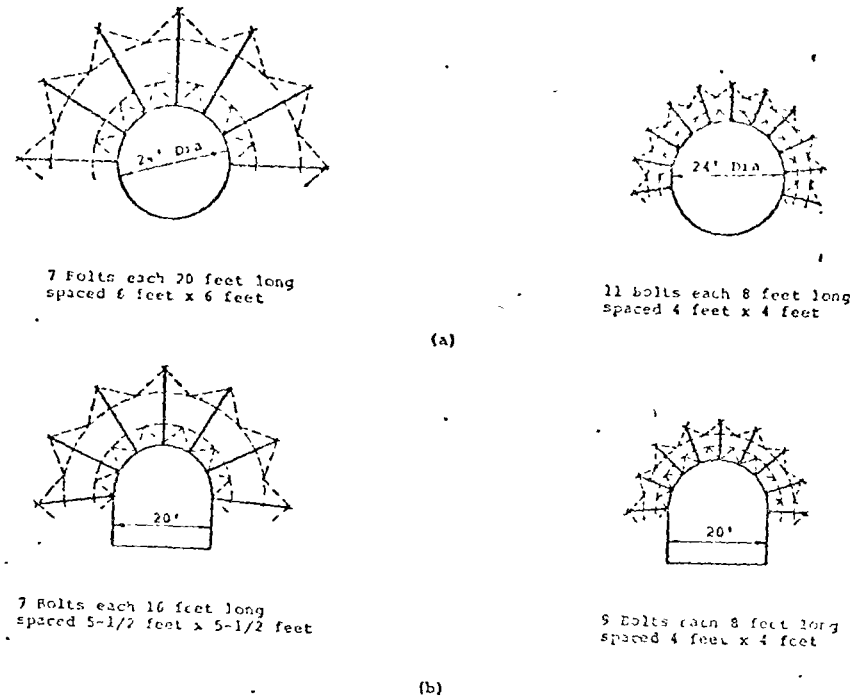


FIGURE 10. Arch Concept of Rock Reinforcement

Arch Concept

In tunnels or curved roof excavations, rock reinforcement will create a load-carrying arch within the rock and stabilize the roof. Typical examples are shown in figure 10. The effect on the arch member of varying the length and spacing of the bolts is also illustrated. In cases where the occurrence of persistent well defined joints requires the use of relatively long bolts, a smaller number of these can be used provided shorter supplementary rock bolts are used between the longer bolts, as shown in figure 11. This creates a more heavily reinforced zone near the surface and is effective in stabilizing closely fractured rock.

Rock Cuts

Failure of rock cuts generally occurs by fallout from the surface; by sliding on a well defined shear or joint plane AB, figure 12; or

where it passes through this member, BC. This procedure will ensure that the most effective use is made of the load carrying capability of the reinforced rock member, and also that concentrated tension loading is not applied near the surface of the rock where it could cause progressive failure.

CONSTRUCTION

Installation of Rock Reinforcement

It is very desirable that rock bolts be installed as soon as possible after the new surface is created and as close to the face as practicable. This not only greatly reduces relaxation deformations and provides a more effective reinforced rock member, but also greatly increases the safety of workmen.

The basic processes for installation are relatively simple, viz., drill the hole; place bolt and seat anchorage; install bearing plate, bevel washers, and torque nut; and tension the bolt. Grouting can be done immediately or later.

Attention to detail in these processes is essential, not only for successful bolting but also for the safety of the workmen, both during bolting and thereafter. Once the men understand this there is little difficulty in developing the routine attention to the essential details that ensures a satisfactory rock-bolting operation.

Tensioning

It is essential for the best functioning of rock reinforcement that the rock bolts be tensioned and thereby place the rock between the ends of the bolt in compression. Also for efficient use of the bolts it is desirable to have the tension in the bolt as high as possible—but not greater than the yield strength of the shank—consistent with other design requirements and anticipated increases in tension arising from rock deformation.

A typical assembly at the tension (T) end of the bolt using a torque nut for tensioning the bolt is shown in figure 15.

In this method a nut is placed on the threaded T end of the bolt, together with the necessary washers, and tightened to a predeter-

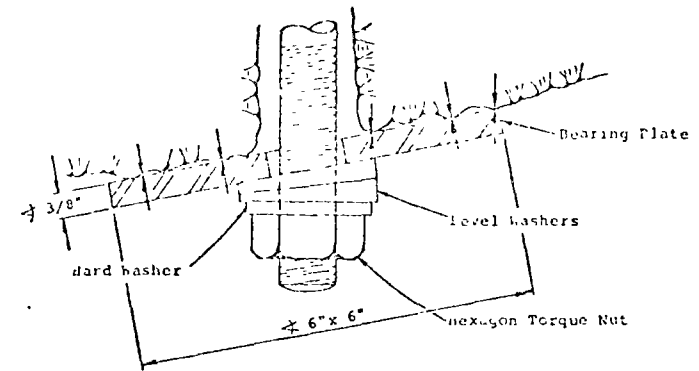


FIGURE 15. Bearing Plate Assembly

mined torque with a suitable torque wrench thus giving the desired tension in the bolt-shank.

Owing to friction between the nut and the shank a portion of the torque will be transmitted into the shank. Care should be taken to ensure that the combined effects of the shear due to this transmitted torque and the tension in the shank do not cause yield in the shank.

Better practice is to use an hydraulic jack for direct tensioning of the bolt with the nut tightened just sufficiently to hold the tension.

In practice the bearing surface of the rock at a bolt is rarely perpendicular to the axis of the bolt. Also, the surface of the rock is never smooth, and steel bearing plates are used to bridge the irregularities in the rock face and provide a firm bearing for the taper or bevel washers, which ensure that the nut has an even bearing. In addition, a hard washer immediately under the nut ensures less friction and more uniform conditions.

As indicated in figure 15 the bearing on the rock is essentially a "point" loading on several asperities of the rock surface. These crush until the area of contact with the bearing plate can support the tension load in the bolt.

With vibration caused by nearby blasting or from other causes the crushed rock material at the "point" bearings tend to come loose, and at times spalling of the rock under the plate occurs. In these circumstances the bolt must be re-tensioned. This is one of the most important of the details mentioned above and routine testing and checking is a "must."

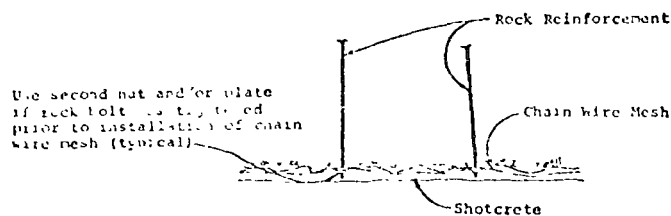


FIGURE 17. General Surface Treatment—Wire Mesh and Shotcrete

cut to accommodate the bolts, or they can be the commercial types of tie used in mining work.

Shotcrete

Shotcrete, which includes pneumatically applied mortar or gunite, is used to protect and support zones of fractured, crushed, disintegrated, or spalling rock, and to preserve and prevent further deterioration caused by the action of water or the atmosphere or the effects of time. Shotcrete can also be used to build up structural members, as described below.

Shotcrete can be very effective and safely used in situations where conventionally placed concrete or other material is impossible to use. Specifications generally call for shotcrete to be applied to a relatively clean, dry surface that has been prepared by barring, washing, and air jetting to remove loose material. It is often considered that shotcrete cannot be applied to wet areas where ground water is discharging from the surface, but with proper technique, it can be used effectively in such areas. Where it is necessary to

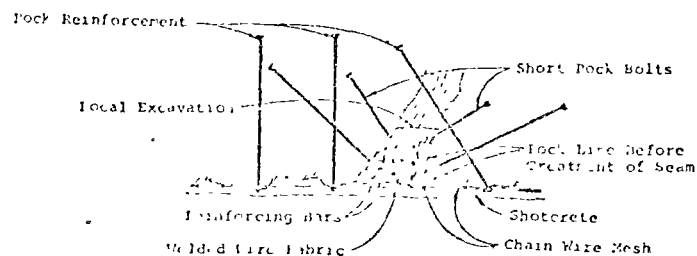


FIGURE 18. Typical Local Structural Treatment of Wide Seams and Fractured Zones

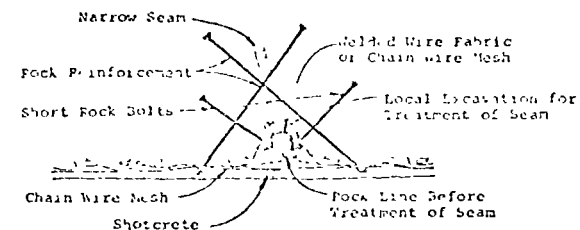


FIGURE 19. Typical Treatment of Narrow Seams

span over a large seam or to span between rock bolts which hold a rock mass together, the shotcrete should be reinforced.

Shear Zones and Dikes

Local zones of weakness such as shear zones and dikes require structural treatment. These can range from zones a few inches in width up to ten feet or so. Typical methods of treatment are shown in figures 17, 18 and 19. Basically, treatment consists of cleaning out the zone to the required depth over the full width to sound rock on either side, and then filling the "dental" excavation with reinforced shotcrete or gunite which is tied to the sound rock on either side with rock bolts. This can be applied either to a local pocket or to a continuous zone that cuts completely across the tunnel or excavation being made. Such a member can be designed and reinforced to cope with any anticipated loads. The shotcrete can be built up in a series of layers with care taken to get adequate bond between the layers.

CONCLUSION

At the present time engineering for rock construction is fast emerging from being simply art. Extensive investigation and research are needed, both in the field and laboratory, to establish reliable criteria for design and construction. However, the state-of-the-art is such that if geological data can be obtained at the site and rock behaviour in the laboratory and *in situ* can be measured, and this data can be correlated and used with available analytical methods, we can design and construct rock structures and their



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



-- TUNELLES --

Diseño de Túneles en Roca mediante Modelos

ING. CARLOS ESCALANTE PORTAS

CONTENIDO

| | | PAGINA |
|-----|---|---------|
| 1. | INTRODUCCION | 1 a 3 |
| 2. | ROCA REPRESENTATIVA Y MATERIALES SUSTITUTOS DE LA ROCA | 4 a 5 |
| 3. | COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES EN-SAYADOS Y MODELO REOLOGICO | 5 a 9 |
| 4. | CONSTANTES REOLOGICAS | 10 a 15 |
| 5. | ESCALAS | 15 a 23 |
| 6. | MODELO No. 1 | |
| 6.1 | OBJETIVO | 23 |
| 6.2 | DESCRIPCION DEL MODELO | 23 a 26 |
| 6.3 | PROCESO SEGUIDO | 26 a 27 |
| 6.4 | RESULTADOS DE LAS MEDICIONES | 27 |
| 6.5 | ESCALA DE DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS Y - DE TIEMPO DEL PROCESO NETAMENTE VISCO- SO DEL CUERPO DE MAXWELL | 27 a 29 |
| 6.6 | DEFORMACION INSTANTANEA DEL MODELO - DEDUCIDO DE LA GRAFICA DEFORMACION-TIEM PO | 29 a 30 |
| 6.7 | DEFORMACIONES Y TIEMPOS EN EL PROTOTIPO DEDUCIDOS DEL MODELO | 30 a 32 |
| 6.8 | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE DI-- SEÑO OBTENIDAS DEL MODELO | 32 a 33 |
| 7. | MODELO No. 2 | |
| 7.1 | OBJETIVO | 33 a 34 |
| 7.2 | DESCRIPCION DEL MODELO | 34 a 38 |

. "

N O M E N C L A T U R A

- σ_0 = Esfuerzo de compresión constante (Kg/cm²)
- ϵ_{Kt} = Deformación en un instante dado del cuerpo de Kelvin sujeto a esfuerzo constante (adimensional)
- ϵ_{Mt} = Deformación en un instante dado del cuerpo de Maxwell sujeto a esfuerzo constante (adimensional)
- ϵ_K = $\frac{\sigma_0}{E_K}$ = deformación total del cuerpo de Kelvin
- ϵ_M = Deformación instantánea del cuerpo de Maxwell
- E_K = Módulo elástico del cuerpo de Kelvin (Kg/cm²)
- τ_K = Tiempo de retraso del cuerpo de Kelvin igual a η_K/E_K (segundos)
- t = Tiempo transcurrido (segundos)
- T_K = $7 \tau_K$ = tiempo de Kelvin
- η_K = Coeficiente de viscosidad del cuerpo de Kelvin ($\frac{Kg \text{ seg}}{cm^2}$)
- E_M = Módulo elástico del cuerpo de Maxwell (Kg/cm²)
- η_M = Coeficiente de viscosidad del cuerpo de Maxwell ($\frac{Kg \text{ seg}}{cm^2}$)
- ϵ_M = Deformación instantánea del cuerpo de Maxwell
- E_e = Módulo elástico equivalente = $\frac{\sigma_0}{\epsilon_K + \epsilon_M} = \frac{E_M \cdot E_K}{E_M + E_K}$
- E_{at} = Módulo aparente en un instante t, mayor que $T_K = \frac{\sigma_0}{\epsilon_M + \epsilon_K + \frac{\sigma_0 t}{\eta_K}}$
- E_{aK} = Módulo aparente en el tiempo de Kelvin
- K_0 = Relación entre esfuerzo horizontal y vertical en un punto con desplazamiento horizontal nulo
- K_L = Escala de líneas = $\frac{L_m}{L_p}$
- K_γ = Escala de pesos volumétricos = $\frac{\gamma_m}{\gamma_p}$
- $K\tau_K$ = Escala de tiempo de retraso del cuerpo de Kelvin = $\frac{\tau_{Km}}{\tau_{Kp}}$

DISEÑO DE TUNELES EN ROCA MEDIANTE MODELOS

1. Introducción

Los problemas de diseño de túneles se empezaron a estudiar mediante modelos en nuestro país con motivo de la construcción de los Interceptores de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México, por presentarse problemas de los que no se tenían antecedentes, debido a las condiciones peculiares del subsuelo de la Ciudad.

Uno de los problemas se refiere al comportamiento del ademe del túnel a 30 m de profundidad formado por anillos de dovelas de concreto atornilladas, con un diámetro interior de 5.60 m y diámetro exterior de 6.10 m, que se emplea en el sistema de construcción a base de escudo protector para terrenos blandos como lo es la arcilla típica del Valle de México.

El sistema de ademe en cuestión, había sido empleado con muy buenos resultados en colectores a 15.00 m de profundidad con 3.00 m de diámetro interior rodeado totalmente por la arcilla, pero en el nuevo proyecto además de la mayor profundidad y diámetro requerido hay un tramo considerable en que el túnel queda tangente a un manto resistente, por lo que al no quedar rodeado totalmente de arcilla era de esperar un cambio en la distribución de presiones respecto a las del túnel totalmente embebido en arcilla, que podía provocar la inestabilidad transversal del anillo.

El revestimiento interior del ademe hecho a base de concreto, que tiene la doble finalidad de impermeabilizar el conducto y de darle peso para reducir las fuerzas de flotación que existen cuando el túnel está prácticamente

habiéndose podido medir las presiones de contacto alrededor del túnel.

En el caso del anillo de dovelas se comprobó su estabilidad y se midieron sus cambios de diámetro, habiéndose visto que el atornillamiento de las mismas no es indispensable para el trabajo del anillo; también se pudo hacer una estimación de las concentraciones de esfuerzos que se presentan en las juntas de las dovelas, lo que permitió recomendar la resistencia de diseño del concreto que se emplea en la construcción de estas dovelas.

En el caso del revestimiento se obtuvo un apreciable incremento en los esfuerzos que debe soportar por efecto de la consolidación de la arcilla cuando el túnel apoya en el manto resistente.

Estos estudios hechos con bastante anticipación a la construcción, permitieron incluso hacer una réplica cambiando el material empleado en sustitución de la arcilla y las escalas de líneas del modelo obteniendo resultados congruentes que equivalen a una verificación de los mismos.

Con estos antecedentes, referentes a túneles en la arcilla, se pensó en la conveniencia de estudiar los problemas de los túneles en roca, a que se refiere el presente artículo.

Los túneles en roca generalmente alcanzan profundidades mucho mayores que la anotada de 30.00 m y presentan todavía interrogantes como la del efecto en el revestimiento de las presiones de roca que es igual al peso volumétrico de la roca multiplicado por la profundidad del túnel, así como la de la delimitación de la zona que falla alrededor de la excavación cuando los esfuerzos en su contorno son muy superiores a la resistencia de la roca.

incrementados en el modelo respecto al prototipo.

Para el estudio de la falla de la roca se empleó como material sustituto - uno que además de tener el mismo modelo reológico, tuviera como la toba una falla del tipo frágil. En este caso el material empleado en la zona - afectada por el túnel fue una mezcla de cal hidratada, arena silicea, cemento blanco y agua.

3. Comportamiento de los materiales ensayados y modelo reológico

Como ya se mencionó se estudió el comportamiento de los materiales a - través del tiempo al quedar sujetos a un esfuerzo de compresión constante. Un esquema del dispositivo empleado para esta prueba es el de la Fig. 2 y la foto 1 muestra una batería de estos dispositivos. Como puede apreciarse se prueban simultáneamente tres especímenes obtenidos de la misma muestra con lo que se obtiene un valor más representativo de su comportamiento. La carga se da por medio de un resorte que se comprime contra los especímenes al ser presionado por un tornillo que pasa por una rosca que se encuentra en el cabezal del marco de carga. Los micrómetros - en número de tres colocados a 120° permiten medir el enjuntamiento medio total de los tres especímenes pues quedan fijos a una placa apoyada en la cabeza de la muestra superior y su vástago apoya en una placa fija a las piernas del marco.

La gráfica típica de deformaciones unitarias $\bar{\epsilon}$, en función del tiempo, - para los materiales ensayados aparece en la Fig. 3a. Según esta gráfica existe una deformación instantánea $\bar{\epsilon}_M$, luego la deformación crece con -

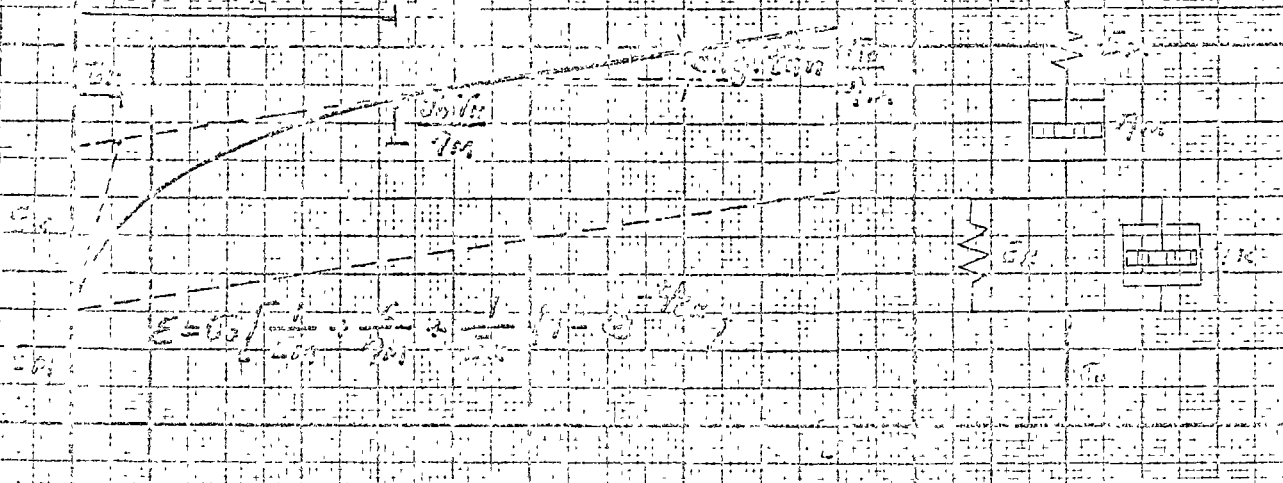
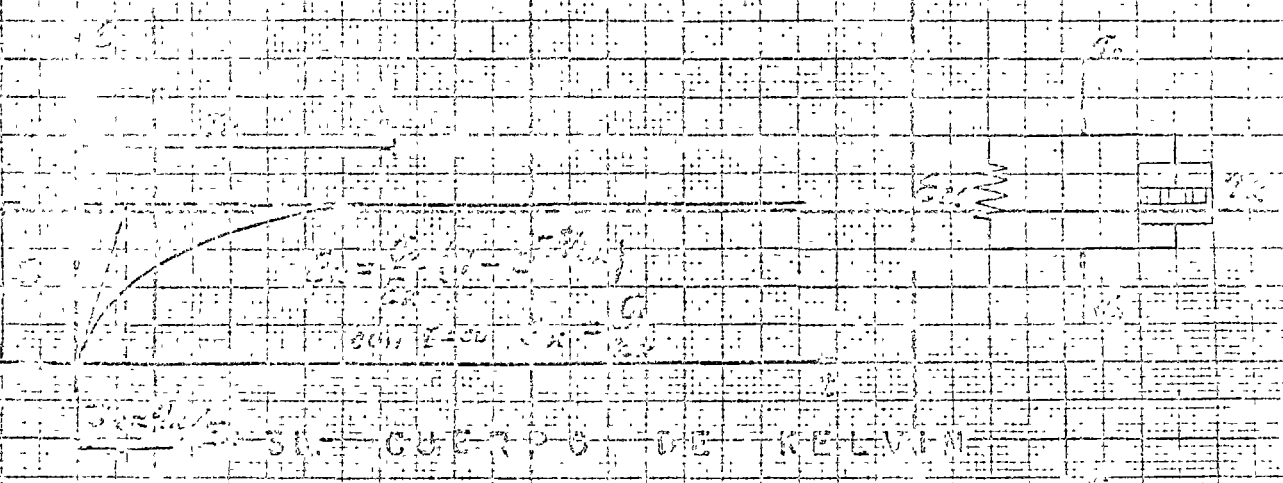
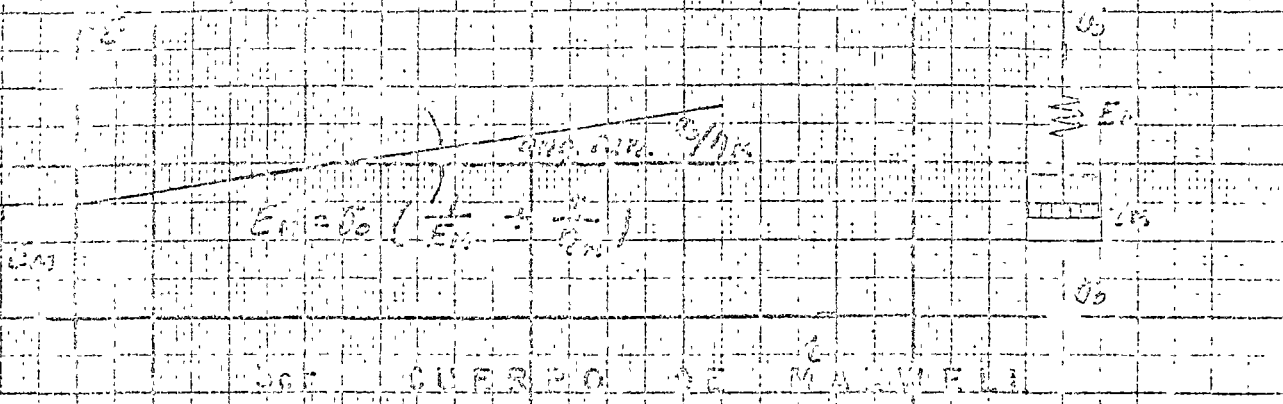


FIGURA 3.- Gráfica deformación-tiempo de la gráfica y modelo viscoelástico.

Respecto al tiempo de retraso τ_K su determinación en las gráficas se obtiene a partir de la tangente al origen de la gráfica como se indica en 3 b.

En efecto puede verse que de 3.1 la pendiente al origen vale

$$\left[\dot{\epsilon}_{Kt} \right]_{t=0} = \frac{\sigma_0}{E_K} \frac{1}{\tau_K}$$

El modelo reológico de este cuerpo está representado a la izquierda de la gráfica 3 b y consiste en la asociación en paralelo de un cuerpo de Hooke de módulo elástico E_K y un cuerpo de Newton con viscosidad η_K . Según este modelo en el instante de aplicar la carga, ésta es soportada íntegramente por la componente viscosa del material y a medida que pasa el tiempo la carga va pasando a la componente elástica liberándose de es fuerzos la componente viscosa.

Al cabo de un tiempo infinito toda la carga es tomada por la parte elástica del cuerpo y la deformación total vale $\frac{\sigma_0}{E_K}$ y la llamaremos ϵ_K . De la expresión 3.1 puede verse que en un tiempo igual $7\tau_K$ se tiene aproximadamente el 99% de la deformación total del cuerpo de Kelvin por lo que para fines prácticos puede decirse que el cuerpo de Kelvin alcanza su deformación máxima en un tiempo igual $7\tau_K$. En las tobas ensayadas un valor representativo de $7\tau_K$ es de 28 horas al cual se le llamará tiempo de Kelvin. Esta deformación es íntegramente recuperable con el tiempo al suprimirse la carga y como su valor máximo se calcula elás ticamente se dice que el cuerpo de Kelvin tiene deformaciones elásticas

4. Constantes reológicas

Con base en las gráficas de deformación en función del tiempo es fácil obtener las constantes reológicas tanto de las tobas representativas como para los materiales sustitutos empleados en los modelos.

De las gráficas de las Figs. 4, 5 y 6 se obtienen las siguientes cons--tantes reológicas.

Prototipo, arenisca parcialmente cementada o toba de 11 Kg/cm² de resis--tencia

$$\begin{aligned}
 E_{M_p} &= 1185 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_{K_p} &= 6900 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \zeta_{K_p} &= 4 \text{ horas} \\
 \eta_{K_p} &= 99 \times 10^6 \text{ Kg seg/cm}^2 \\
 \eta_{M_p} &= 81 \times 10^8 \text{ Kg seg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Modelo , material ductil a base de resina epóxica y cemento

$$\begin{aligned}
 E_{M_{mr}} &= 480 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_{K_{mr}} &= 423 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \zeta_{K_{mr}} &= 6 \text{ horas} \\
 \eta_{K_{mr}} &= 4.64 \times 10^6 \text{ Kg seg/cm}^2 \\
 \eta_{M_{mr}} &= 4.2 \times 10^8 \text{ Kg seg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

Modelo, material frágil a base de cal y arena sílica

$$\begin{aligned}
 E_{M_{mc}} &= 420 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_{K_{mc}} &= 2250 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \zeta_{K_{mc}} &= 12 \text{ horas} \\
 \eta_{K_{mc}} &= 9.72 \times 10^6 \text{ Kg seg/cm}^2 \\
 \eta_{M_{mc}} &= 47.0 \times 10^8 \text{ Kg seg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

MEZCLA RESINA-CEMENTO

$\sigma = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

$h = 0.6 \text{ cm}$

Deformación en milímetros

1.5

$T = 12 \text{ lbs}$

$\sigma = 0.78$

1.0

0.5

0.5

0.5

$\sigma_h = \frac{3.0 \times 0.6}{1.0} = 224 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_m = \frac{\sigma \cdot h \cdot l}{e} = \frac{20 \times 100 \times 0.6 \times 0.86}{0.22} = 4.2 \times 10^6 \text{ kg-seg/cm}^2$

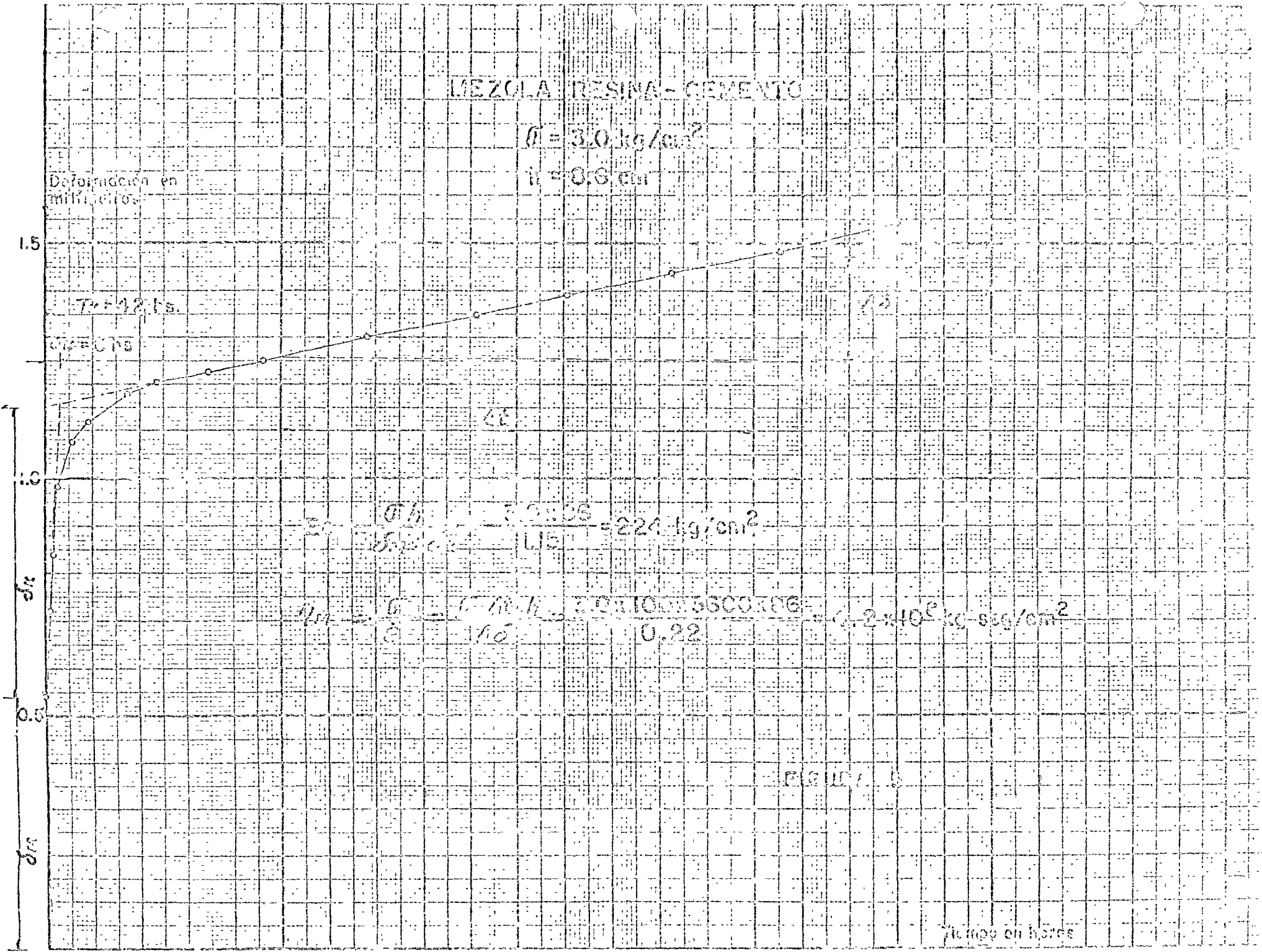
FIGURA 5

tiempo en horas

100

200

300



Además de estas constantes cabe definir lo que podría llamarse el módulo elástico equivalente del cuerpo de Burgers definido como el cociente entre el esfuerzo aplicado y la suma de la deformación elástica instantánea y la diferida que vale directamente calculado de la gráfica

$$E_e = \frac{\sigma_0}{\epsilon_M + \epsilon_K} \quad (4.4)$$

o en términos de los módulos elásticos E_K y E_M como el módulo resultante de asociar en serie dos resortes

$$E_e = \frac{E_M E_K}{E_M + E_K} \quad (4.5)$$

De acuerdo con esta expresión los módulos elásticos equivalentes de la toba del prototipo y de las mezclas de resina y de cal del modelo valen

$$\begin{aligned} E_{ep} &= \frac{1185 \times 6900}{1185 + 6900} = 1020 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_{emr} &= \frac{480 \times 423}{480 + 423} = 225 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_{emc} &= \frac{420 \times 2250}{420 + 2250} = 354 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.6)$$

La acción elástica del cuerpo de Burgers requiere para desarrollarse en casi su totalidad, como ya se mencionó, un tiempo igual al tiempo de Kelvin, aproximadamente igual $7 \zeta_K$, aunque las deformaciones ocurren simultáneamente con las deformaciones netamente viscosas del cuerpo de Maxwell, por lo que es importante deducir de la gráfica deformación

Otra escala, muy importante en el caso de túneles, es la de los pesos volumétricos, K_γ , que se define como

$$K_\gamma = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \quad (5.2)$$

en donde

γ_m = Peso volumétrico del material del modelo, sustituto de la roca

γ_p = Peso volumétrico de la roca

Existen otras escalas que se deducen inmediatamente de las propiedades de deformación del material del modelo y del prototipo como son las constantes reológicas ya mencionadas, así son particularmente importantes las siguientes escalas:

Escala de tiempos de retraso del cuerpo de Kelvin = $K_{\tau_K} = \frac{\tau_{Km}}{\tau_{Kp}}$ (5.3)

Escala de viscosidad del cuerpo de Maxwell = $K_{\eta_M} = \frac{\eta_{Mm}}{\eta_{Mp}}$ (5.4)

Escala de los módulos elásticos equivalentes = $K_{E_e} = \frac{E_{em}}{E_{ep}}$ (5.5)

Escala de los módulos elásticos aparentes en un tiempo t = $K_{E_{at}} = \frac{E_{atm}}{E_{atp}}$ (5.6)

Escala de los módulos elásticos aparentes al cabo del tiempo de Kelvin = $K_{E_{aK}} = \frac{E_{aKm}}{E_{aKp}}$ (5.7)

Además de estas escalas que se deducen directamente de las propiedades de los materiales o del modelo en sí, se requieren de otras escalas que son indispensables para poder interpretar los resultados de las observaciones; entre éstas se deben mencionar la escala de esfuerzos, las escalas de los desplazamientos y la escala de tiempo.

Estas escalas deben deducirse en función de las primeras y para ello se acudirá a un teorema particularmente útil para ello que es el teorema "77" de Buckingham (Ref. 5).

unidades fundamentales: $[F]$, $[L]$

$$n = 3$$

$$r = 2$$

Existen un sólo producto adimensional .

$$\begin{aligned} \Pi &= (FL^{-3})^{K_1} L^{K_2} (FL^{-2})^{K_3} \\ &= F^{K_1 + K_3} L^{-3K_1 + K_2 - 2K_3} \end{aligned}$$

Para que Π sea adimensional se requiere que

$$K_1 + K_3 = 0$$

$$-3K_1 + K_2 - 2K_3 = 0$$

Se tiene una sistema de dos ecuaciones y tres incógnitas por lo que el sistema es indeterminado. Este sistema posee un número infinito de soluciones. En el caso presente se puede asignar cualquier valor a una de las incógnitas y las ecuaciones pueden resolverse para las dos restantes.

Adoptemos por ejemplo $K_1 = 1$ inmediatamente se obtiene $K_3 = -1$ y sustituyendo en la siguiente ecuación

$$-3 + K_2 + 2 = 0$$

$$K_2 = 1$$

$$\Pi = \delta L \sigma^{-1}$$

Como este producto adimensional se puede establecer tanto para el modelo como para el prototipo se puede establecer la siguiente igualdad

$$\frac{\delta_m L_m}{\sigma_m} = \frac{\delta_p L_p}{\sigma_p}$$

En este caso se puede asignar cualquier valor a dos de las incógnitas;

por ejemplo $K_1 = 1$, $K_2 = 0$

De la segunda ecuación se deduce $K_4 = 0$ y de la 1a., se tiene

$$1 + K_3 = 0$$

$$K_3 = -1$$

Un producto adimensional será:

$$\pi_1 = \frac{\delta \cdot 1}{(E)} \cdot L^{-1} \cdot E^0$$

$$\pi_1 = \frac{\delta(E)}{L}$$

Para encontrar el otro producto suponemos $K_1 = 0$ y $K_2 = 1$, de la 2a. ecuación resulta $K_4 = -1$ y de la 1a.

$$-3 + K_3 + 2 = 0$$

$$K_3 = 1$$

$$\pi_2 = \frac{\gamma L}{E}$$

En este caso π_1 y π_2 deben satisfacerse simultáneamente, por lo que es conveniente establecer un nuevo producto que incluya a todas las variables

$$\pi = \frac{\pi_2}{\pi_1} = \frac{\gamma L^2}{E \delta E}$$

$$\Pi = \frac{L}{\delta_v}$$

$$\therefore \frac{L_m}{\delta_{v_m}} = \frac{L_0}{\delta_{v_p}}$$

$$K \delta_v = K_L \quad (5.10)$$

Escala de tiempos (Proceso viscoso)

$$f(T^{K_1} \quad \gamma^{K_2} \quad \eta^{K_3} \quad L^{K_4}) = 0$$

$$[F], [L], [T]$$

$$n = 4$$

$$r = 3$$

Existe un sólo producto adimensional

$$\begin{aligned} \Pi &= T^{K_1} (F L^{-3})^{K_2} (F L^{-2} T)^{K_3} L^{K_4} \\ &= F^{K_2 + K_3} L^{-3K_2 - 2K_3 + K_4} T^{K_1 + K_3} \end{aligned}$$

$$K_2 + K_3 = 0$$

$$K_1 + K_3 = 0$$

$$-3K_2 - 2K_3 + K_4 = 0$$

Suponemos $K_2 = 1$, de la 1a. ecuación $K_3 = -1$, de la 2a., $K_1 = 1$ y de la 3a.

$$-3 + 2 + K_4 = 0$$

$$K_4 = 1$$

$$\Pi = T \gamma \eta^{-1} L$$

Como ya se mencionó la placa está fabricada de una mezcla de resina epóxica y cemento blanco que tiene propiedades viscoelásticas como acontece con la toba representada.

Para representar lo mejor posible las condiciones de la roca en la naturaleza, la placa del modelo queda confinada normalmente a su plano por medio de parejas de placas metálicas cuadradas de 10 cm por lado, espaciadas 2 cm tanto horizontal como verticalmente.

El confinamiento de la placa de resina se logra por medio de tornillos provistos de tuerca, que atraviesan a las placas metálicas y a la placa de resina. (Ver Fig. 7).

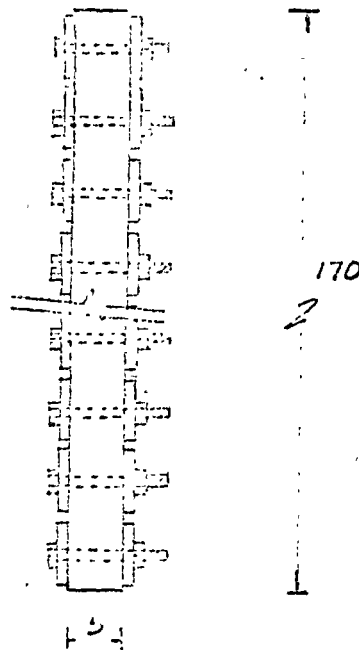


FIGURA 7. CORTE TRANSVERSAL DE LA PLACA DE RESINA EPOXICA MOSTRANDO PLACAS Y TORNILLOS PARA SU CONFINAMIENTO

En la foto 2 se aprecia el modelo de conjunto y la horadación en forma de herradura normal de 17 cm de diámetro que representa la excavación del túnel del prototipo que tiene 8.00 m de diámetro, lo que hace que la escala de líneas valga

$$K_L = \frac{17}{800} = \frac{1}{47}$$

La profundidad del túnel queda representado por la distancia de la horadación al borde superior de la placa que es de 1.40 m lo que a la escala de líneas representa 66 m de profundidad.

El peso del material del modelo sumado al peso de las placas confinantes y tornillos arroja un peso volumétrico medio de 4.8 gr/cm³, por lo que teniendo en cuenta que el peso volumétrico de la toba representada es de 1.8 g/cm³, la escala de los pesos volumétricos vale

$$K_\gamma = \frac{4.8}{1.8} = 2.67$$

6.3 Proceso seguido

La placa del modelo debidamente confinada con las placas y los tirantes horizontales ya descritos se dejó deformar sujeta a su peso propio. Este proceso resultó ser bastante lento debido a las franjas sin confinar que dejan las placas y se observó que es de suma importancia para poder detectar las deformaciones debidas al peso mantener una temperatura constante.

En esta etapa la horadación se mantuvo cerrada por medio de un corazón del mismo material de la placa, fácilmente removible.

en donde

$$K_y = 2.67$$

$$K_L = \frac{1}{47}$$

En este respecto K_{Ee} se deduce de los datos consignados en 4.1 y 4.2

$$K_{Ee} = \frac{E_{mr}}{E_{ep}} = \frac{225 \text{ Kg/cm}^2}{1020 \text{ Kg/cm}^2} = 0.220$$

Sustituyendo valores

$$K_{Ee} = \frac{2.67}{47^2 \times 0.220} = \frac{1}{182} \quad (6.5.1)$$

De acuerdo con (5.10) la escala de los desplazamientos netamente viscosos del cuerpo de Maxwell vale

$$K_{\delta_v} = K_L = \frac{1}{47} \quad (6.5.2)$$

Escala de tiempo

La escala de tiempos en el proceso del cuerpo de Kelvin está en la relación de los tiempos de retraso entre el material del modelo y del material del prototipo De (4.1) y (4.2)

$$K_{T_K} = \frac{\tau_{Kmr}}{\tau_{Kp}} = \frac{6 \text{ horas}}{4 \text{ hrs}} = 1.50 = \frac{tm}{tp} \quad (6.5.3)$$

La escala de los tiempos en el proceso netamente viscoso del cuerpo de Maxwell vale de acuerdo con 5.11

$$K_T = \frac{K\eta}{K\sigma}$$

De (4.2) y (4.1)

$$\eta_{Mmr} = 4.2 \times 10^6 \frac{\text{Kg. seg}}{\text{cm}^2}$$

en donde

$$K_V = 2.67$$

$$K_L = \frac{1}{47}$$

En este respecto K_{E_e} se deduce de los datos consignados en 4.1 y 4.2

$$K_{E_e} = \frac{E_{mr}}{E_{ep}} = \frac{225 \text{ Kg/cm}^2}{1020 \text{ Kg/cm}^2} = 0.220$$

Sustituyendo valores

$$K \delta_{E_e} = \frac{2.67}{47^2 \times 0.220} = \frac{1}{182} \quad (6.5.1)$$

De acuerdo con (5.10) la escala de los desplazamientos netamente viscosos del cuerpo de Maxwell vale

$$K \delta_v = K_L = \frac{1}{47} \quad (6.5.2)$$

Escala de tiempo

La escala de tiempos en el proceso del cuerpo de Kelvin está en la relación de los tiempos de retraso entre el material del modelo y del material del prototipo De (4.1) y (4.2)

$$K_{T_K} = \frac{\tau_{Kmr}}{\tau_{Kp}} = \frac{6 \text{ horas}}{4 \text{ hrs}} = 1.50 = \frac{1m}{1p} \quad (6.5.3)$$

La escala de los tiempos en el proceso netamente viscoso del cuerpo de Maxwell vale de acuerdo con 5.11

$$K_T = \frac{K \eta}{K \sigma}$$

De (4.2) y (4.1)

$$\eta_{Mmr} = 4.2 \times 10^8 \frac{\text{Kg seg}}{\text{cm}^2}$$

desplazamientos elásticos instantáneos y los diferidos como sigue:

$$\Delta D_{Eep} = \frac{\Delta D_{Eem}}{K \delta E_e}$$

de 6.5.1

$$\Delta D_{Ep} = 182 \times 0.0679 \text{ mm}$$

$$= 12.4 \text{ mm}$$

La deformación viscosa total es de 0.075 mm en los 11 días siguientes -- después de las 42 horas del tiempo de Kelvin y 0.004 mm durante el tiempo de Kelvin.

Llamando

ΔD_{Vm} = Cambio de diámetro en el proceso viscoso del cuerpo de Maxwell en el modelo

ΔD_{Vp} = Cambio de diámetro en el proceso viscoso -- del cuerpo de Maxwell en el prototipo

Se tiene

$$\Delta D_{Vp} = \frac{\Delta D_{Vm}}{K \delta v}$$

de 6.5.2

$$\Delta D_{Vp} = 47 \times 0.079$$

$$= 3.2 \text{ mm}$$

El cambio de diámetro total, que experiencias anteriores habían mostrado -- que es casi íntegramente debido a descenso del techo valdrá

$$\begin{aligned} \Delta D_p \text{ total} &= 12.4 + 3.2 \text{ mm} \\ &= 15.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

rial no falla al abrir la excavación, en nada afecta al revestimiento. En este caso el revestimiento sólo se diseñará para resistir la presión del agua exterior.

Para saber si el material falla en la pared de la excavación bastará calcular esfuerzos en la forma de Kirsh que se cita en el capítulo 7, y compararlos con la resistencia a la compresión no confinada de la roca.

7. Modelo No. 2

7.1 Objetivo

Este modelo tiene como objetivo poder observar cómo falla la roca que circunda una excavación en túnel, cuando los esfuerzos en la pared de la excavación son muy superiores a la resistencia del material sin confinar.

Sobre este problema existen diferentes teorías, que ofrecen resultados muy diferentes y ninguno ha podido ser comprobado por razones obvias. Sobre el problema de cómo se propaga la falla de una excavación en túnel no existe una teoría en la literatura existente.

Ante la carencia de datos fidedignos tomados de la naturaleza o de teorías que contemplen la realidad del fenómeno, la Dirección General de Obras Hidráulicas del D. F., decidió utilizar un modelo físico teniendo en mente el caso particular del tramo del Emisor Central comprendido entre las lumbreras 8 y 9A de las Obras del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, en que - siendo la profundidad máxima del túnel de 127 m, los esfuerzos teóricos en las paredes de la excavación son del orden de 55 Kg/cm². Como la resistencia de las areniscas parcialmente cementadas o tobas es de un valor que se estimó de 11 Kg/cm² como representativo de las resistencias bajas de este -

la carga impuesta a cada franja. La carga impuesta a la franja central define la presión en la zona del túnel y la carga impuesta a las franjas laterales, que puede hacerse variar, permite obtener distintos valores de la presión horizontal confinante en las fronteras verticales del modelo.

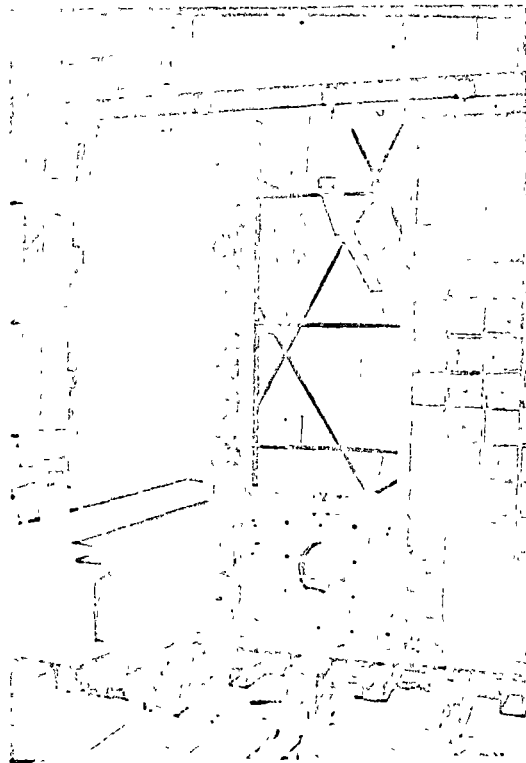


FOTO 3. PLACA DE MEZCLA DE RESINA EPOXICA Y CEMENTO BLANCO SECCIONADA EN TRES PARTES.

- b) La junta entre las franjas se hizo deslizante utilizando una doble capa de teflón con lo que se redujo a un mínimo la pérdida de carga de la franja central que queda sujeta a esfuerzos mayores y por consiguiente a mayores deformaciones que las franjas laterales.

observar el progreso de las grietas al irse aumentando la presión, lo que hubiera permitido hacer esta prueba en forma muy rápida; pero pronto pudo comprobarse que la fricción entre el acrílico y la placa de cal era excesiva, lo que hizo necesario añadir, como en el caso de las juntas verticales, una doble capa de láminas de teflón como separadoras entre las placas de acrílico y el espécimen de cal-arena lo que efectivamente redujo en forma muy importante dicha fricción, aunque se perdió la ventaja de usar material transparente.

- e) El sistema empleado para la sujeción lateral, ya empleado en el modelo anterior, permite la deformación vertical del modelo sin introducir restricción alguna a esta deformación.

Las piezas de sujeción son ajustables y sus extremos están provistos de charnelas atornilladas al modelo en un extremo y a un muro en el otro, con lo que al mismo tiempo que sujetan lateralmente al modelo no ofrece restricción al enjutamiento del mismo.

- f) Finalmente el sistema para aplicar la carga fue a base de gatos hidráulicos conectados en serie apoyados en la frontera superior de la placa. Este sistema requiere de tirantes verticales que soportan la fuerza de los gatos y tirantes horizontales para confinar horizontalmente la placa del modelo.

En la foto 5 puede apreciarse el aspecto de conjunto, del nuevo modelo mostrando el micrómetro instalado en la horadación para medir cambios de diámetro.

En esta ocasión la horadación se hizo antes de aplicar la carga con el

Las constantes reológicas de este material se consignan en el 4, datos

7.3.3) a continuación.

La resistencia media a la compresión no confinada del material empleado en el espécimen fue de 5.7 Kg/cm².

La relación de Poisson del material, ν resultó ser de un valor medio de 0.375. Este último dato permite calcular el valor de K_0 de este material, admitiendo comportamiento elástico para la prueba rápida.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (7.3.1)$$

$$K_0 = \frac{0.375}{1 - 0.375} = 0.59$$

El valor de K_0 del material frágil es particularmente importante para definir la presión confinante y de ésta la fuerza friccionante entre las láminas de teflón que quedan aprisionadas entre las placas de acrílico y el espécimen.

7.4 Propiedades de las muestras de roca.

En la Ref. 2 se consignan las resistencias a la compresión no confinada, las gráficas de esfuerzo-deformación, los resultados de pruebas triaxiales y los datos índice de las muestras obtenidas en el tramo comprendido entre las lumbreras 8 y 9A del Emisor.

Como puede verse de las 30 muestras ensayadas, sólo dos resultaron con resistencia inferior a los 11 Kg/cm², que es la resistencia mínima considerada en este estudio, siendo la resistencia máxima de 28.76 Kg/cm².

En nuestro caso la mezcla de cal y arena del material del modelo, como ya se mencionó, tuvo una resistencia media a la compresión simple de 5.7 Kg/cm² y la resistencia mínima de la toba considerada es de --- 11 Kg/cm², por lo que $K_{\sigma} = \frac{5.7}{11.0} = 0.52$

Con esta escala de esfuerzos se aplica la sobrecarga necesaria para obtener los esfuerzos que debe tener el modelo a la profundidad del túnel. De no seguirse este procedimiento para obtener la escala de esfuerzos anotada sería necesario que el modelo tuviera un peso volumétrico deducido de la escala de esfuerzos

$$K_y = \frac{K_{\sigma}}{K_L}$$

Para $K_L = \frac{1}{80}$ que resulta al representar la excavación del prototipo de 8.00 m de diámetro con una horadación de 10 cm,

$$K_y = 0.52 \times 80 =$$

$$K_y = 41.6$$

$$\therefore \gamma_m = 41.6 \gamma_p$$

para $\gamma_p = 1.8 \text{ gr/cm}^3$

$$\gamma_m = 75 \text{ gr/cm}^3$$

Lograr este peso volumétrico es poco práctico y hasta cierto punto inútil. Por otra parte sí es importante representar a escala la profundidad del túnel pues este material reproduce con bastante aproximación las propie--dades de deformación del material que se encuentra arriba del techo del túnel.

hecho parte de estas deformaciones, de acuerdo con las pruebas, no son recuperables y se deben al reacomodo de las partículas. Para nuestros fines les seguiremos llamando elásticas pues son proporcionales a los esfuerzos.

7.7 Operación y observaciones en el modelo

Presiones aplicadas al modelo

La presión en el prototipo a 127 m de profundidad correspondiente al suelo saturado, para un peso volumétrico de 1.8 Ton/m³ es de 23 Ton/m².

Para $K_c = 0.52$ se tiene que la presión que recibe el material frágil al nivel 1 valdrá

$$\begin{aligned} p_{v_1} &= 0.52 \times 23 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 11.95 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Por efecto de las pérdidas por fricción debidas a la presión confinamiento dada con las placas de acrílico y por el deslizamiento entre la franja central y las franjas laterales, la presión que debe recibir el modelo en el borde superior de la franja central vale

$$\begin{aligned} p_1 &= \frac{p_{v_1}}{0.415} \\ &= 2.41 \times 11.95 = 29 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esta presión se obtiene cargando la franja 1 de 50 cm de ancho y 5 cm de espesor por medio de 6 gatos conectados en serie.

Llamando p_m a la presión manométrica medida en los gatos en lb/pulg² y teniendo en cuenta que el émbolo de los gatos es de 1 pulgada de diámetro la presión p_1 en Kg/cm² resulta de una presión p_m es

$$p_1 = \frac{0.785 \times p_m \times 0.453 \times 6}{50 \times 5} = 0.00851 p_m$$

dida que se aumenta la presión aplicada.

En la foto 6 puede verse el desprendimiento de las placas de acrílico para poder remover las capas de teflón y hacer posible la observación de la pastilla después de la aplicación de un nivel dado de carga.

En las fotos 7 a 13 se aprecia la progresión de la falla para cargas crecientes.

Las fotos 7 a 9 muestran distintos aspectos de la excavación para una presión manométrica de 1600 lb/pulg² que representa la presión del túnel a 60 m de profundidad.

En la foto 7 se puede apreciar que la penetración de la falla alcanza una profundidad de 5 mm, teniéndose en cuenta que la distancia entre tornillos es de 50 mm. a la escala de líneas de 1/80 en el prototipo esta falla penetraría 40 cm.

Obsérvese en la foto 8 el desconchamiento de la pared derecha, siendo menos notable el de la pared izquierda (foto 9).

En la foto 10 a 2100 lb/pulg² (80 m de profundidad), se aprecian los desprendimientos de la pared izquierda y en la foto 11 se ve el estado de la pared derecha.

Finalmente las fotos 12 y 13 muestran los derrumbes y zonas falladas para la máxima presión aplicada de 3390 lb/pulg² que representan los 127 m de profundidad. Aunque la penetración dentro del terreno de la zona fallada a partir del paño original, no es muy grande, pues a escala representa aproximadamente 80 cm en el prototipo, amenazan derrumbes fragmentos de la toba que bien puede ser de 3.00 m en el prototipo, pues la excavación de 8.00 m de diámetro del prototipo está representada en el modelo.

$$\sigma_{\theta} = p_{v1} + p_{h1} + 2(p_{v1} - p_{h1}) \cos 2\theta$$

En la pared lateral, para $\theta = 0$, se tiene para el modelo

$$p_{h1} = 0.535 p_{v1}$$

$$\sigma_{\theta} = 2.45 p_{v1}$$

como

$$p_{v1} = 11.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\theta} = 2.45 \times 11.95 = 29.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Como la resistencia del material frágil es de 5.7 Kg/cm² la relación entre el esfuerzo teórico y el resistente es de 5.2.

En la parte superior del techo se tiene $\theta = 90^{\circ}$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma_{\theta} &= p_{v1} + 0.535 p_{v1} - 2(p_{v1} - 0.535 p_{v1}) \\ &= 0.60 p_{v1} \\ &= 7.17 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Este esfuerzo excede 20% al resistente pero sorprendentemente no se produjo falla en el techo y piso. Una explicación pudiera ser que las compresiones en techo y piso bajan al fallar las paredes laterales.

8. Recomendaciones de diseño deducidas de los modelos y observaciones finales

Los resultados obtenidos con estos modelos son directamente aplicables a los túncles en roca de baja o de alta resistencia a la compresión simple.

Si la resistencia de la roca es inferior al esfuerzo máximo que se presenta

ción K_0 entre la presión horizontal y la presión vertical en un punto de desplazamiento horizontal nulo, valores menores que la unidad, basados tanto en las mediciones hechas en el laboratorio para el material sustituto como en los datos generalmente admitidos para rocas.

Sobre este particular, existen estudios teóricos según los cuales basta que un material tenga el comportamiento del cuerpo de Burgers para que en un tiempo infinito su K_0 valga la unidad, pero este resultado no ha podido ser medido.

Una explicación de los valores de K_0 menores que la unidad puede darla la fricción interna que tienen las rocas e inclusive suelos tales como la arcilla típica del Valle de México, pues si la presión confinante reduce los esfuerzos cortantes a valores que puede resistir la fricción interna es muy posible que el material ya no fluya aunque su comportamiento sin confinamiento alguno sea el de un cuerpo de Burgers.

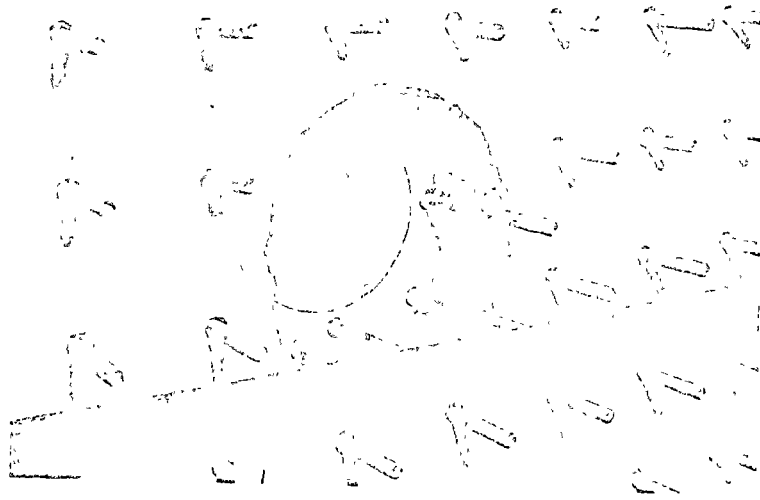


FOTO 8. DETALLE PARED LATERAL PARA TUNEL A 60 M DE PROFUNDIDAD

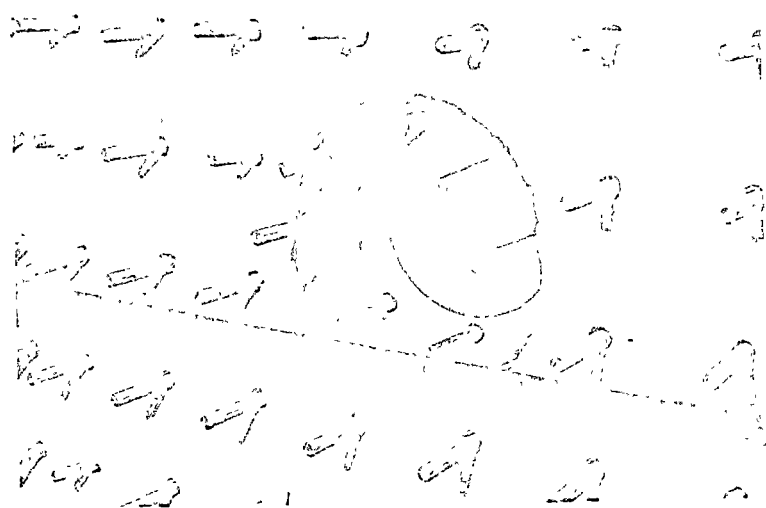


FOTO 9. ESTADO DE LA PARED LATERAL IZQUIERDA A 60.00 M DE PROFUNDIDAD

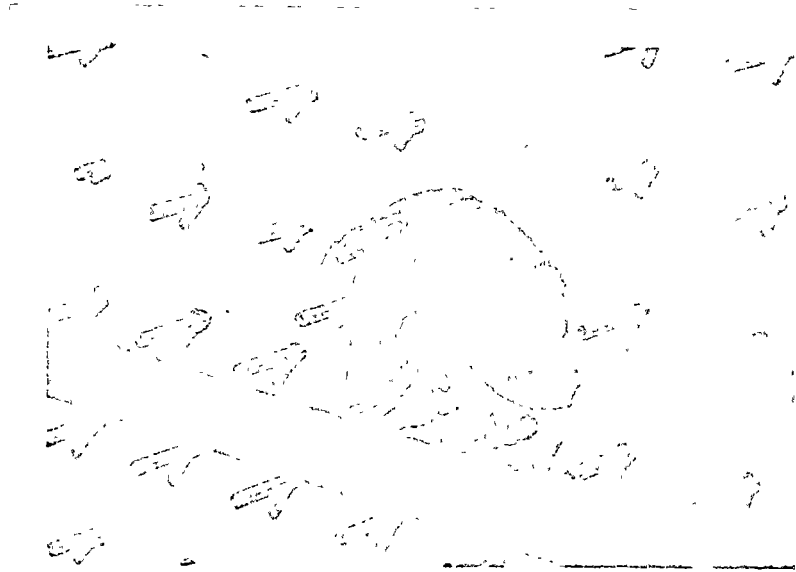


FOTO 12. DERRUMBE Y FALLA A 127 M DE PROFUNDIDAD



FOTO 13. DERRUMBES Y FALLAS A 127 M DE PROFUNDIDAD

habiéndose podido medir las presiones de contacto alrededor del túnel.

En el caso del anillo de dovelas se comprobó su estabilidad y se midieron sus cambios de diámetro, habiéndose visto que el atornillamiento de las mismas no es indispensable para el trabajo del anillo; también se pudo hacer una estimación de las concentraciones de esfuerzos que se presentan en las juntas de las dovelas, lo que permitió recomendar la resistencia de diseño del concreto que se emplea en la construcción de estas dovelas.

En el caso del revestimiento se obtuvo un apreciable incremento en los esfuerzos que debe soportar por efecto de la consolidación de la arcilla cuando el túnel apoya en el manto resistente.

Estos estudios hechos con bastante anticipación a la construcción, permitieron incluso hacer una réplica cambiando el material empleado en sustitución de la arcilla y las escalas de líneas del modelo obteniendo resultados congruentes que equivalen a una verificación de los mismos.

Con estos antecedentes, referentes a túneles en la arcilla, se pensó en la conveniencia de estudiar los problemas de los túneles en roca, a que se refiere el presente artículo.

Los túneles en roca generalmente alcanzan profundidades mucho mayores que la anotada de 30.00 m y presentan todavía interrogantes como la del efecto en el revestimiento de las presiones de roca que es igual al peso volumétrico de la roca multiplicado por la profundidad del túnel, así como la de la delimitación de la zona que falla alrededor de la excavación cuando los esfuerzos en su contorno son muy superiores a la resistencia de la roca.

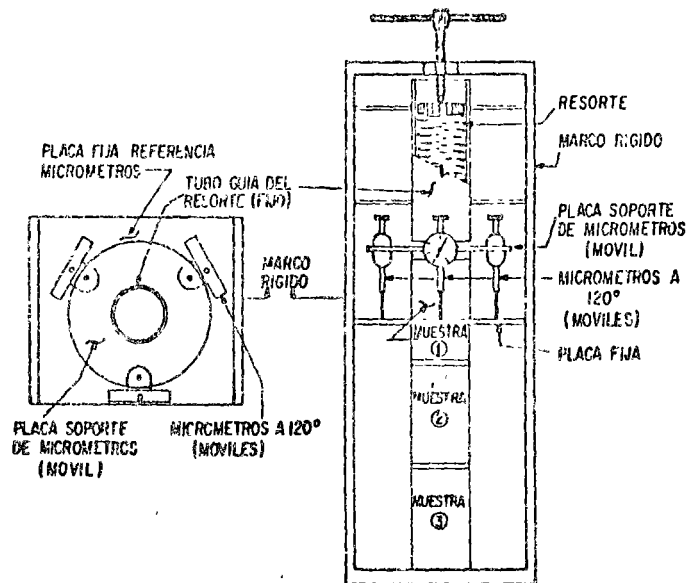


FIG. 2.- ESQUEMA DEL DISPOSITIVO EMPLEADO PARA PRUEBA DE CARGA CONSTANTE.

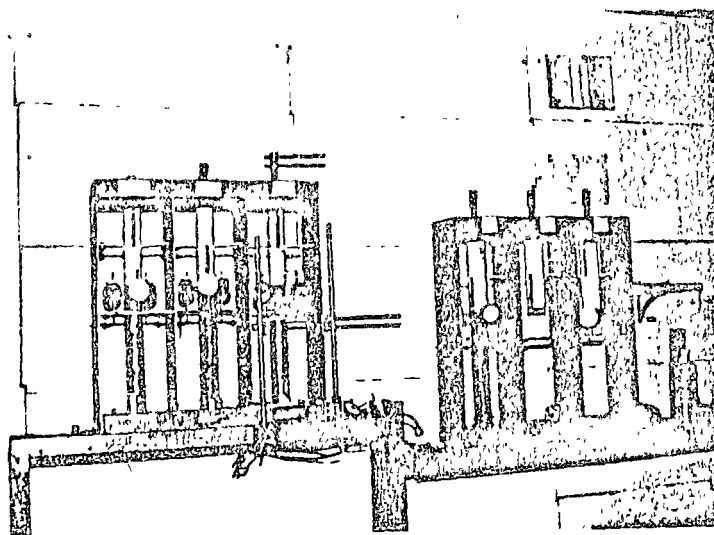


FOTO 1. BATERIAS DE DISPOSITIVOS DE CARGA CONSTANTE

4. Constantes reológicas

Con base en las gráficas de deformación en función del tiempo es fácil obtener las constantes reológicas tanto de las tobas representativas como para los materiales sustitutos empleados en los modelos.

De las gráficas de las Figs. 4, 5 y 6 se obtienen las siguientes constantes reológicas.

Prototipo, arenisca parcialmente cementada o toba de 11 Kg/cm² de resistencia

$$\begin{aligned}
 E_{M_p} &= 1185 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_{K_p} &= 6900 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \tau_{K_p} &= 4 \text{ horas} \\
 \eta_{K_p} &= 99 \times 10^6 \text{ Kg seg/cm}^2 \\
 \eta_{M_p} &= 81 \times 10^8 \text{ Kg seg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Modelo, material ductil a base de resina epóxica y cemento

$$\begin{aligned}
 E_{M_{mr}} &= 480 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_{K_{mr}} &= 423 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \tau_{K_{mr}} &= 6 \text{ horas} \\
 \eta_{K_{mr}} &= 4.64 \times 10^6 \text{ Kg seg/cm}^2 \\
 \eta_{M_{mr}} &= 4.2 \times 10^8 \text{ Kg seg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

Modelo, material frágil a base de cal y arena sílica

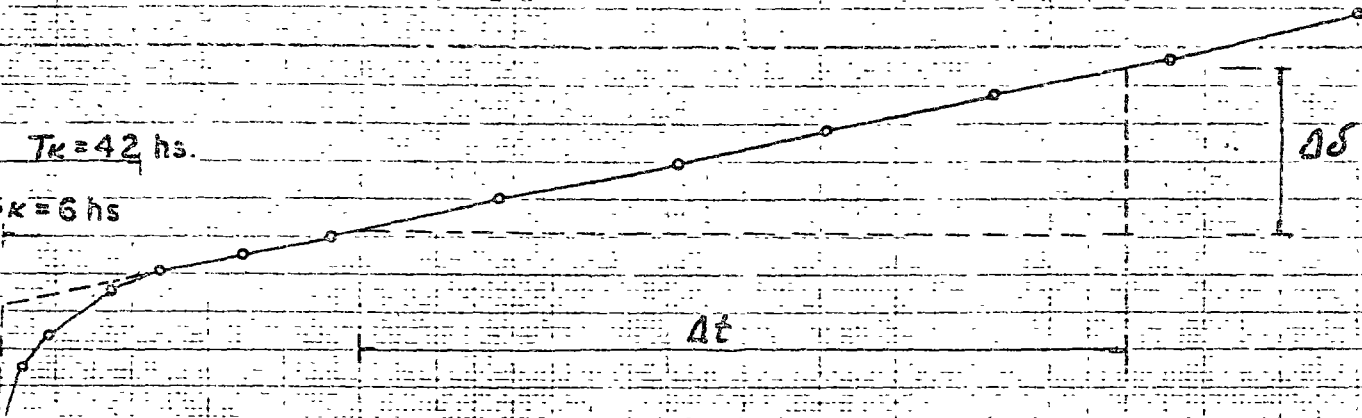
$$\begin{aligned}
 E_{M_{mc}} &= 420 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_{K_{mc}} &= 2250 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \tau_{K_{mc}} &= 12 \text{ horas} \\
 \eta_{K_{mc}} &= 9.72 \times 10^6 \text{ Kg seg/cm}^2 \\
 \eta_{M_{mc}} &= 47.0 \times 10^8 \text{ Kg seg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

MEZCLA RESINA - CEMENTO

$$\sigma = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 8.6 \text{ cm}$$

deformación en milímetros



$$E_e = \frac{\sigma h}{\delta_M + \delta_k} = \frac{3.0 \times 86}{1.15} = 224 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta_M = \frac{\sigma}{\dot{\epsilon}} = \frac{\sigma \Delta t h}{\Delta \delta} = \frac{3.0 \times 100 \times 3600 \times 86}{0.22} = 4.2 \times 10^8 \text{ kg seg/cm}^2$$

FIGURA 5

Tiempo en horas

100

200

300

Como ya se mencionó la placa está fabricada de una mezcla de resina -

epóxica y cemento blanco que tiene propiedades viscoelásticas como acontece con la toba representada.

Para representar lo mejor posible las condiciones de la roca en la naturaleza, la placa del modelo queda confinada normalmente a su plano por medio

de parejas de placas metálicas cuadradas de 10 cm por lado, espaciadas -
1 cm tanto horizontal como verticalmente.

El confinamiento de la placa de resina se logra por medio de tornillos provistos de tuerca, que atraviesan a las placas metálicas y a la placa de resina. (Ver Fig. 7).

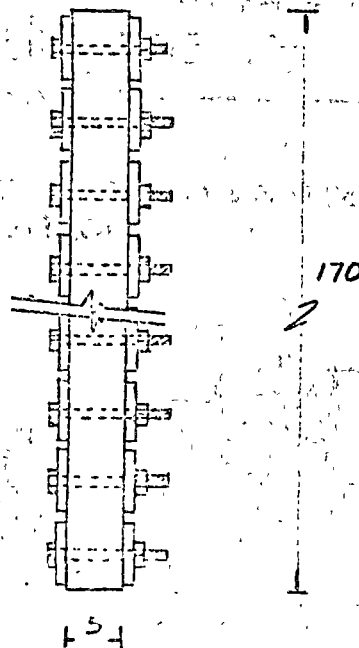


FIGURA 7. CORTE TRANSVERSAL DE LA PLACA DE RESINA EPOXICA MOSTRANDO PLACAS Y -
TORNILLOS PARA SU CONFINAMIENTO

En la foto 2 se aprecia el modelo de conjunto y la horadación en forma de herradura normal de 17 cm de diámetro que representa la excavación del túnel del prototipo que tiene 8.00 m de diámetro, lo que hace que la escala de líneas valga

$$K_L = \frac{17}{800} = \frac{1}{47}$$

La profundidad del túnel queda representado por la distancia de la horadación al borde superior de la placa que es de 1.40 m lo que a la escala de líneas representa 66 m de profundidad.

El peso del material del modelo sumado al peso de las placas confinantes y tornillos arroja un peso volumétrico medio de 4.8 gr/cm³, por lo que teniendo en cuenta que el peso volumétrico de la toba representada es de 1.8 g/cm³, la escala de los pesos volumétricos vale

$$K_g = \frac{4.8}{1.8} = 2.67$$

6.3 Proceso seguido

La placa del modelo debidamente confinada con las placas y los tirantes horizontales ya descritos se dejó deformar sujeta a su peso propio. Este proceso resultó ser bastante lento debido a las franjas sin confinar que dejan las placas y se observó que es de suma importancia para poder detectar las deformaciones debidas al peso mantener una temperatura constante.

En esta etapa la horadación se mantuvo cerrada por medio de un corazón del mismo material de la placa, fácilmente removible.

la carga impuesta a cada franja. La carga impuesta a la franja central define la presión en la zona del túnel y la carga impuesta a las franjas laterales, que puede hacerse variar, permite obtener distintos valores de la presión horizontal confinante en las fronteras verticales del modelo.

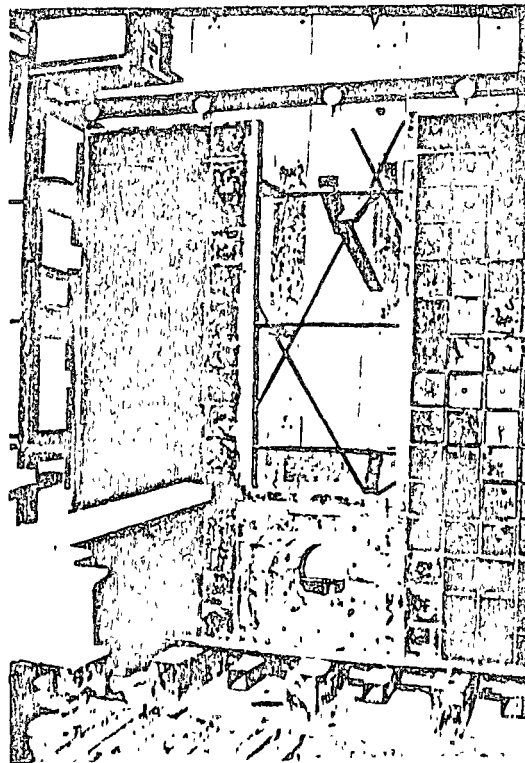


FOTO 3. PLACA DE MEZCLA DE RESINA EPOXICA Y CEMENTO BLANCO SECCIONADA EN TRES PARTES.

- b) La junta entre las franjas se hizo deslizante utilizando una doble capa de teflón con lo que se redujo a un mínimo la pérdida de carga de la franja central que queda sujeta a esfuerzos mayores y por consiguiente a mayores deformaciones que las franjas laterales.

observar el progreso de las grietas al irse aumentando la presión, lo que hubiera permitido hacer esta prueba en forma muy rápida; pero - pronto pudo comprobarse que la fricción entre el acrílico y la placa - de cal era excesiva, lo que hizo necesario añadir, como en el caso de las juntas verticales, una doble capa de láminas de teflón como - separadoras entre las placas de acrílico y el espécimen de cal-arena lo que efectivamente redujo en forma muy importante dicha fricción, - aunque se perdió la ventaja de usar material transparente.

- e) El sistema empleado para la sujeción lateral, ya empleado en el modelo anterior, permite la deformación vertical del modelo sin introducir restricción alguna a esta deformación.

Las piezas de sujeción son ajustables y sus extremos están provistos de charnelas atornilladas al modelo en un extremo y a un muro en el otro, con lo que al mismo tiempo que sujetan lateralmente al modelo no ofrece restricción al enjutamiento del mismo.

- f) Finalmente el sistema para aplicar la carga fue a base de gatos hidráulicos conectados en serie apoyados en la frontera superior de la placa. Este sistema requiere de tirantes verticales que soportan la fuerza de los gatos y tirantes horizontales para confinar horizontalmente la placa del modelo.

En la foto 5 puede apreciarse el aspecto de conjunto, del nuevo modelo mostrando el micrómetro instalado en la horadación para medir cambios de diámetro.

En esta ocasión la horadación se hizo antes de aplicar la carga con el

ción K_0 entre la presión horizontal y la presión vertical en un punto de desplazamiento horizontal nulo, valores menores que la unidad, basados tanto en las mediciones hechas en el laboratorio para el material-sustituto como en los datos generalmente admitidos para rocas.

Sobre este particular, existen estudios teóricos según los cuales basta que un material tenga el comportamiento del cuerpo de Burgers para que en un tiempo infinito su K_0 valga la unidad, pero este resultado no ha podido ser medido.

Una explicación de los valores de K_0 menores que la unidad puede darla la fricción interna que tienen las rocas e inclusive suelos tales como la arcilla típica del Valle de México, pues si la presión confinante reduce los esfuerzos cortantes a valores que puede resistir la fricción interna es muy posible que el material ya no fluya aunque su comportamiento sin confinamiento alguno sea el de un cuerpo de Burgers.

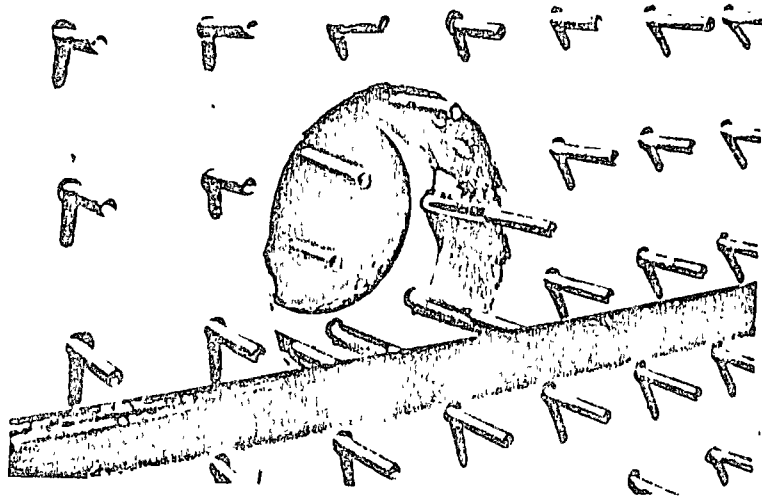


FOTO 8. DETALLE PARED LATERAL PARA TUNEL A
60 M DE PROFUNDIDAD

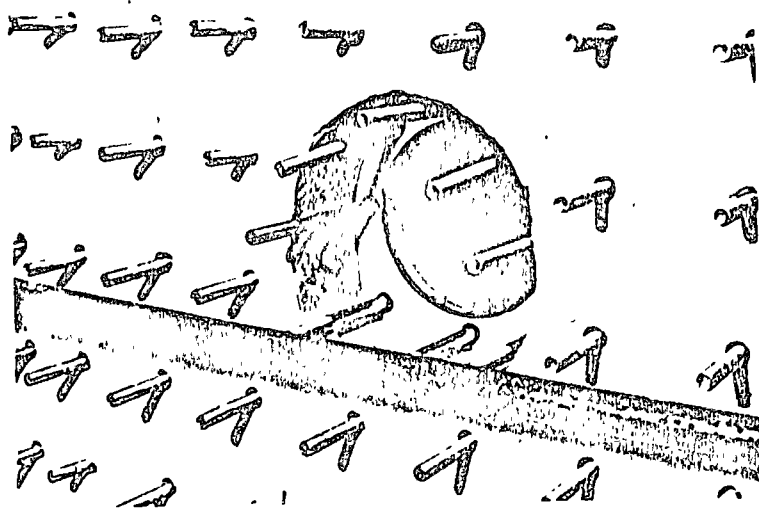


FOTO 9. ESTADO DE LA PARED LATERAL IZQUIERDA
A 60.00 M DE PROFUNDIDAD

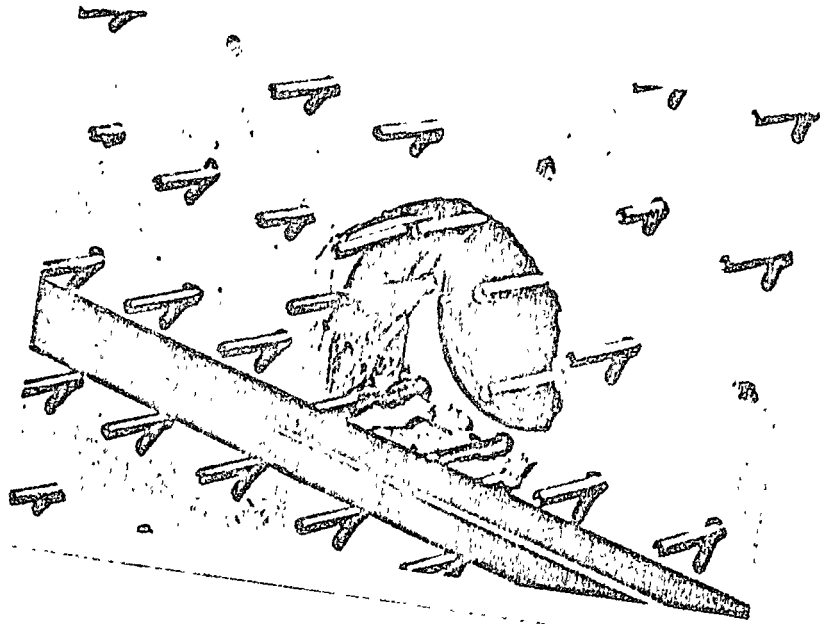


FOTO 12. DERRUMBE Y FALLA A 127 M DE PROFUNDIDAD

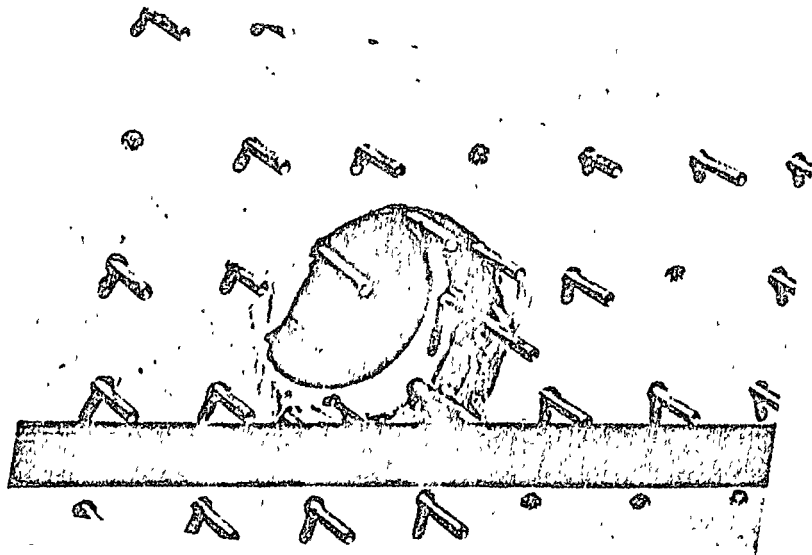
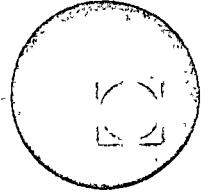


FOTO 13. DERRUMBES Y FALLAS A 127 M DE PROFUNDIDAD



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



T U N E L E S

TEMA: ESCAVACION PROBLEMAS ESPECIALES

ING. JUAN MANUEL ESCAMILLA

Por otra parte, los tratamientos de consolidación se realizan cuando la resistencia al corte de los materiales por excavar es tan baja que es necesario incrementarla por aglutinación de la masa con algún producto de inyección o bien recomprimirlo para impartirle la resistencia necesaria para que pueda ser excavado.

De una manera general podemos decir que los tratamientos de impermeabilización se aplican fundamentalmente en zonas rocosas de alta permeabilidad y los de consolidación principalmente en rocas alteradas o muy tectonizadas, en rocas poco compactas de origen aluvial, en contactos suelo roca y en suelos.

La impermeabilización de una roca o la consolidación de un suelo puede realizarse efectivamente mediante la inyección de mezclas de agua - cemento - arcilla o productos químicos, dependiendo su selección del medio por inyectar. El fin que se persigue es desplazar el agua de las fisuras de la roca en el caso de la impermeabilización o bien aglutinar y crear paneles de material inyectado en el terreno para recomprimir la masa inestable en el caso de los tratamientos de consolidación.

Aparte de los tipos de tratamientos descritos, que deben entenderse como métodos auxiliares en la excavación es usual, en obras como túneles, tuberías y tuberías de presión, efectuar al término del recubrimiento de concreto o metálico, una inyección denominada de contacto, que sirve para rellenar el espacio libre entre terreno y recubrimiento, la cual servirá para garantizar el firme asiento del ducto y evitar en esta forma cavitación durante el funcionamiento hidráulico del mismo.

Para efectuar las inyecciones debe contarse con una serie de barrenos que -

necesidad de realizar perforaciones intermedias en zonas de consumos mayores ~~esperados~~ a los esperados, con el fin de ^{mejorar} controlar nuestro tratamiento.

Simultaneamente a la determinación de los metros de perforación requeridos, se hará un cálculo del volumen de mezclas por inyectar, el cual estará en función de la porosidad del material. Para el caso de rocas puede suponerse un 3 a 5% de porosidad y para suelos de 20 a 30% dependiendo de la graduación y compacidad del mismo. El volumen por inyectar se obtiene multiplicando el volumen a tratar por la porosidad y aumentando a ésa cantidad un 20 a 30% que se pierda en el exprimido de la mezcla por la misma presión de inyección y en fugas.

El volumen así calculado nos permitirá conocer en forma aproximada cuales deberán ser teóricamente las cantidades a inyectar por barreno o bien por metro de perforación, con lo cual tendremos el dato de partida para apreciar la evolución de nuestro tratamiento.

Otros aspectos fundamentales que intervienen en el proyecto de un tratamiento es la especificación de las mezclas, presiones y los métodos ^(habrán de) ~~que se seguirán~~ ~~se~~ para llevar a cabo la inyección.

3 MEZCLAS DE INYECCION

Actualmente se tiene experimentada una gran variedad de mezclas de inyección que van desde muy viscosas hasta muy fluidas dependiendo su selección principalmente de la abertura de las grietas en el caso de rocas y de la distribución granulométrica cuando trataros con suelos. Como regla general podemos decir que para la inyección de rocas y de aluviones gruesos se deben emplear morteros agua - cemento - arcilla, adicionando a veces arena fina o lino y

2 METODO DE INYECCION

La secuencia en que se toman los barrenos y la forma en que estos se inyectan definen los métodos de inyección.

Usualmente se recomienda numerar progresivamente tanto aureolas y barrenos para después dividirlos en primarios y secundarios. Esto quiere decir que primero se inyectarán los barrenos nenes de las aureolas nenes, después todos los barrenos pares de aureolas pares, en seguida los barrenos pares de aureolas nenes y finalmente barrenos nenes de aureolas pares. A este método se le denomina inyección por etapas y tiene la ventaja que permite conocer en forma objetiva la forma en que se van mejorando las características de impermeabilidad o resistencia a medida que avanza el tratamiento.

PLAN AVANCE 2-3

La inyección propiamente dicha se puede hacer desde boquilla en una o en varias fases o progresiones descendentes o desde tubo de inyección en progresiones ascendentes.

La boquilla es un niple de fierro 3" a 4" ϕ y de 1.00 a 1.50 m. de longitud que se empotra y se calafatea en la boca del barreno, con una mezcla de yeso y cemento, dejando una longitud libre para conexiones de 10 a 30 cm. (fig. 2). Por regla general este niple debe instalarse antes de efectuar la perforación para la primera progresión siendo este requisito imperativo cuando en las zonas por inyectar existen gastos fuertes de agua o agua con arrastre de material, pues ésta es la única manera de tener controlado el flujo hacia la excavación.

La secuencia de operaciones en este método es la siguiente:

- 1.- Perforación del barrenado en su longitud total de proyecto empleando lodo de bentonita para estabilizar las paredes e instalación del tubo de inyección.
- 2.- Fijación del tubo de inyección al terreno por medio de una vaina semi-plástica inyectada. Después de que ha fraguado la vaina, el tubo ha quedado fijo al terreno y estamos en condiciones de iniciar el tratamiento propiamente dicho.

La composición de la mezcla de vaina debe dar por resultado una lechada que después de fraguada pueda romperse al aplicar presiones del orden de 20 a 30 Kg/cm².

- 3.- Reperforación por dentro del tubo de inyección para eliminar los restos de lechada de vaina.
- 4.- Introducción de la línea de inyección hasta el fondo del barrenado acoplado en su extremo un obturador doble que permitiera aislar tramos de inyección. Cada posición del obturador al irlo subiendo a lo largo del tubo de inyección se conoce con el nombre de progresión.

En el curso de la inyección se va levantando la tubería después de haber inyectado en cada tramo la cantidad correspondiente, calculada como se indicó, o bien una vez que se ha alcanzado la presión de proyecto.

Cuando existen zonas arenosas o arena limosas, se procede en una tercera fase a aglutinar la masa por impregnación con gel de Silicato de Sodio - acetato de etilo para terminar con una última fase de mezcla inestable - que tiene por objeto producir un bloqueo de la masa, formandose panales - confinantes que tienden a aumentar el grado de consolidación del terreno tratado.

Con algunas modificaciones el método del tubo de inyección también se ha aplicado en la inyección de barrenos profundos, para tratamientos pre- - *profundos excavados en roca* vics a la excavación de lubreras (L-9A y 14A Emisor Central).

5 { Siguiendo los pasos explicados, el proyecto ha sido resuelto pues se han fijado el número, profundidad y ubicación de cada uno de los barrenos, su orden de ejecución y las mezclas, volúmenes, presiones y métodos de inyección, siendo conveniente comentar a continuación los aspectos -- fundamentales de la ejecución y control de los tratamientos, para lo cual se revisarán las técnicas de perforación y de inyección que se emplean - actualmente.

6 EJECUCIÓN DE LAS PERFORACIONES.

Dependiendo principalmente del material y las características del barrenos tales como diámetro, inclinación, profundidad y ubicación ya sea en - túnel o en superficie, es factible seleccionar dentro de una gran variedad de equipos, el más adecuado para un problema establecido. En tabla - n° 3 se presenta una descripción de los equipos más adecuados para dis- tintas condiciones, pudiendo agregar algunas normas generales que pueden

blandas se debe preferir el empleo de brocas tricónicas, en rocas duras y trabajando a percusión se emplean brocas de insertos de tungsteno tipo cruz, en tanto que el uso de brocas de diamante deberá limitarse en lo posible, por ser muy costosa esta herramienta.

Para eliminar el corte producido por la broca se emplea aire o agua en rocas compactas y lechadas de bentonita en rocas blandas, suelos o contactos suelo-roca, requiriéndose en tales casos bombas que usualmente son de gusano, para que puedan manejar el lodo de perforación.

CONTROL EN PERFORACIONES.

Teniendo en cuenta que el proyecto de un tratamiento se basa generalmente en las apreciaciones que se efectúan de unos cuantos barrenos de exploración, podemos llegar a la conclusión que una buena parte del éxito del tratamiento dependerá de las observaciones que realicemos durante la ejecución de los barrenos de inyección.

Aún cuando en estas perforaciones no se realizan muestreos, se pueden obtener muestras lavadas y con ellas revisar y modificar en su caso el corte geológico original, anotando las profundidades en que registran cambios de color, pérdidas de fluido de perforación y caídos.

También deberán registrarse los gastos de agua que aportan los barrenos en zonas permeables, a fin de ubicar perfectamente aquellos sitios que requerirán más inyección o lechadas de fraguado rápido, para evitar que se lavadas.

- b) Agitador vertical.- 1.5 m^3 : son recipientes cilíndricos de 1.5 m^3 de capacidad que tienen una flecha con aspas accionadas con un motor eléctrico que permite preparar grandes volúmenes en poco tiempo.
- c) Agitadores AC-2: Son dos cubas de 80 lts. de capacidad dentro de las cuales actúan, en cada una de ellas, una turbina accionadas por un mismo motor. Las cubas están comunicadas entre sí y es posible pasar la lechada de una a otra indistintamente.

En el proceso de inyección, mientras una cuba prepara, la otra reagitata la mezcla y sirve de tanque de almacenamiento pues su descarga está conectada a la succión de la bomba.

- d) Agitador Robin: Es una flecha con paletas adaptadas a un motor. Sirve para mantener en agitación la lechada que está en tanques de almacenamiento. Su potencia varía de acuerdo con la cantidad de mezcla que se quiera mantener en suspensión.
- e) Desifrador eléctrico automático: Es muy útil en la preparación de mezclas de productos químicos debido a que una vez fijado el proporcionamiento requerido los ingredientes que intervienen en la mezcla se surten automáticamente y su volumen es controlado con electrónica. Preparada la mezcla ésta entra a un circuito cerrado: Bomba alimentación-tanques 4 o 1-bomba, que evita tapamientos en el sistema pues no se preparan mezclas mientras no se terminan las que están en circulación.

CONTROL DE LA INYECCION.

Durante la realización de los trabajos es necesario tener la seguridad de que las mezclas de inyección son las especificadas, para lo cual se preparan muestras en las cuales se determina la viscosidad Marsh, el porcentaje de agua libre y el tiempo de fraguado y se comparan con los valores de laboratorio obtenidos al inicio de cada obra.

Los datos anteriores, que en el caso de inyección de mezclas de cemento se efectúan diariamente, en el caso de inyección de productos químicos deben verificarse a cada hora, sobre todo cuando llega a la obra una resaca nueva de producto.

El chequeo anterior se complementa con una observación permanente del estado mecánico de los equipos, la exactitud de las medidas de agua y otros productos líquidos, el vaciado efectivo de los sacos de cemento y el funcionamiento adecuado de las manómetros que controlan la presión de inyección.

ANALISIS DE RESULTADOS.

Partiendo de la base de volúmenes y presiones de inyección establecidos en el proyecto, nosotros deberemos interpretar diariamente la evolución de la inyección en vista de que se pueden presentar las siguientes alternativas:

- 1.- El tramo inyectado toma el volumen y alcanza la presión de proyecto.

to, gel, etc. (Fig. N° 5).

Un resumen de estas informaciones se pasará diariamente a los planos de avance, los cuales permiten visualizar en forma objetiva todas las eventualidades del desarrollo del tratamiento.

Los planos de avance pueden ser de dos tipos:

Aquellos en que el tratamiento se realiza por medio de la inyección de aureolas de 6 a 10 barrenos cada una y aquellos en que hay una gran cantidad de barrenos distribuidos en una área grande.

En el primer caso se lleva un plano por cada aureola y gráficamente se dibuja consumo, presiones y fechas de inyección de cada barreno (Fig. N° 6). En el segundo caso se llevan planos por línea de barrenos anotando los datos correspondientes. En ambas situaciones al fin de cada fase se realiza un análisis conjunto para delimitar las zonas que requieren un tratamiento adicional.

Como luego, en el curso de la interpretación se pueden descubrir zonas de consumo mayores de los esperados, cuya explicación generalmente puede encontrarse en variaciones geológicas locales de determinación relativa fácil a partir de la información recabada en la perforación. También puede haber zonas en que existan dudas tanto de geología como de inyección, en las cuales será necesario realizar barrenos adicionales, como medio de control, que nos permitan evaluar la calidad de nuestro trabajo.

Cuando la excavación llegó a la estación 0 + 030 se registró un asentamiento súbito de los marcos cercanos al frente; el flujo de agua hacia la excavación cesó por varias horas y posteriormente ocurrió un flujo de agua y tierra, constituido por bloques de 6" a 10" incluidos en una matriz limo-arenosa sin ninguna resistencia que cubrió el tramo excavado en los frentes 2-3 y 3-4, con un volumen estimado en 3,000 m³.

Al cabo de unos días se comprobó que el derrumbe de material se había detenido y se procedió al rescate de los frentes de trabajo dividiendo el problema en dos fases:

- 1.- Relleno de las cavernas y oquedades dejadas por el derrumbe.
- 2.- Consolidación del material derrumbado primero desde la lumbrera y posteriormente desde el túnel hasta alcanzar material sano localizado por medio de sondas de exploración a una distancia de 20 a 30 m. del frente original.

Para estas primeras etapas se requirió en primer lugar de un tapón en la lumbrera que sirviera tanto como plataforma de trabajo como para contener cualquier nueva invasión de material originada por la inyección de las cavernas.

Para el relleno de las cavernas y oquedades se realizaron desde superficie siete perforaciones de 9" empleando máquinas montadas sobre carrón tipo leida-brill. A partir de profundidades del orden de 80 m. se tuvieron fuertes caídos los cuales se cementaron para poder llegar a nivel clave de

Cuando la limpieza del túnel llegó hasta la lumbrera se realizaron tres barrenos con diferente inclinación para verificar el espesor de la atagüa y poder ubicar el inicio del primer tratamiento desde túnel. Estas exploraciones indicaron la presencia de material suficientemente recomprimido en el cadenamamiento 0 + 015 optandose por dejar un tapón de 4.00 e iniciar el primer tratamiento desde el cadenamamiento 0 + 011 hasta el cadenamamiento 0 + 036.

Los tratamientos en túnel se realizaron en dos fases que cubrían la sección superior y posteriormente el tratamiento del banco. Los últimos barrenos de cada tratamiento sirvieron de controles y junto con la observación de la excavación del tramo inyectado se fijó el cadenamamiento donde había de iniciarse el siguiente tratamiento, requiriendose para el paso hasta material sano, dos tratamientos adicionales denominados 2 y 3 que cubrieron del cadenamamiento 022 a 036 y de 034 a 050, respectivamente.

Igualmente que en los trabajos de lumbrera, la técnica en los trabajos de túnel consistió en instalar tubos de inyección y realizar las fases necesarias (2 a 3) para levantar presiones de 30 Kg/cm^2 y producir la recompresión del material derrumbado por el rompimiento sucesivo de la masa con la formación simultánea de paneles confinantes.

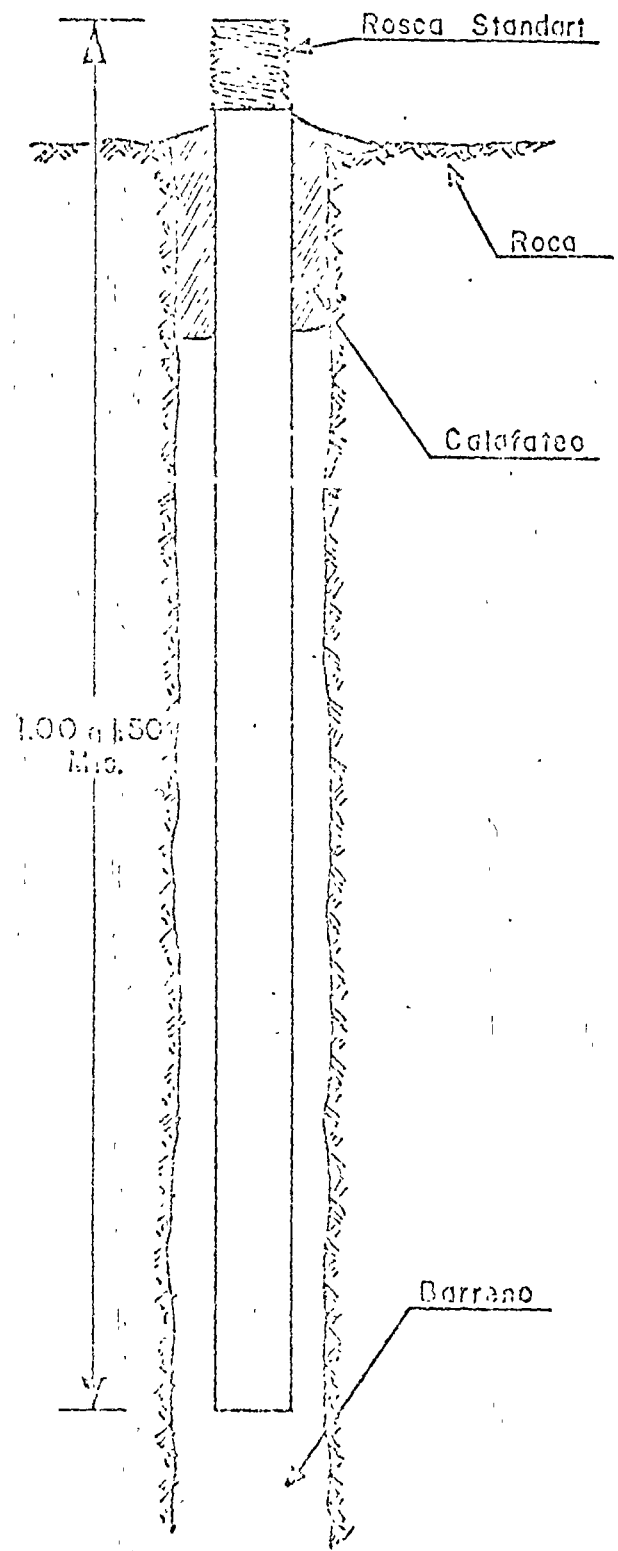
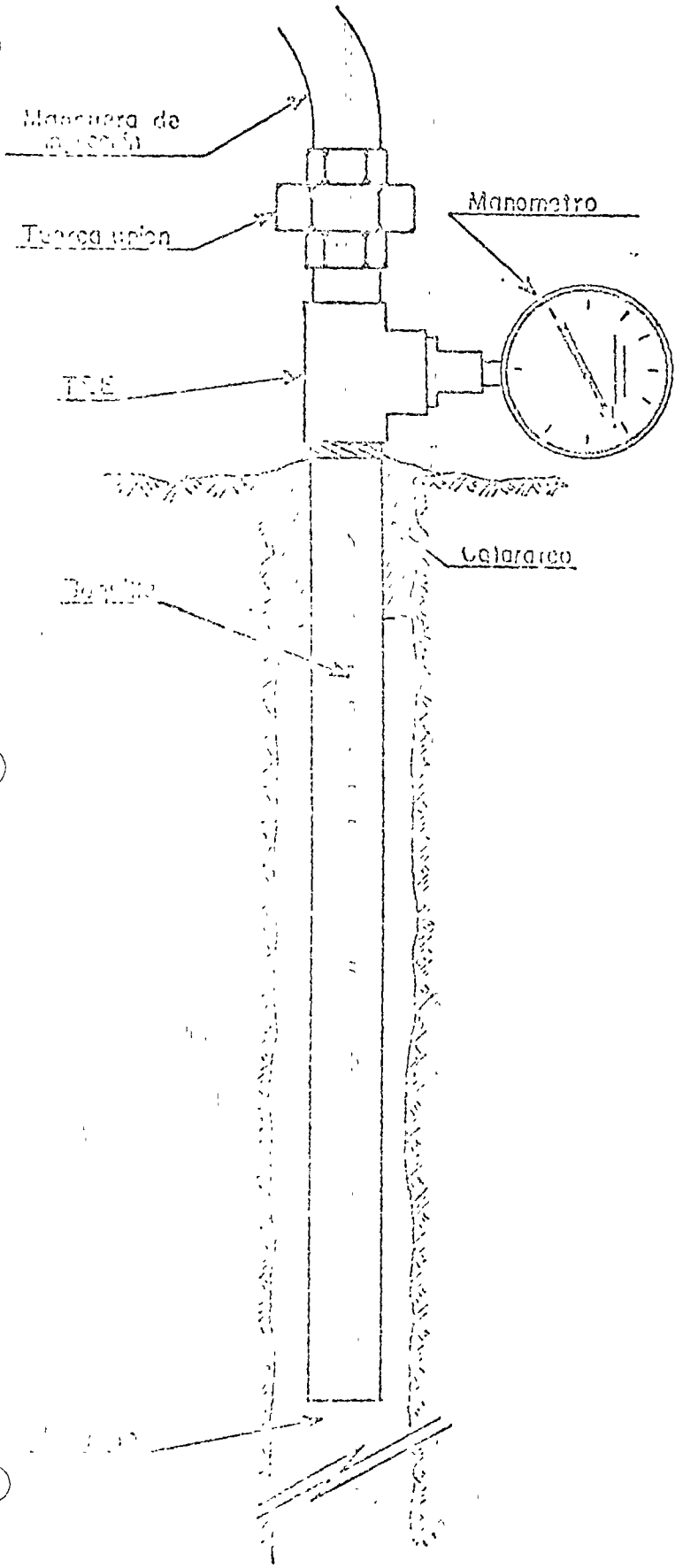
El método adoptado permitió reanudar las actividades de excavación dominando uno de los caídos más importantes que se tuvieron durante la ejecución del Erisor Central.

LISTA DE TABLAS Y FIGURAS .

| | |
|-------------|--|
| Tabla N° 1 | Mezclas de inyección. |
| Tabla N° 2 | Método tubo de inyección, espaciamiento de progresiones. |
| Tabla N° 3 | Equipos de perforación. |
| Tabla N° 4 | Equipos de preparación y bombeo de mezclas de inyección. |
| | |
| Figuras 1.- | Selección de mezclas de inyección en función de la granulometría del suelo por tratar. |
| Figura 2.- | Inyección de boquilla. |
| Figura 3.- | Tubo de inyección. |
| Figura 4.- | Programa de inyectado. |
| Figura 5.- | Hoja de inyec. barrenos (L-3A-8C) |
| Figura 6.- | Ejemplo plano avances L-3 |
| Figura 7.- | Plano de resumen L-3. |
| Figura 8.- | Planta. |

SELECCION DE MEZCLAS DE INYECCION

| TIPO DE MEZCLA | | CAMPO DE UTILIZACION | METODO DE INYECCION | CONTROL VOLUMEN INYECCION | RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE | |
|-------------------------------|--|--|--|---|--|---|
| Mezclas de Cemento | Inestables C/A = 1/10 a 1.5/1 (En peso de cemento) con adición eventual de arena. | Inyección de rocas fracturadas. | - Boquilla - Progresiones descendentes. | Cantidades limitadas parcialmente hasta obtener presión de rechazo. | Superior a 40 kg/cm ² | |
| | Estables (Decantación despreciable) C/A: 1/4 a 1.5/1, con o sin arena y adición de Silicato de Sodio o bentonita y preparación por medio de agitación energética. | Inyección de rocas fracturadas, rellenos de huecos grandes, mezclas de grava y arena. $K > 5 \times 10^{-2}$ cm/seg. | - Boquilla - Progresiones descendentes - Progresiones ascendentes empleando tubo de inyección. | Cantidades limitadas de acuerdo con la porosidad del terreno. | Dependiendo de la cantidad de bentonita puede variar de 5 a 5 kg/cm ² . | |
| Mezclas de Productos Químicos | Geles Duros | Silicato de sodio. Cloruro de calcio (Procedimiento Joosten). | Arenas finas y medias $K > 10^{-2}$ cm/seg. | Inyección en dos tiempos. Poco práctico. | 10 a 20 kg/cm ² | |
| | | Silicato de Sodio-Acetato de etilo. | | | Gel: 1.0 kg/cm ² Mortero: 40 kg/cm ² | |
| | Geles Plásticos | Lignosulfito + Bicromato de Potasio (Tóxico). | Arenas finas y medias $K > 5 \times 10^{-3}$ cm/seg. | | | Gel: 0.05 kg/cm ² Mortero: 4 kg/cm ² |
| | | Silicato de sodio reactivo inorgánico. | Arenas finas y medias $K > 10^{-3}$ | Progresiones ascendentes empleando tubo de inyección. | Cantidades limitadas de acuerdo con la porosidad del terreno. | Gel: 0.05 kg/cm ² Mortero: 4 kg/cm ² |
| | | Bentonita defloculada | Arenas finas y medias $K > 10^{-2}$ | | | 0.010 - 0.020 kg/cm ² |
| | | Resinas Orgánicas | AM-9 Resorcina-formol Crea-formol | Limos $K > 10^{-4}$ cm/seg | | |



T A B L A N° 2

METODO: TUBO DE INYECCION

ESPACIAMIENTO DE PROGRESIONES.

| | | |
|--------------------------|---|--|
| Inyección de Vaina | { | Suelos, rocas blandas o derrumbes: a cada 1.00 m |
| | | Rocas fracturadas: a cada 2.00 m |
| Inyección de Tratamiento | { | Suelos, rocas blandas o derrumbes: a cada 0.33 m |
| | | Rocas fracturadas: a cada 1.00 m |

T A B L A N º 4

EQUIPOS DE PREPARACION Y BOMBEO DE MEZCLAS DE INYECCION

| P R E P A R A C I O N | | | | B O M B E O | | |
|---|--------------------------------------|----------------------------------|--|--------------------------|---|--|
| Tipo de mezcla | Volumen | Equipo de preparación | Equipo auxiliar | $p < 10 \text{ Kg/cm}^2$ | $10 \text{ K} \leq p < 25 \text{ K}$ $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$ $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$ | $25 \text{ Kp} < 100 \text{ K}$ $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$ $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$ |
| Lechada de bentonita para perforación. | Grande (10 m ³ /hora) | Digestor | Tanques de almacenamiento y pozos de decantación | Moyno | Gardner Denver | |
| Lechadas cemento diversos proporciones | Grande (10-20 m ³ /hr) | Agitador 1.5 m ³ | Tanques almacenamiento. Agitador Robin. | Moyno | Gardner Denver Peroni Cosma | Peroni Cosma |
| Lechadas cemento diversos proporciones. | Normal (2 m ³ /hora) | Agitador AC-2 | | Moyno | Peroni Cosma Gardner Denver | Peroni Cosma |
| Gel silicato de sodio-acetato de Etilo | Grande (2.5 m ³ /hora) | Dosificador eléctrico automático | Tanques de presión nitrógeno, bomba de engranes para el silicato, contadores de bachas, Tanques 40 L | | Peroni Cosma Gardner Denver | |
| Gel silicato de sodio-acetato de Etilo | Normal (1 m ³ /hora) | Agitador AC-2 | | | Peroni Cosma Gardner Denver | |

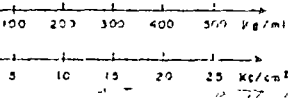
INSTRUMENTOS ESPECIALIZADOS

GEFENCIA No. C

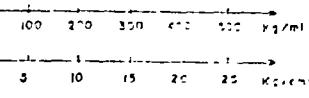
LUMBERA N° 2-A 1-6
BARRIDO C-5

10
30

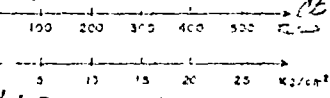
Inyeccion Vaino



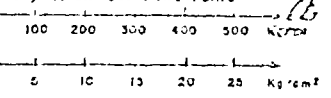
Inyeccion Barronita F. Jada



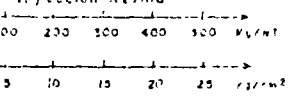
Inyeccion Cemento Barlanta



Inyeccion Col Penetrante



Inyeccion Resina

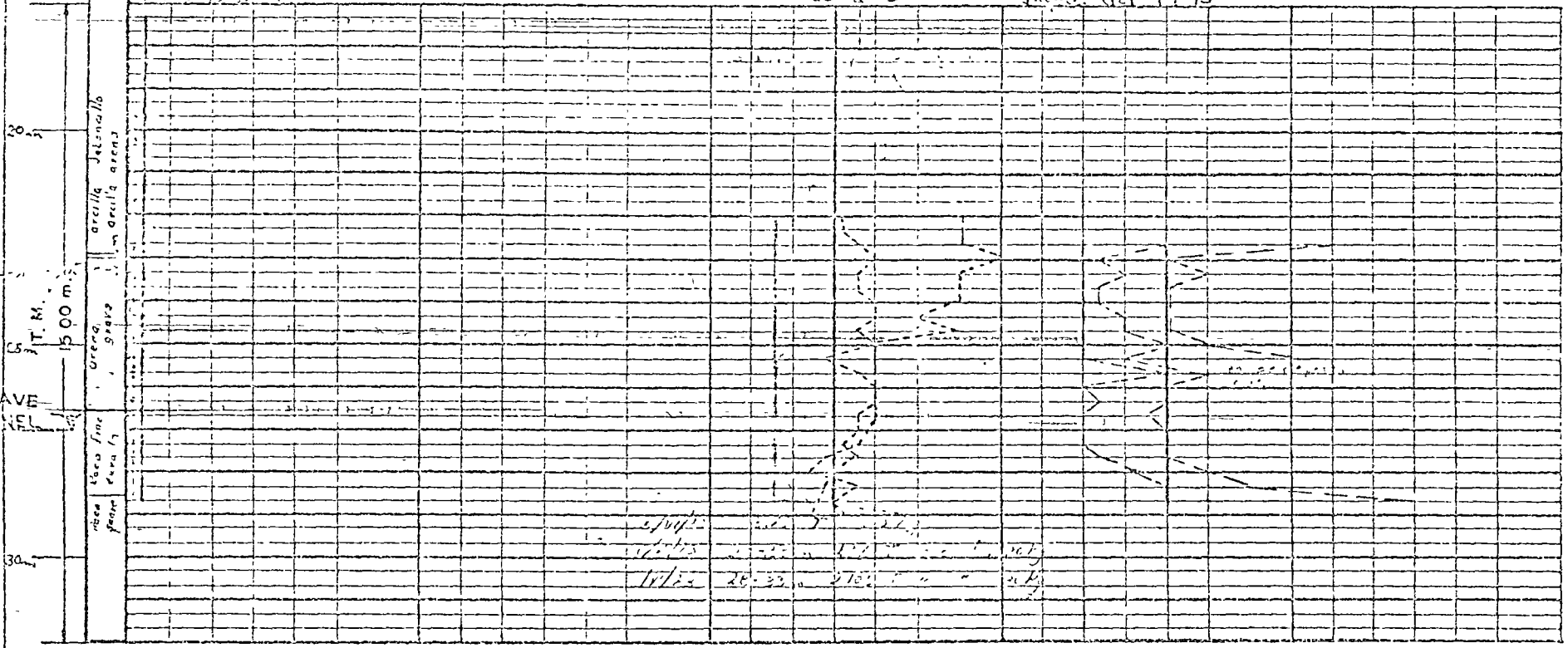


Tubo liso

Vaino 15-11-73

2° F. J. C. - 25-12-73

Inyeccion Gel - 9-1-73

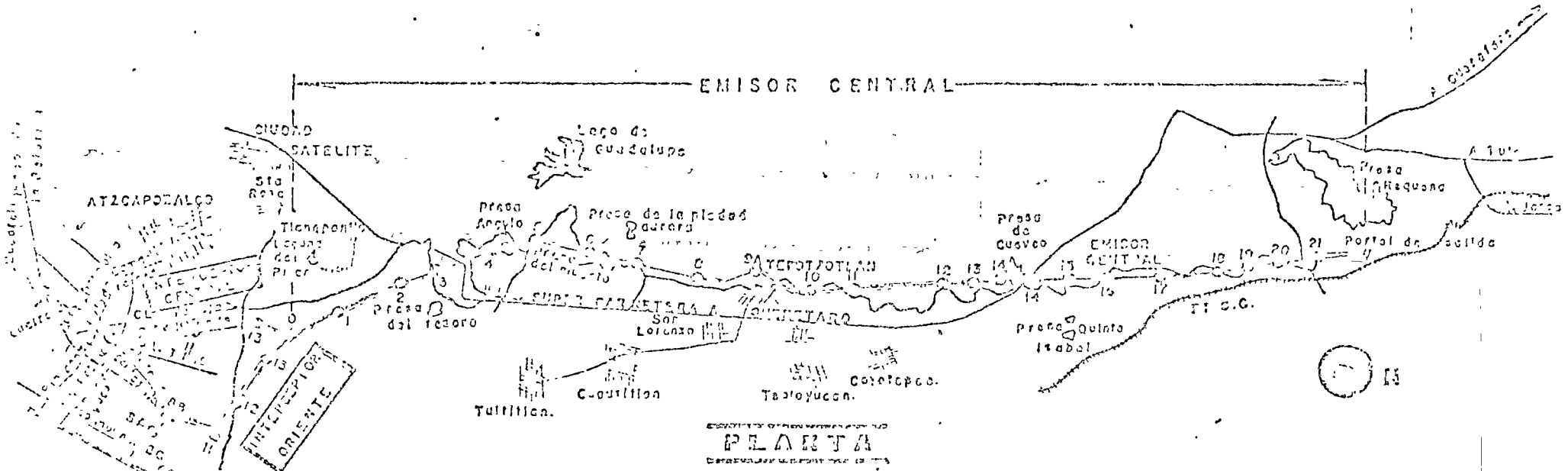


Ing. G. Tallard / C.S.

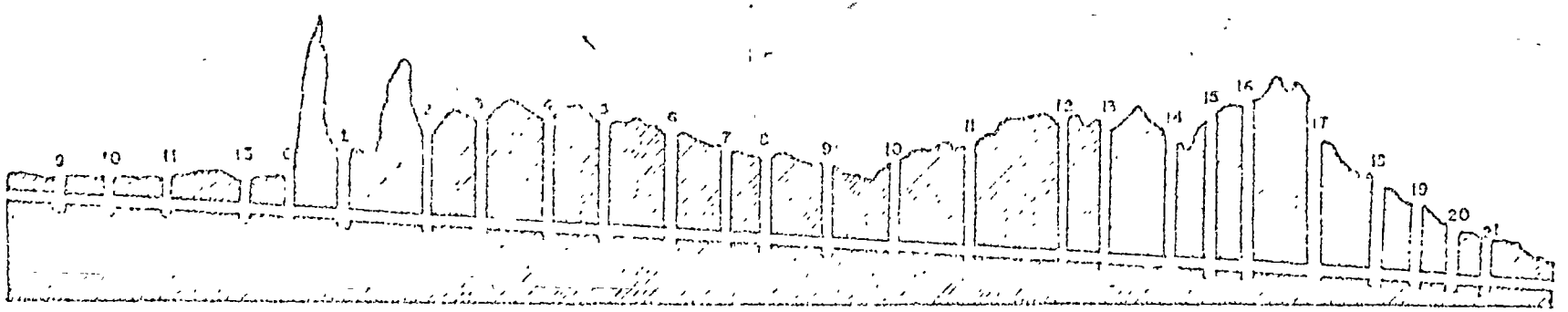
Forma N° 103

COLECTOR CENTRAL DE MEXICO

Gráfico (17)



| TABOR. DE TRATAMIENTO | IMPERMEABILIZACION | | | | | | | | CONSOLIDACION | | | | | | | DRENANT | |
|-------------------------|--------------------|------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|---------------|-------|-------|------|------|------|-------|---------|--------|
| LOCALIZACION "LUMBRERA" | 8C-10 | 4-EC | 5-E.C. | 9A-EC | 12-EC | 13-EC | 14A-EC | 14-EC | 11-I.C. | 8C-10 | 8A-10 | 3-EC | 7-EC | 9-EC | 13-EC | 14-EC | 8-E.C. |



PERFIL



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



T U N E L E S

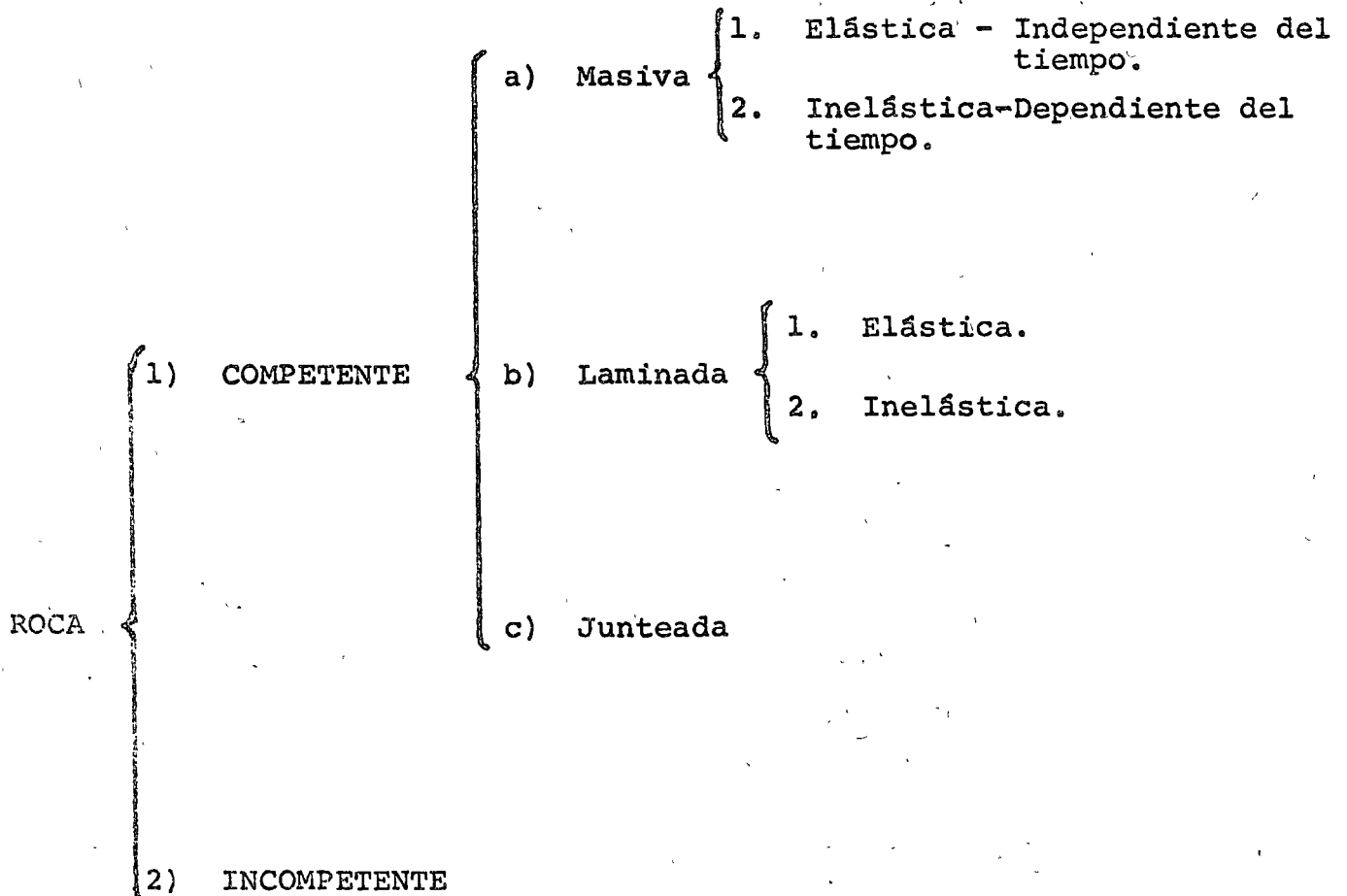
TEMA: REVESTIMIENTO DEFINITIVO
DE TUNELES

ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO

TEORIA Y DISEÑO

- 1 PRINCIPIOS GENERALES °
- 1.1 CLASIFICACION DE LA ROCA
- 1.1.a CLASIFICACION ESTRUCTURAL

Una aproximación para clasificar la roca para propósitos estructurales es considerar la combinación de las propiedades mecánicas y geológicas de la roca en la que se construirá un tipo específico de estructura subterránea.



de debilidad más o menos paralelos: en esta clase están comprendidas la mayoría de las rocas sedimentarias en las cuales la laminación no está cementada. En adición se encuentran en este grupo algunas rocas metamórficas, tales como cuarcitas foliadas, esquistos y gneiss.

1.b.2 ROCA COMPETENTE LAMINADA INELASTICA.

Esta clase se caracteriza en que la roca dentro de la laminación es inelástica. Las excavaciones en esta clase de rocas están sujetas particularmente a bufamiento del piso y pandeo del techo. Algunos depósitos de halitas y potasios son laminares, estando la laminación separada por fracturas elásticas rellenas, a través de los cuales no hay virtualmente resistencia de ligazón.

1.c ROCA COMPETENTE JUNTEADA.

Esta clase de roca contiene más de un conjunto de planos de debilidad virtualmente paralelos, que tienden a dividir la roca en paralelepípedos y otras formas geométricas multisuperficiales (poliedros). La mayoría de las rocas contienen juntas y sólo cuando el espaciamiento entre planos de juntas es grande, o han aparecido recientemente, la roca puede ser clasificada como masiva. Así la distinción entre roca masiva y junteada es comunmente el grado de fracturación.

2. ROCA INCOMPETENTE.

Cuando el junteado llega a estar más estrechamente espaciado, o cuando hay más de un sistema geológico distintivo de juntas, la roca llega a ser incapaz de sostener las excavaciones subterráneas sin soportes, y así es clasificada como incompetente. El grado de incompetencia se incrementa si las superficies de los planos de juntas están alterados y están presentes productos de descomposición. Sin embargo, la descomposición no debe resultar en general de una desintegración de la roca (milonitas) puesto

FRACTURA. Una ruptura fresca en la continuidad de un cuerpo de roca, no asistida por un desplazamiento y no orientada en un sistema regular. Las fracturas pueden ser abiertas o cerradas pero no unidas. Las fracturas frecuentemente son hechas por el hombre, como por ejemplo aquellas causadas por explosión.

PARTIDURA. Una capa delgada de material depositado o alterado separando yacimientos en rocas sedimentarias o metamórficas. En roca sedimentaria, la capa sedimentaria puede contener materiales carbonáceos y orgánicos. Las partiduras están generalmente desunidas pues si el material depositado ha endurecido puede existir una resistencia de unión.

SEPARACION. Una ruptura relativamente fresca a lo largo del plano del yacimiento o entre capas de rocas metamórficas o sedimentarias. Las separaciones pueden ocurrir en un plano de partidura y son por lo general hechas por el hombre, esto es, se desarrollan como una consecuencia de la explotación de minas.

En una roca competente masiva la recuperación de la muestra debe ser virtualmente 100% y en longitudes sin romperse promediando aproximadamente 3 pies con algunas longitudes hasta de 10 pies. Si la roca está junteada o en capas es posible muestrear a través de la mayoría de los planos de junta o partidura, sin que la muestra se rompa en estos puntos.

Una roca competente laminada está caracterizada por un conjunto sencillo de planos de debilidad aproximadamente paralelos (partiduras) en la mayoría de los cuales la muestra fallará al perforar.

Roca incompetente se mostrará sólo en longitudes pequeñas, comúnmente menores a 1.0 pie, o en fragmentos.

En general, de acuerdo con Terzaghi la presión de roca debe ser entendida como el peso de una masa de roca de cierta altura arriba del túnel, la cual cuando se deja sin soporte cae gradualmente del techo; los desplazamientos sucesivos resultarían de un desarrollo gradual de un arco irregular arriba de la cavidad sin involucrar necesariamente el colapso completo del túnel mismo. La presión de tierra, por otro lado, denotaría la presión ejercida por masas plásticas o sin cohesión en los apoyos del túnel; sin un alivio de presión, en ausencia de soportes, se llenaría completamente la cavidad conduciendo a su completa desaparición. La magnitud de la presión de roca, por otro lado, está influenciada decididamente por la resistencia y el tiempo de instalación de los apuntalamientos. Esto se debe a que la deformación, siguiendo la excavación de la cavidad en la masa rocosa que rodea al túnel, es de una naturaleza plástica y se extiende por un período de tiempo. Este período, requerido para alcanzar las deformaciones finales y, así, para desarrollar las presiones, generalmente se incrementa con la plasticidad de la roca, y con la profundidad y dimensiones de la sección transversal.

Las razones del desarrollo de presiones de roca pueden ser clasificadas, de acuerdo a RABCEWICZ, en las siguientes categorías:

- I) Aflojamiento de la masa rocosa.
- II.1) El peso de las masas de roca sobreyacentes.
- II.2) Fuerzas tectónicas.
- III) Expansión de la masa de roca, hinchazón debido acción física o químicas.

Estas razones conducen en general al desarrollo de los siguientes tres tipos de presión de roca:

- I) Presión de Aflojamiento.
- II) Presión real de Montaña.
- III) Presión de Hinchazón (Swelling Pressure)

el cual el techo se deja sin soporte menor será la zona afectada por desprendimiento y por lo tanto la carga sobre el revestimiento será menor.

Un elemento de superficie horizontal inalterado en el interior de un suelo inalterado o de una masa rocosa es afectada por el peso del suelo sobreyacente, o columna de roca estando, la fuerza vertical, referida a la presión geostática.

Una fuerza horizontal, por otro lado, puede variar entre límites muy grandes y es dependiente de la magnitud de las deformaciones laterales. En roca sólida inalterada la presión horizontal tiende a ser mucho menor que la vertical y su magnitud relativa puede ser expresada con ayuda del módulo de Poisson derivado por la relación vertical a horizontal de las deformaciones elásticas.

Es de hacer notar, sin embargo, que esto se aplica sólo a las deformaciones elásticas y no debe ser empleado donde son encontradas deformaciones plásticas. Una solución para la determinación analítica de esfuerzos desarrollándose alrededor de una cavidad circular en un medio elástico fué dado por MINDLIN debido a la magnitud incierta de las presiones horizontales, tres casos fundamentales son posibles:

- 1) La condición de esfuerzos hidrostáticos.
- 2) Presiones horizontales suficientemente grandes para confinar la deformación lateral e incrementándose linealmente con la profundidad.
- 3) El caso en que no hay presión lateral.

Para el primer caso una solución aproximada fué dada por KÉRISSEL.

En el perimetro, el esfuerzo normal de dirección tangencial se incrementará al doble de un valor original, mientras que el esfuer

des laterales, i.e. alcanzan un orden de magnitud que se encuentra en el límite de plasticidad. Esta condición puede ser producida no solo en la proximidad de la propia excavación, sino que puede ser encontrada en cualquier otra zona, donde la roca ha estado originalmente en el llamado estado plástico - latente. El flujo plástico de la roca ha sido impedido por su estado confinado, es decir, su deformación plástica fue impedida por las masas circundantes. Se sabe por los experimentos de KARMAN que bajo una prueba de compresión triaxial (bajo impedimiento perfecto de la expansión lateral) aún los materiales rocosos más rígidos (incluyendo el concreto) pueden ser llevados al estado plástico. Esta condición no se manifiesta hasta que ocurre una deformación plástica, es decir, hasta que se elimina el confinamiento lateral, sea como consecuencia de su capacidad de soporte insuficiente o por efecto de la excavación.

Al tratar con presiones de montaña auténticas, no son las fuerzas sino los movimientos los que deben considerarse. Solamente cuando se intenta prevenir estos movimientos las fuerzas resultan evidentes. La formación de una zona decomprimida o libre de esfuerzos se originará a través de la extensión gradual de los movimientos de las zonas adyacentes y a través de una disminución gradual de su intensidad.

La presión real de montaña es así, esencialmente, una consecuencia de la presión geostática (cobertura), cuya magnitud depende grandemente de su estructura geológica y de su alteración tectónica. El proceso de transformación mismo se inicia, de acuerdo con KASTNER, esencialmente en el momento en que los esfuerzos tangenciales que actúan en las paredes laterales alcanzan aproximadamente el doble del valor de los valores iniciales como resultado de una redistribución de esfuerzos y exceden la resistencia a la compresión no confinada de la roca. Así, las paredes laterales fallan y se rompen o, por lo menos la roca alcanza dentro de ciertas zonas un estado plástico en el cual la resistencia se agota.

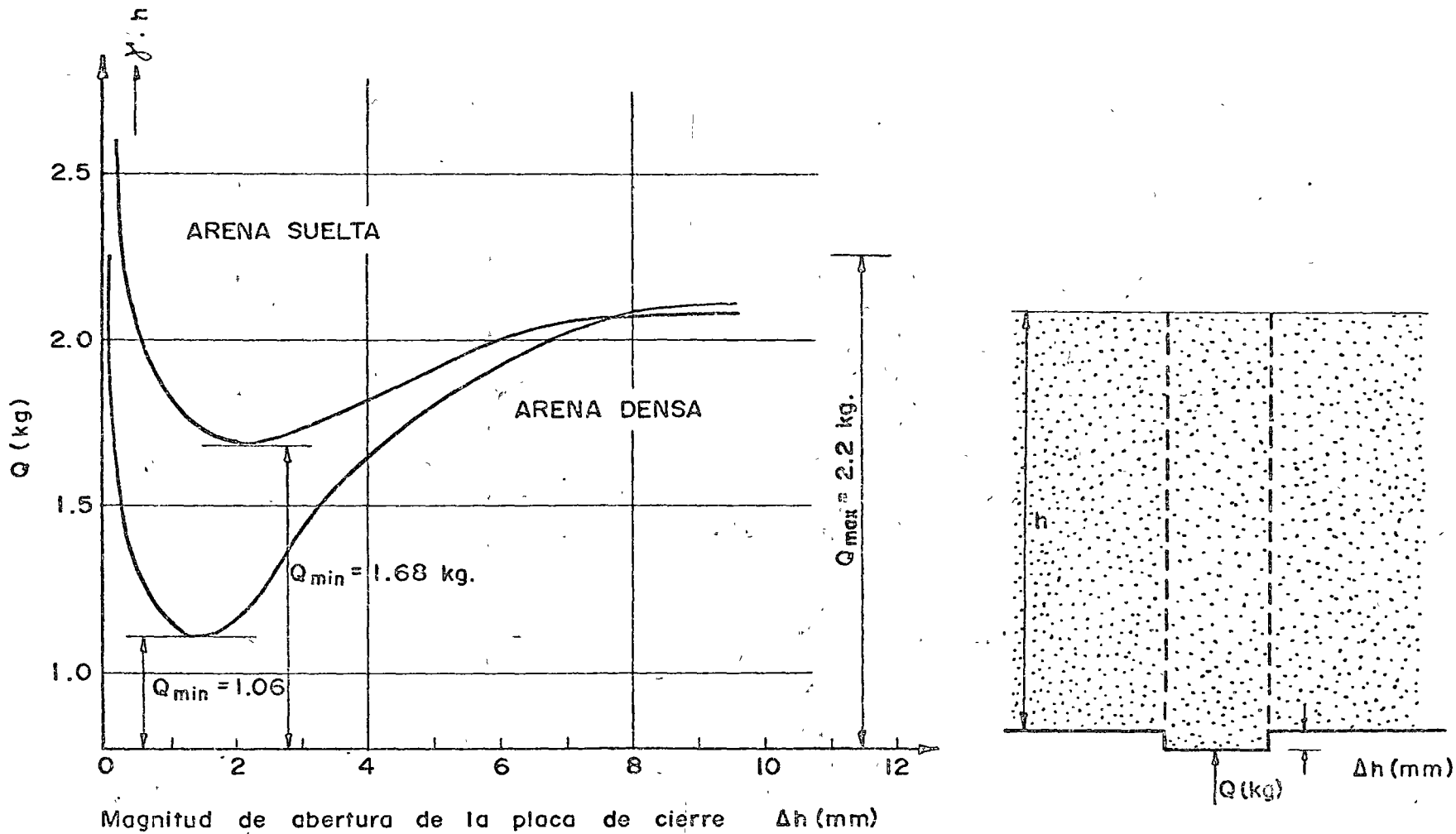


FIG. 371 p.137 Presión sobre una placa de cierre en el fondo de un silo.

$$\sigma_r = \gamma h \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

111-2

$$\sigma_t = \gamma h \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

Distribución teórica de esfuerzos

después de la excavación de una cavidad

circular.

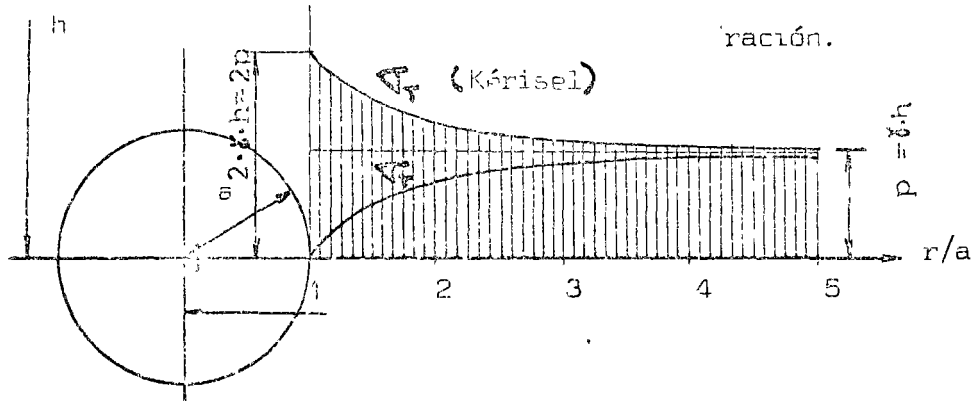
donde h = profundidad de la cobertura

a = radio del círculo

r = distancia al punto bajo conside-

ración.

a)



b)

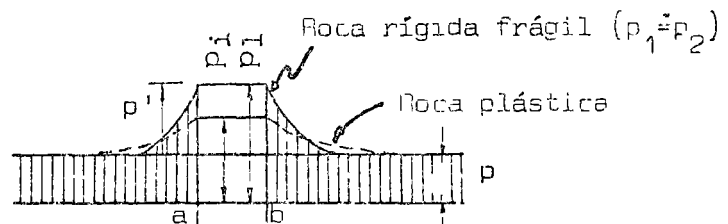


Distribución de esfuerzos

original

Distribución de esfuerzos después

de la excavación de la cavidad



Distribución de esfuerzos después

del desarrollo de la zona de

decompresión

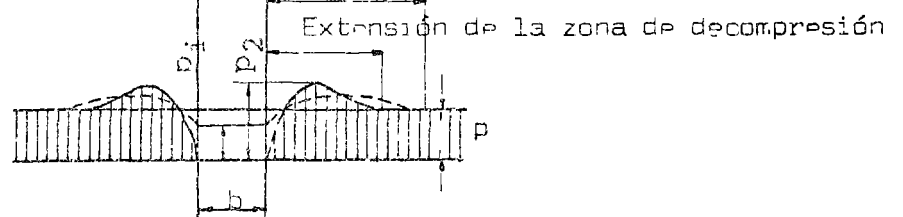


Fig. 3/6 p. 144 Redistribución de esfuerzos al rededor de una cavidad

a) Sobre la base de la Teoría de la Elasticidad (MINCLIN-KÉRTSEL)

b) De acuerdo a las observaciones prácticas de WILLMAN

3. DETERMINACION DE LA PRESION DE ROCA.

3.1 TEORIA DE ZONAS DE ROTURA

METODOS ESTIMATIVOS DEL GRADO DE SOBREROTURA (TERZAGHI, BIERBÄUMER, SZECHY).

TEORIAS BASADAS EN DESPLAZAMIENTOS.

- a) Teorías que toman en cuenta la profundidad (BIERBÄUMER, ESZTÖ, TERZAGHI).
- b) Teorías que desprecian el efecto de la profundidad (KOMMERELL, PROTODYAKONOV)

3.2 TEORIAS ELASTICAS

FENNER
SCHMIED
KIRSCH
MINDLIN
LAMME (tubo)

3.3 TEORIA DE LAS ZONAS PLASTICAS

KASTNER
RABCEWICZ
LOMBARDI

$$p' = \frac{\gamma}{4} b^2 \cotan \phi$$

b.- ancho de la cavidad.

ϕ .- ángulo de fricción interna.

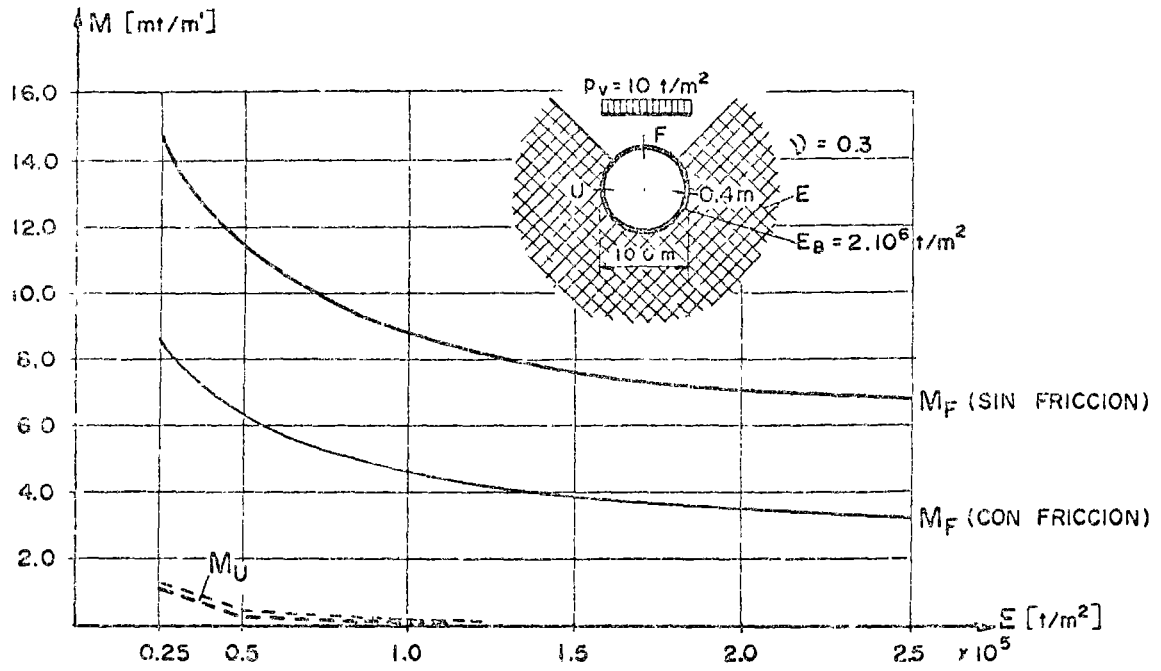
Un defecto de esta fórmula es que para $\phi=0$, $p'=\infty$ lo que obviamente es imposible, ya que la carga más grande teóricamente posible es $p = \gamma H$. El límite de validez obvio de esta fórmula estará definido por $H = \frac{b}{2} \cotan \phi$ es decir donde la cuña emerge a la superficie.

La altura de la sobrerotura esperada, y por lo tanto la forma y peso de la masa de roca que carga sobre el revestimiento del túnel, fué determinada con mayor exactitud por SZECHY sobre la base de una analogía estática. Su suposición básica es que la resistencia a la tensión que la roca misma terminará con la sobrerotura sobre una cavidad rectangular. La forma de viga que se desarrolla es un arco con tres articulaciones sujeto principalmente a esfuerzos de compresión. Las dos articulaciones inferiores se ubican a los lados de la cavidad.

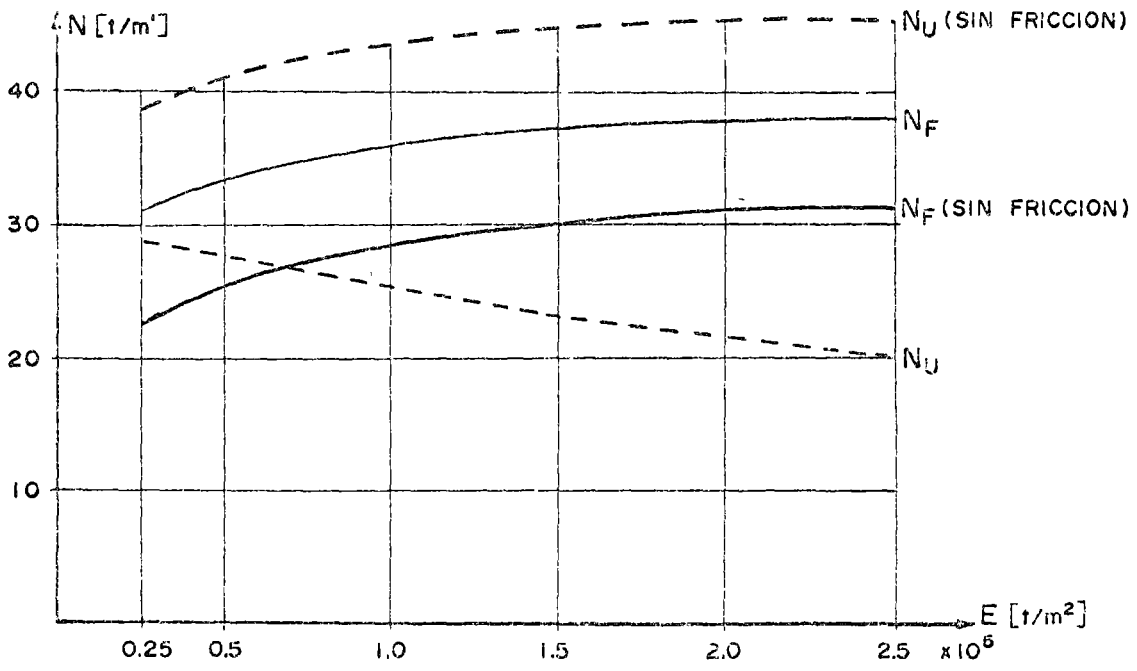
Existen otras teorías de presión de roca basadas en desplazamientos que tienden a desprestigiar el efecto de la profundidad. Estas teorías tratan esencialmente con la determinación de la presión de aflojamiento.

Un rasgo común de estas teorías es la suposición de que los soportes temporales, o los revestimientos definitivos de una cavidad, estarán influenciados sólo por el peso del cuerpo libre de esfuerzos desarrollado como una consecuencia de la relajación seguida a la excavación. Esta suposición es por supuesto incorrecta; no es válida en la vecindad de la superficie del terreno y a pequeñas profundidades, como tampoco es válida a varios miles de metros de profundidad, donde la roca está casi en condiciones plásticas como en los casos donde la calidad de la roca (rocas pseudosólidas, suelos plásticos) permite que tenga lugar la deformación plástica en las paredes laterales como una consecuencia de la presión geos

MOMENTOS



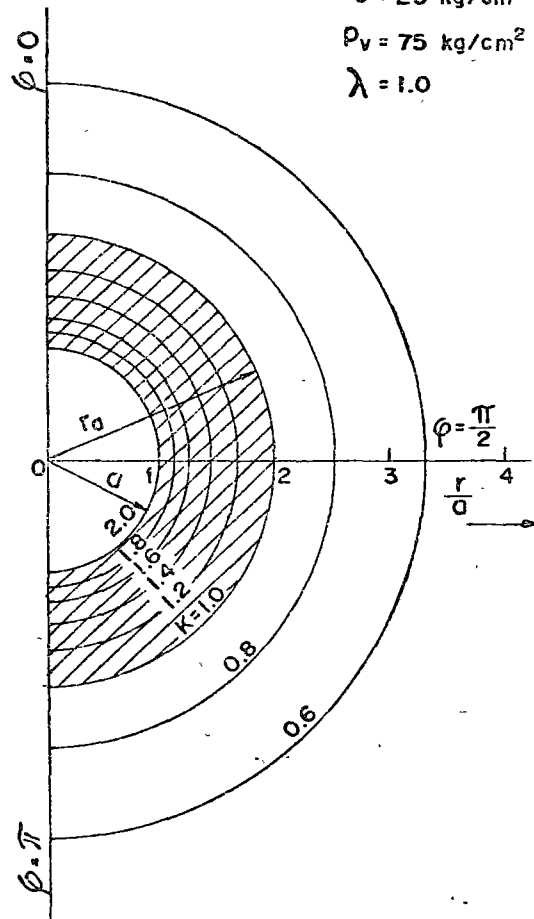
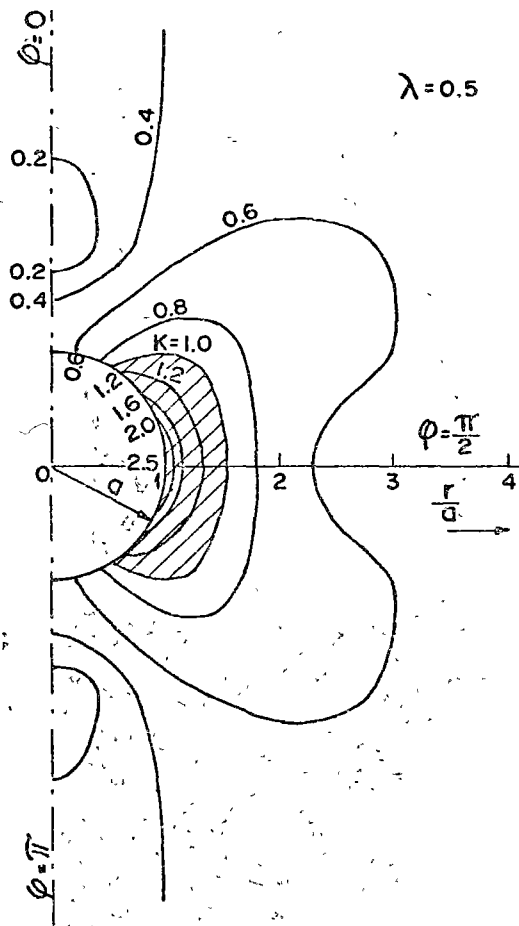
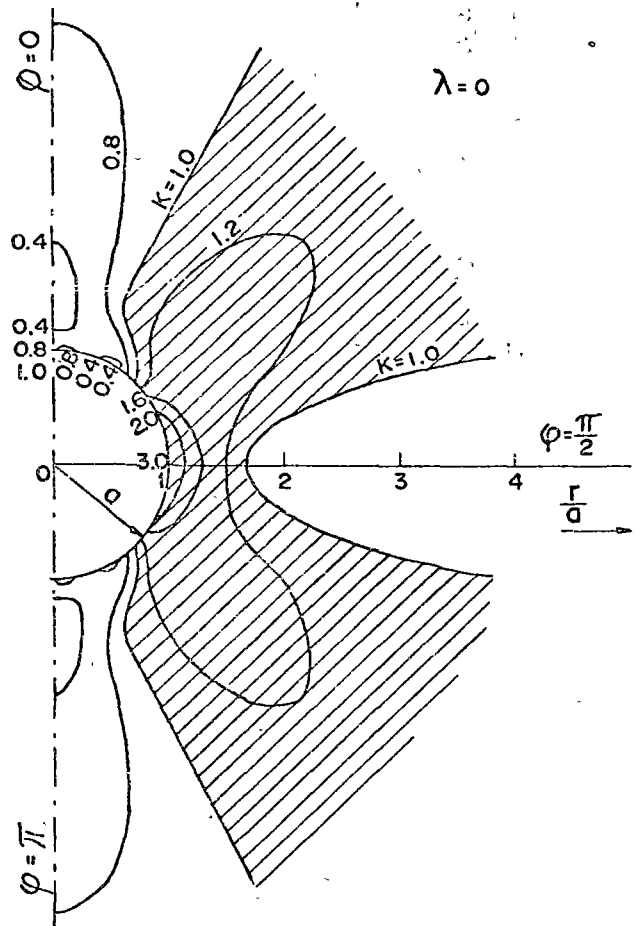
FUERZAS NORMALES



3.3 TEORIA DE LAS ZONAS PLASTICAS.

Esta teoría fué desarrollada por KASTNER y FENNER. Considera, en contraposición con la teoría de las zonas de rotura, como elemento propio de carga el macizo mismo. Suponiendo en una tajada de terreno una excavación circular sujeta a los esfuerzos iniciales p_v y p_h y tomando en cuenta además la reacción del soporte p_a (presión interna).

Así, como sistema estático es válido una placa con un orificio en forma circular en el estado de deformación plana; como sistema de cargas serán válidas las componentes del estado de esfuerzos inicial y la resistencia del soporte. Con la suposición de un material elástico ideal se calcula el campo de esfuerzos con la teoría clásica de la elasticidad, desarrollada para este caso, y por comparación con las envolventes de plasticidad se determinan las zonas plastificadas. Necesariamente la disposición o amplitud de estas zonas plastificadas dependerá tanto de la relación presión vertical y presión horizontal y de la reacción del soporte, como de las características mecánicas de la roca y su envolvente de falla definidas por su cohesión, ángulo de fricción interna y resistencia uniaxial.



$\phi = 30^\circ$
 $C = 25 \text{ kg/cm}^2$
 $P_V = 75 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 1.0$

F. Muzas

En el interior de un macizo rocoso puede existir, en principio, cualquier distribución natural de esfuerzos y parece que a cierta profundidad cabe esperar un estado hidrostático de los mismos.

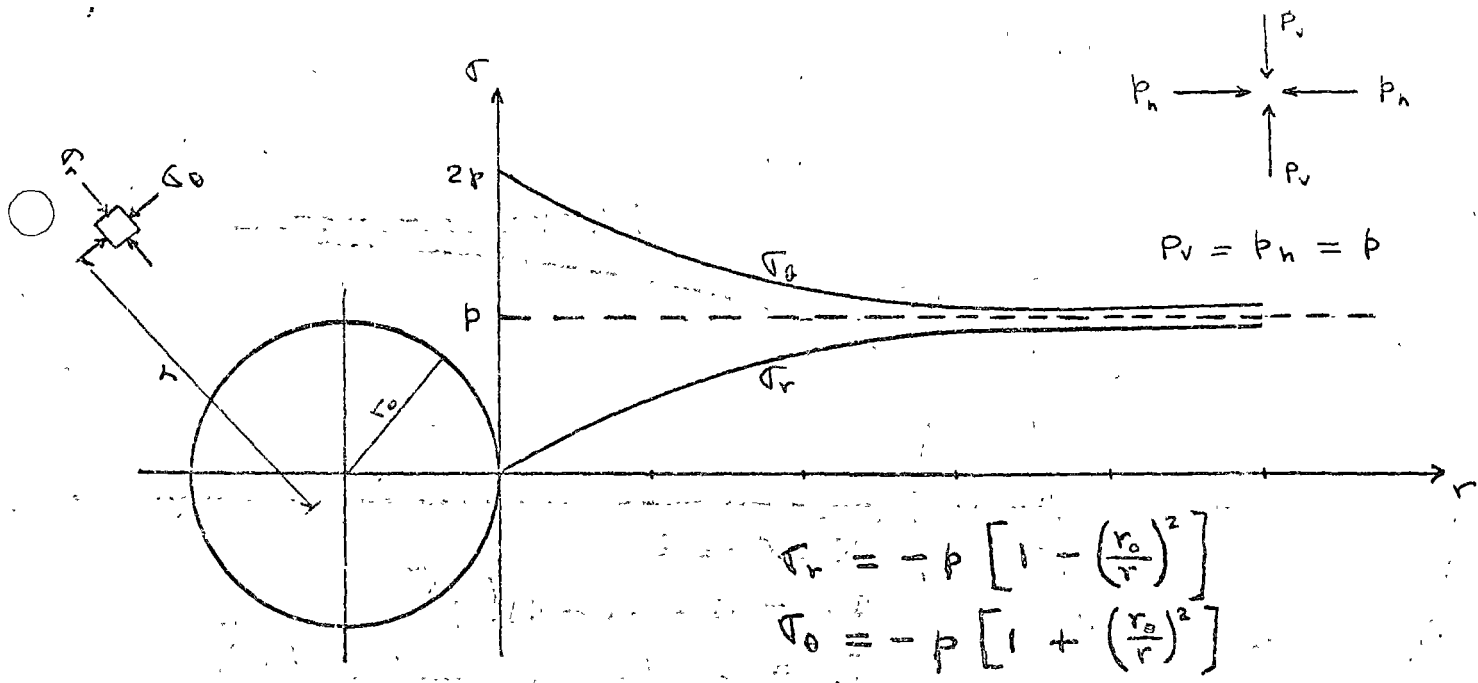
Tratándose de rocas en lugar del módulo de elasticidad, se define el módulo de deformación D que corresponde no sólo a las deformaciones elásticas del medio sino también a las viscoelásticas recuperables y permanentes.

Normalmente las rocas de buena calidad tienen valores elevados de cohesión, pero en el contorno de la excavación, y debido a los métodos utilizados para su ejecución, la roca ve disminuida su cohesión eficaz en cierta profundidad apareciendo deformación plástica y con ellas una zona decomprimida que se va propagando hasta que se estabiliza. El espesor de esta zona decomprimida puede medirse por procedimientos microsismicos una vez realizada la excavación y teóricamente viene definido por el llamado radio de estabilización que es función de las características mecánicas del medio y de la presión natural.

EMPUJE DEL TERRENO SOBRE EL REVESTIMIENTO.

Es evidente que para que el terreno empuje sobre el revestimiento es necesario que una vez construido éste, aquel tienda a deformarse; de lo contrario el empuje sería nulo. Por tanto, si el revestimiento se construye cuando la zona decomprimida está totalmente estabilizada el terreno no puede llegar a actuar sobre el revestimiento.

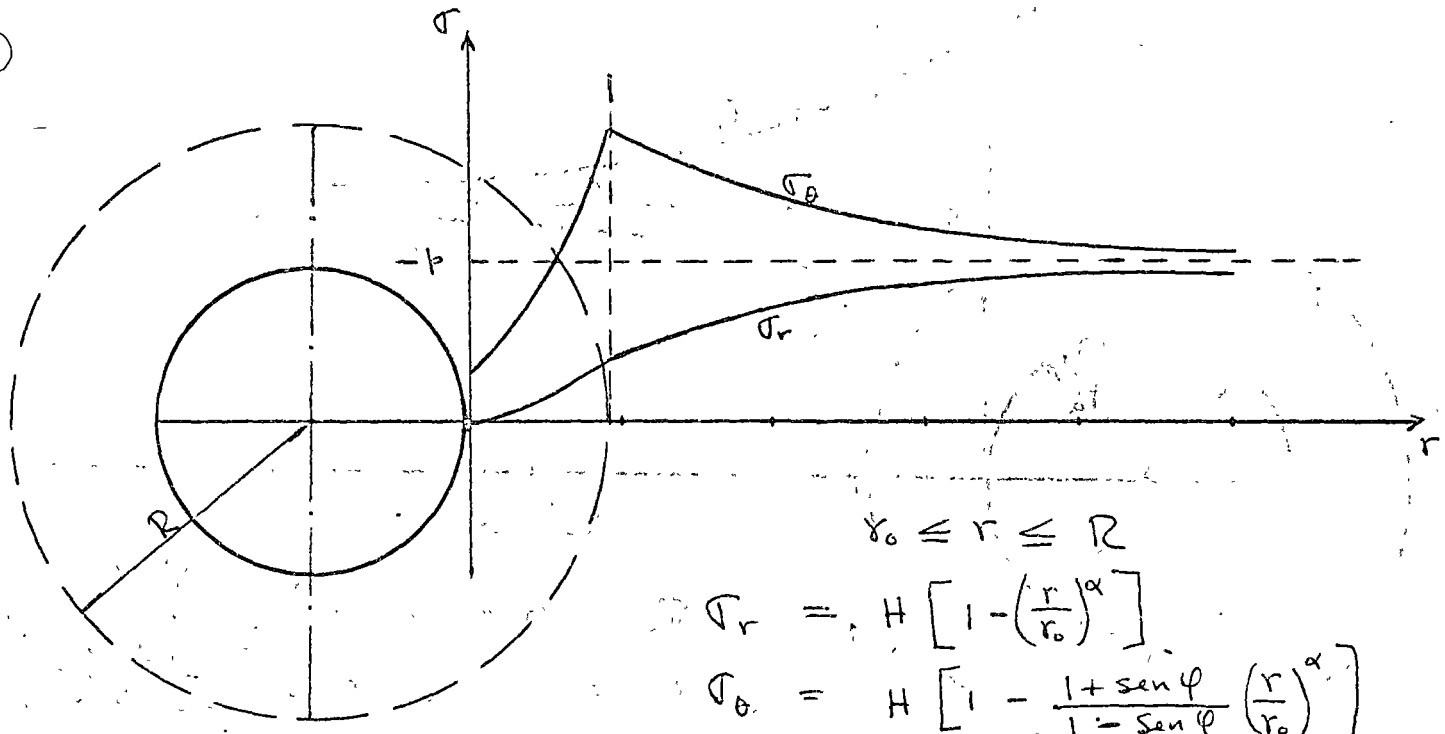
Si el valor del radio de estabilización permanece constante, o lo que es lo mismo los valores de cohesión y rozamiento interno no varían, la deformación del radio tampoco variará. Por lo tanto, para que el terreno empuje es preciso que se produzca una pérdida de cohesión o una disminución del ángulo de rozamiento. La pérdida de cohesión puede ser consecuencia del propio fenómeno de



$$\sigma_r = -p \left[1 - \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_\theta = -p \left[1 + \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right]$$

$$c \equiv p \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$



$$r_0 \leq r \leq R$$

$$\sigma_r = H \left[1 - \left(\frac{r}{r_0} \right)^\alpha \right]$$

$$\sigma_\theta = H \left[1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \left(\frac{r}{r_0} \right)^\alpha \right]$$

$$R = r_0 \left[\frac{p+H}{H} (1 - \sin \varphi) \right]^{1/\alpha}$$

$$H = c \cot \varphi$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$r > R$$

$$\sigma_r = -p + (p+H) \sin \varphi \left(\frac{R}{r} \right)^2$$

$$\sigma_\theta = -p - (p+H) \sin \varphi \left(\frac{R}{r} \right)^2$$

EMPUJE SOBRE EL REVESTIMIENTO
P = PRESION NATURAL DEL TERRENO

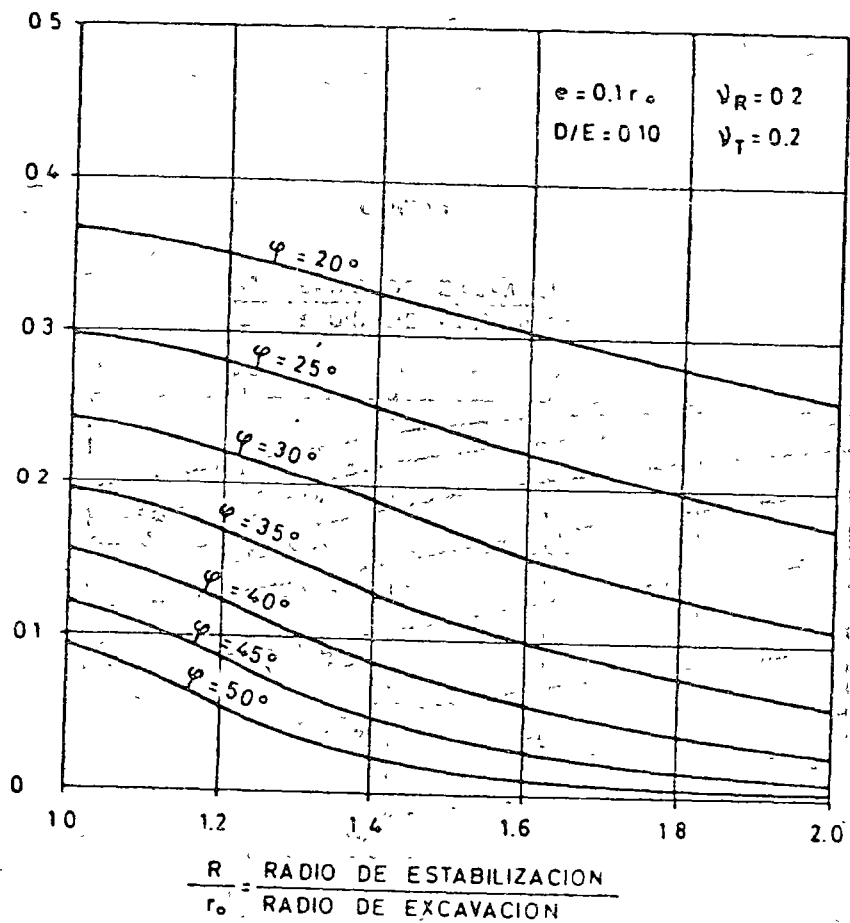


Gráfico 2.

EMPUJE SOBRE EL REVESTIMIENTO
P = PRESION NATURAL DEL TERRENO

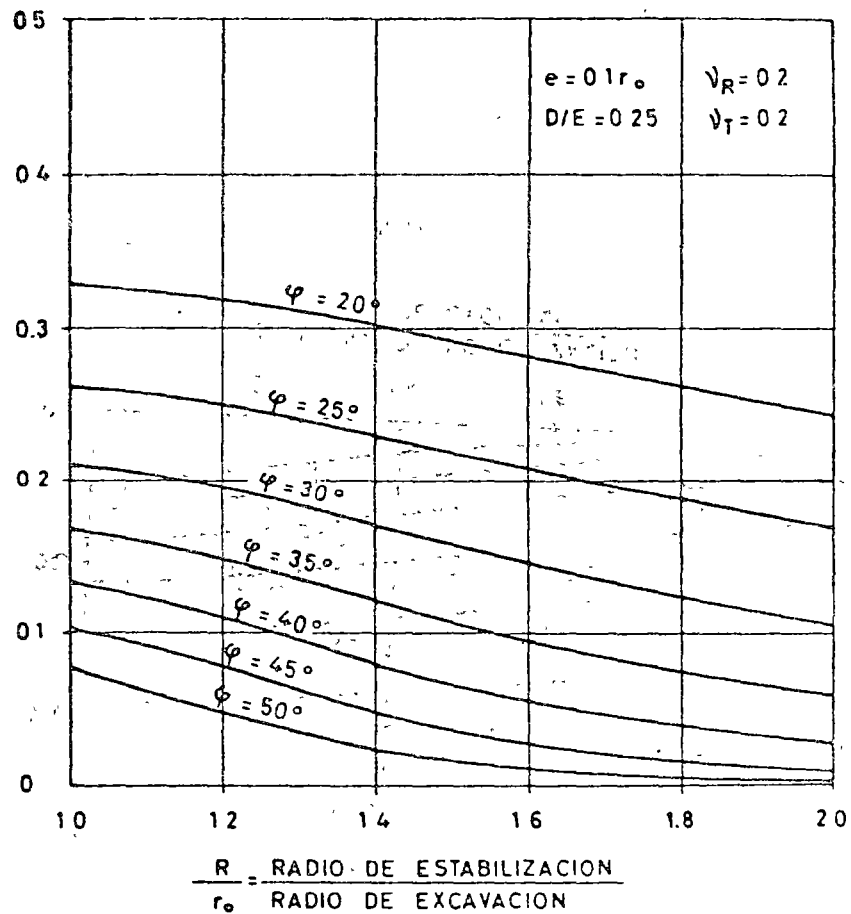


Gráfico 3.

LOMBARDI

Consideramos que para el constructor el conocimiento de los elementos fundamentales del cálculo estático de una galería representan un elemento de juicio de máxima importancia. Más que el detalle del cálculo deberán interesarle los conceptos básicos que le permitan entender el mecanismo de los fenómenos observados y por lo tanto interpretar correctamente las observaciones hechas en la obra y tomar las decisiones con perfecto conocimiento de causa.

El problema de la construcción subterránea es sin duda uno de los más complejos de la ingeniería civil solo de considerar el gran número de incógnitas y de incertidumbres existentes. No se puede por lo tanto esperar que a partir de hipótesis aproximadas un método de cálculo cualquiera, aunque sea este el más perfecto, conduzca a resultados absolutamente exactos.

Los elementos fundamentales para el cálculo del soporte pueden ser reunidos en los siguientes cuatro puntos:

1. Campo de solicitaciones naturales de la roca antes de la excavación.
2. Propiedades físicas de la roca.
3. Método de construcción utilizado.
4. Características de las estructuras de soporte.

Las tres características del problema que frecuentemente se olvidan en los estudios teóricos son:

1. El problema de la excavación de un túnel es un problema triuimensional de esfuerzos y deformaciones.
2. El problema es estáticamente indeterminado.
3. El factor tiempo referido particularmente a la viscosi-

Las deformaciones de una cavidad sin revestimiento continúa mucho tiempo después de la excavación. El tiempo característico puede ser de pocas horas en rocas muy sanas, de días, en rocas buenas desde el punto de vista constructivo, de semanas o meses y aún años para rocas malas.

Puede formularse el siguiente teorema:

"El revestimiento o los soportes de una excavación subterránea trabajarán efectivamente solo si la roca tiene una fase viscosa y es por lo tanto susceptible de deformaciones lentas, o bien si el soporte fué colocado en las inmediaciones del frente de excavaciones dentro del radio de acción de este último. Es evidente que, para ^{que} el soporte sea activo, se requiere que la holgura radial sea inferior a las deformaciones esperadas sucesivamente."

En un caso de un túnel excavado recientemente resultó que ^{el} revestimiento de concreto que se habían colocado en la obra después de cinco meses de haberse realizado la excavación no había sido solicitado por la roca, la cual ^{sería} estable también sin el revestimiento. Estas determinaciones se hicieron mediante mediciones efectuadas en el citado túnel.

Como conclusión puede decirse que los factores más importantes que determinan el empuje de la montaña, son el lugar y el momento de la colocación así como la holgura radial del revestimiento.

MEJODO DE LAS LINEAS CARACTERISTICAS.

Hasta aquí se ha hablado del problema hiperestático en relación con el soporte de una galería, es decir de la necesidad de hacer coincidir ^{por} un lado las deformaciones del soporte con las de la roca y por otro las presiones que actúan sobre el soporte con las reacciones del mismo hacia la roca.

La relación fuerza deformación de la excavación se puede delinear de la siguiente forma.

1. El estado de sollicitaciones natural de la masa de roca.
2. De las propiedades mecánicas de la roca.
3. De la rigidez y deformabilidad del revestimiento.
4. Del método de excavación.

Para resolver el problema en forma completa es necesario determinar el valor del desplazamiento de las paredes de la excavación en el momento en que el revestimiento empieza a tener una función estática. Para resolver este problema debemos examinar la zona del frente de excavación en donde tiene lugar como ya se ha dicho el cambio de un estado de esfuerzos a otro.

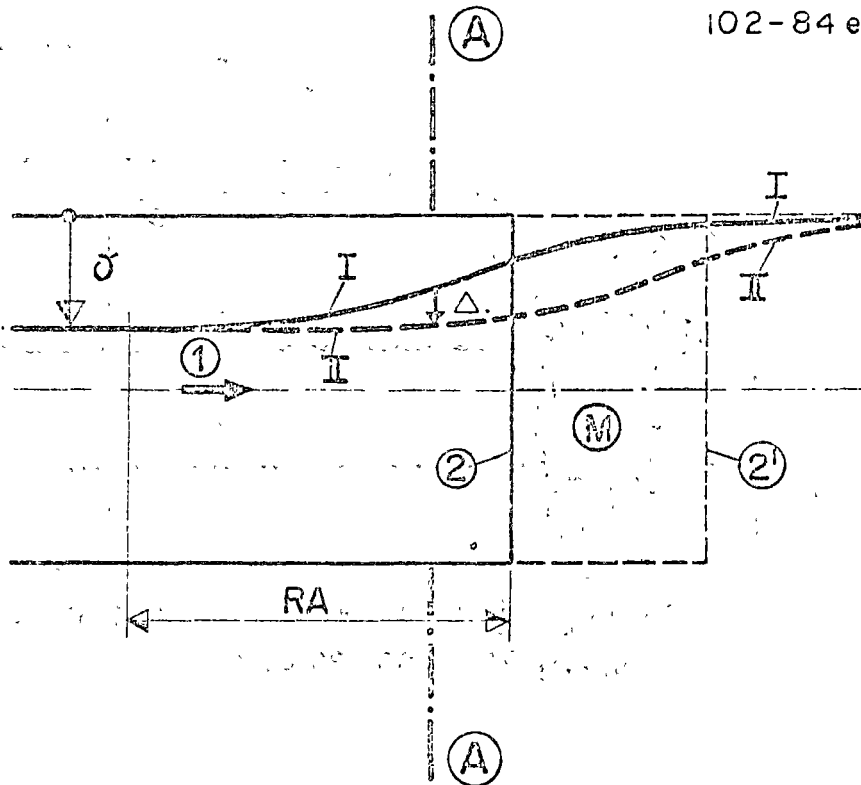


Fig. 2 Influencia del avance del frente sobre las deformaciones radiales

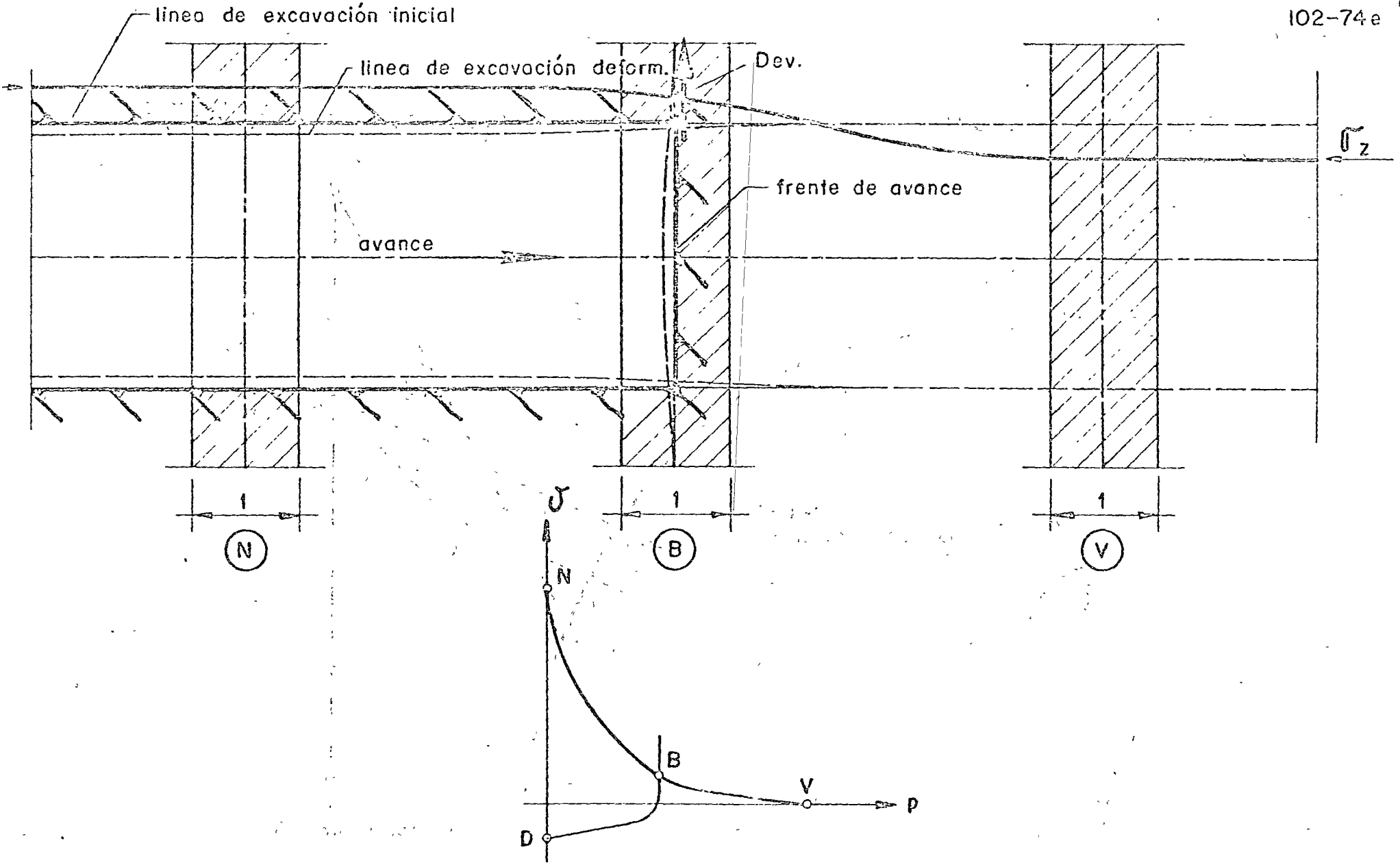


Fig. 7 Condiciones de equilibrio al frente de avance

BIBLIOGRAFIA.

OBERT L., DUVALL W.I., Rock Mechanics and The Design of Structures in Rock, John Wiley and Sons, Inc. 1967.

SZECHY K., TUNNELBAU, SPRINGER-Verlag. 1969 (título en inglés: The Art of Tunneling).

INTERNATIONALES SYMPOSIUM für UNTERTAGBAU, Sociedad Suiza de Mecánica de Suelos y Rocas, Lucerna / Suiza 11.- 14. Sept. 1972, Editado pro GROB H. y KOVARI K.

KASTNER H., STATIK DES TUNNEL - und STOLLENBAUES, Springer-Verlag, 1962.

MUZAS F., CONTRIBUCION AL ESTUDIO Y TRATAMIENTO DE GALERIAS, Verlag Leemann Zurich, 1972.

LOMBARDI N., Nuevos conceptos acerca de la estática de los Túneles, Conferencia para la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 1973.

EL METODO DEL ELEMENTO FINITO (Zienkiewicz, O.C., 1971).

El método del elemento finito puede ser descrito como un procedimiento numérico por medio del cual un medio continuo real (de material elástico o no elástico; isotrópico o anisotrópico) es idealizado como un ensamble o malla de elementos (que pueden ser de diferente tamaño; forma y propiedades del material) interconectados en un número finito de puntos nodales** como se ilustra en la figura 1. Diferentes formas de elementos pueden ser usados para esta idealización (triángulo, rectángulo, cuadrilátero, etc (Zienkiewicz, O.C. 1971).

El elemento triángulo es el más comúnmente usado por que permite un mejor ajuste en las fronteras del medio continuo que idealiza, además de ser un elemento con el que se tienen resultados satisfactorios.

El tamaño del elemento esta gobernado por el caracter del campo de esfuerzos estudiado. Se requieren elementos mas pequeños en donde se localizan los esfuerzos mas altos o en zonas de interes particular, esto se muestra en las figuras 1, 2 y 3 en las que se ilustra la malla usada para resolver el problema recubrimiento de concreto-roca que estamos analizando.

Suponiendo una distribución de desplazamientos (que satisfaga ciertas condiciones requeridas, como por ejemplo continuidad en las fronteras de elementos adyacentes) en el interior del elemento finito, es posible determinar las propiedades de rigidez (relaciones fuerza-desplazamiento en los nudos del elemento) de ese elemento. Esto se hace para cada uno de los elementos de la malla. La rigidez del ensamble de todos los elementos se tiene sumando los componentes de rigidez apropiadas de los elementos que rodean a cada nudo (Przemieniecki, J.S. 1968).

Las relaciones de rigidez (fuerzas en los nudos-desplazamientos de los nudos) para el ensamble, se usan para establecer un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son los desplazamientos de los nudos.

** entre mayor es el número de elementos usados (malla mas fina) mejor será la aproximación de la solución del método con respecto a la solución real del problema. Pero esto, esta limitado por la capacidad de la computadora de que se disponga, además de que una malla mas fina incrementa el costo del análisis.

de elementos el costo del análisis aumenta o bien optar por reducir el número de elementos de la malla con el inconveniente de que la exactitud de la solución se reduce.

Mediante un análisis con mallas poco finas se obtuvo el criterio que definió las distancias indicadas en la figura 3 para las fronteras CD y BD.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES.

Hemos indicado que una de las principales ventajas del método del elemento finito es el de poder analizar medios constituidos por materiales de diferentes características, como por ejemplo el análisis de esfuerzos en el sistema recubrimiento-roca que estamos estudiando.

El revestimiento del túnel será considerado como un material elástico lineal e isotrópico cuyas parámetros están dadas por su Módulo de elasticidad (E_c); Relación de Poisson (μ_c) y su peso volumétrico (γ_c).

Sobre el comportamiento de la masa de roca, se acepta en general, que es incapaz de soportar esfuerzos de tensión (pero sí de compresión) debido a la presencia de numerosas grietas y fisuras en su estado natural. La suposición de comportamiento elástico lineal es una buena aproximación si el estado de esfuerzos que existe en toda la masa de roca es de compresión. Un modelo razonable para esta clase de comportamiento consiste en considerar a la roca como un material elástico lineal en la dirección de los esfuerzos principales de compresión ^y simultáneamente [^] resistencia nula (o muy pequeña) a deformaciones en la dirección de esfuerzos principales de tensión (modelo de comportamiento no-lineal) (Zienkiewicz, O.-E. 1969). Mientras los niveles del esfuerzo de compresión son bajos la no linealidad discutida se encontrará que es suficiente, pero en problemas de túneles profundos, con el incremento de la profundidad, los esfuerzos de compresión, se incrementarán pudiendo llegar a niveles altos tal que la fluencia por compresión deberá ser considerada. El tratamiento será de un comportamiento no-lineal por fluencia plástica y no-tensión.

CONDICIONES DE CARGA.

En el análisis de un sistema recubrimiento del túnel-roca hay que distinguir - dos posibles casos extremos (Zienkiewicz, O.C., 1969). En el primero, la excavación es autosoportable y el revestimiento es colado para eliminar deformaciones excesivas y fallas de la roca. Entonces las cargas que actúan sobre el revestimiento se determinan por las propiedades de la fluencia lenta (creep) de la masa de roca y la solución solo puede ser proporcionada por un análisis de esfuerzos tomando tal fenómeno que depende del tiempo (Zienkiewicz, O.C. et al, 1969).

En el segundo caso, el túnel es básicamente inestable sin un recubrimiento y este es colado junto con los soportes necesarios durante la construcción. En este caso se requiere un estudio de ^{el} mecanismo de falla de ^{la} roca para determinar las cargas que han de ser soportadas por el revestimiento. Será necesario un análisis no lineal que consistirá en agrietamiento (no-tensión) y fluencia plástica por comprensión para proporcionar un resultado realista.

Para hacer lo anterior, un análisis con elementos finitos considerando el medio formado solamente por la roca (con el agujero dado por la excavación) y bajo peso propio nos permitira localizar las zonas de falla de la roca en la vecindad de la excavación. El peso de esta masa de roca fallada actuando sobre el revestimiento ^s constituye una condición de carga en el análisis del sistema revestimiento-roca.

Otras posibles condiciones de carga son:

Peso propio del revestimiento;

Peso del agua dentro del túnel (tubo lleno, sin presión);

Presión exterior uniforme actuando sobre el recubrimiento (agua freática);

Presión interior uniforme debido a agua a presión dentro del túnel.

Zienkiewicz en la referencia (Zienkiewicz, O.C., et al, 1968) sugiere considerar un sistema inicial de esfuerzos, actuando alrededor de la excavación y que son el resultado del cambio, en el sistema inicial de esfuerzos existente en la

8. En las zonas donde no se admite tensión, se reemplazan los esfuerzos principales de tensión por cargas equivalentes concentradas en los nudos de los elementos, fuerzas que mantienen al medio en equilibrio al eliminar las tensiones.
9. El sistema de fuerzas equivalentes obtenido en el paso 8, se suma, (con signo menos) al sistema inicial de fuerzas.
10. Con el nuevo sistema de fuerzas iniciales-equivalentes del paso 9, se repiten los pasos 6,7,8 y 9 tantas veces como sea necesario hasta que los esfuerzos de tensión desaparezcan (o sean de un valor menor a uno pequeño-prefijado) y el problema quede resuelto.

El programa imprime

1. Todos los datos leídos en los pasos 1,2,3y 4 anteriores.
2. Los resultados del problema, es decir los desplazamientos de los nudos para cada elemento triangular: los esfuerzos normales σ_x , σ_y , el esfuerzo cortante τ_{xy} y los esfuerzos principales. Finalmente el sistema de fuerzas iniciales-equivalentes obtenido en el paso 9. Estos resultados se imprimen para cada una de las iteraciones empleadas para resolver el problema.

En el capítulo 20 de la referencia (Zienkiewicz, O.C., 1971) se presenta el listado de un programa de computadora para el análisis de esfuerzos para el caso de deformación plana, comportamiento elástico lineal. Con modificaciones sencillas se puede utilizar para el caso de no-tensión.

RESULTADOS DEL ANALISIS

Con un programa de computadora, se aplicó a la sección recubrimiento-roca mostrada en las figuras 1, 2 y 3, un sistema de cargas formado por: el peso propio -

REFERENCIAS.

Albarran Figueroa, C.A., 1973, Aplicación del método del elemento finito al análisis de alcantarillas de concreto bajo grandes terraplenes, Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Barla, G. y M. Graverio, 1972, "Analysis of stress around underground openings - reinforced with rocks bolts", Proceedings International Symposium on Underground Openings, pp. 252-269, Lucerna, Suiza, Sept. 1972.

Bebi, P., 1972, "Design of tunnel lining" , Proceedings International Symposium on Underground Openings, pp. 279-289, Lucerna, Suiza, Sept. 1972

Clough, R. W. y A. ^K Chopra, 1966, "Earthquake stress analysis in earth dams," - ASCE , Vol. 92, No. EM2, pp. 197-212, Abril, 1966.

Covarrubias, S. W., 1969, "Cracking of earth and rockfill dams (A theoretical - investigation by means of the finite element method)", Harvard Soil Mechanics Series No. 82, Abril , 1969.

Kovári, K, 1972, "Design methods for underground structures", Proceedings International Symposium on Underground Openings, pp. 198-223, Lucerna, Suiza, Sept. - 1972.

Przemieniecki, J. S., 1968, Theory of Matrix Structural Analysis, Nueva York: Mc Graw-Hill.

Stagg, K. G., D.C. Zienkiewicz y I.C. Corneau, 1972, "On the application of numerical visco-plastic model to rock mechanics problems" , Proceedings International Symposium on Underground Openings, pp. 327-335., Lucerna, Suiza, Sept. 1972.

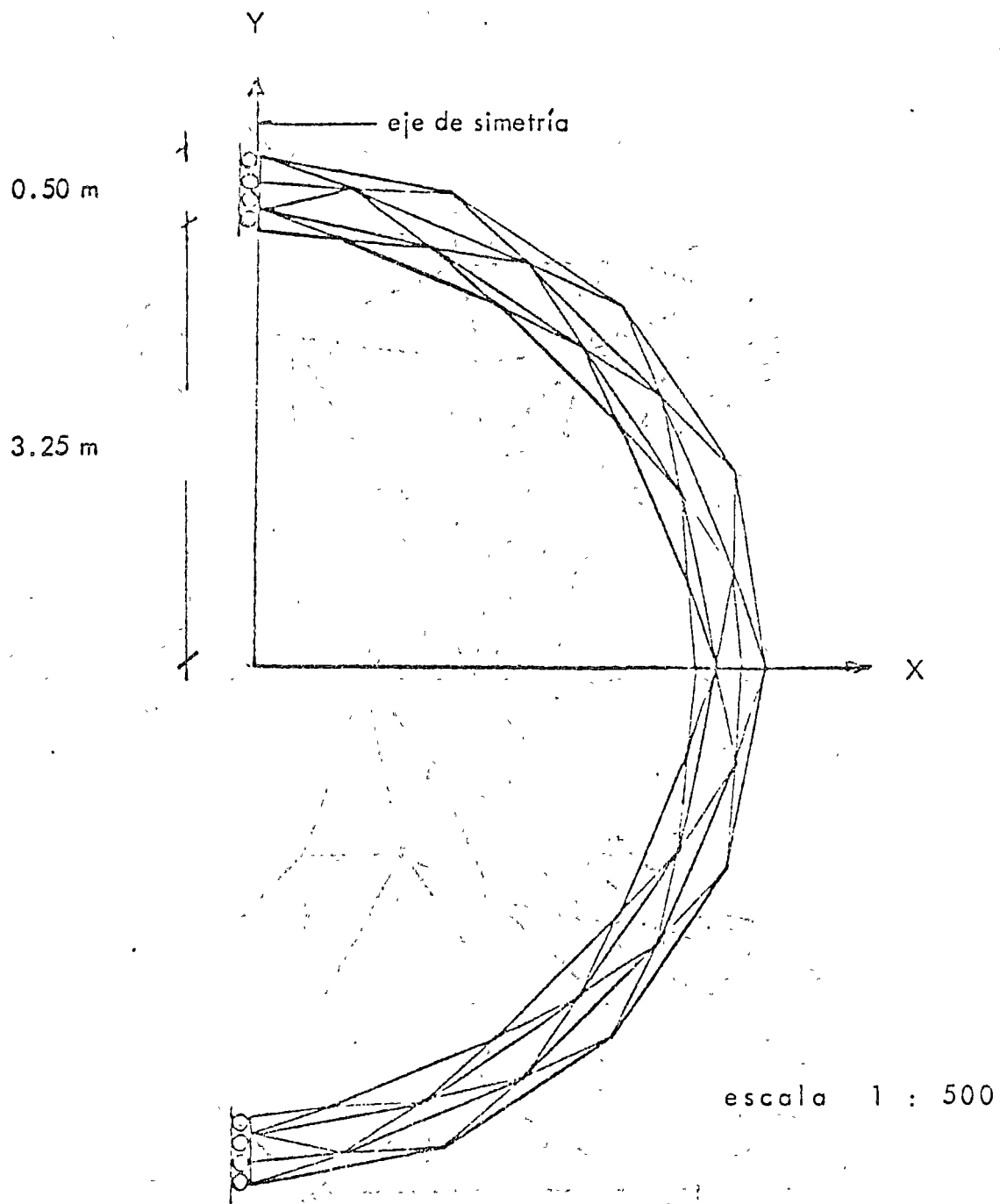
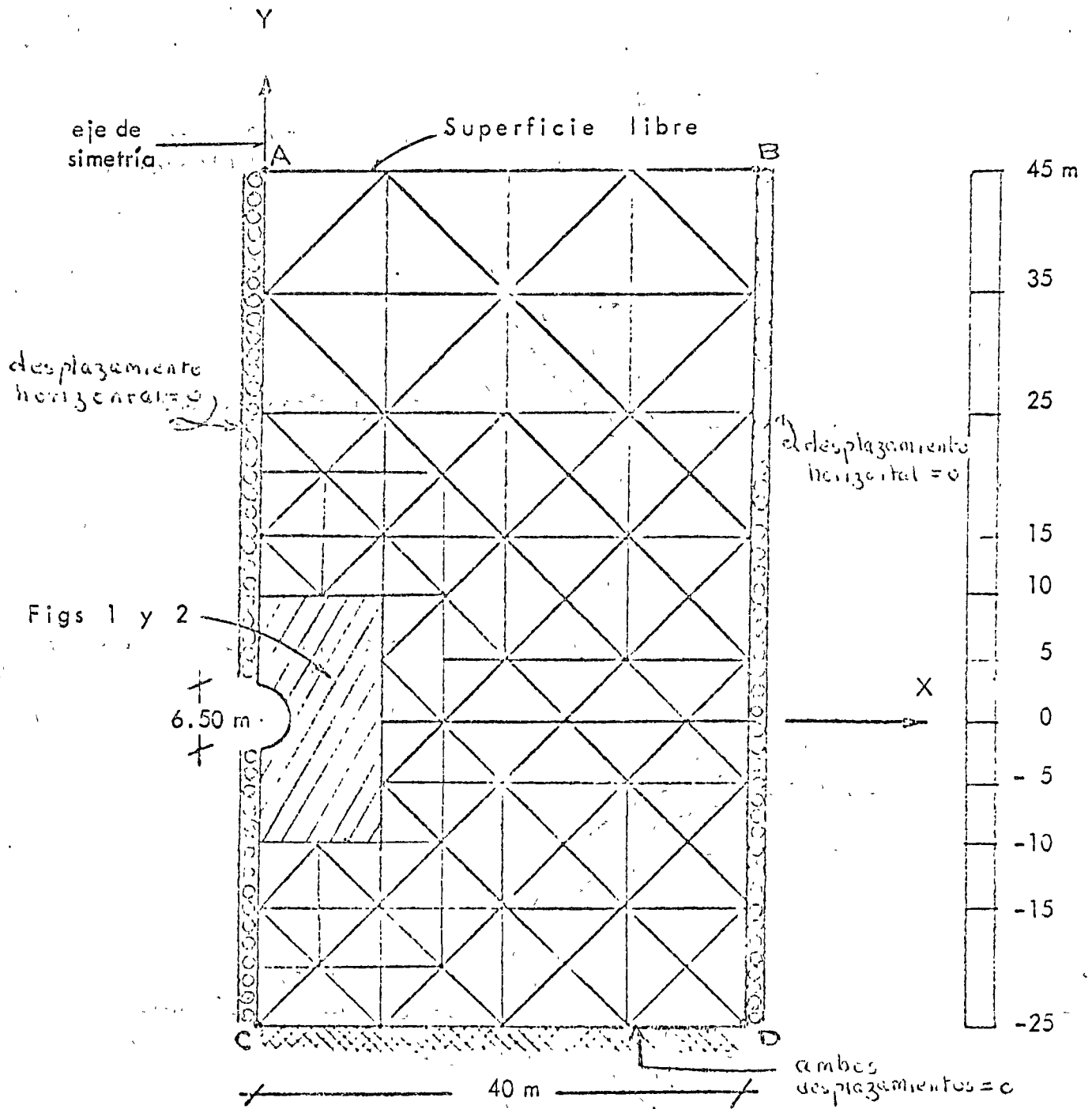


Fig. 1 Idealización del revestimiento del túnel de concreto mediante 54 elementos finitos triangulares, formando una malla de 40 nudos.



escala 1: 500

Fig. 3 Idealización de la sección ^{recubrimiento - roca} mediante 282 elementos finitos triangulares, formando una malla de 168 nudos. Se indican las condiciones de frontera.

Propiedades del Concreto

$E_c = 148\,300 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu_c = 0.35$

$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$

Propiedades de la roca

$E_r = 100\,000 \text{ Kg/cm}^2$

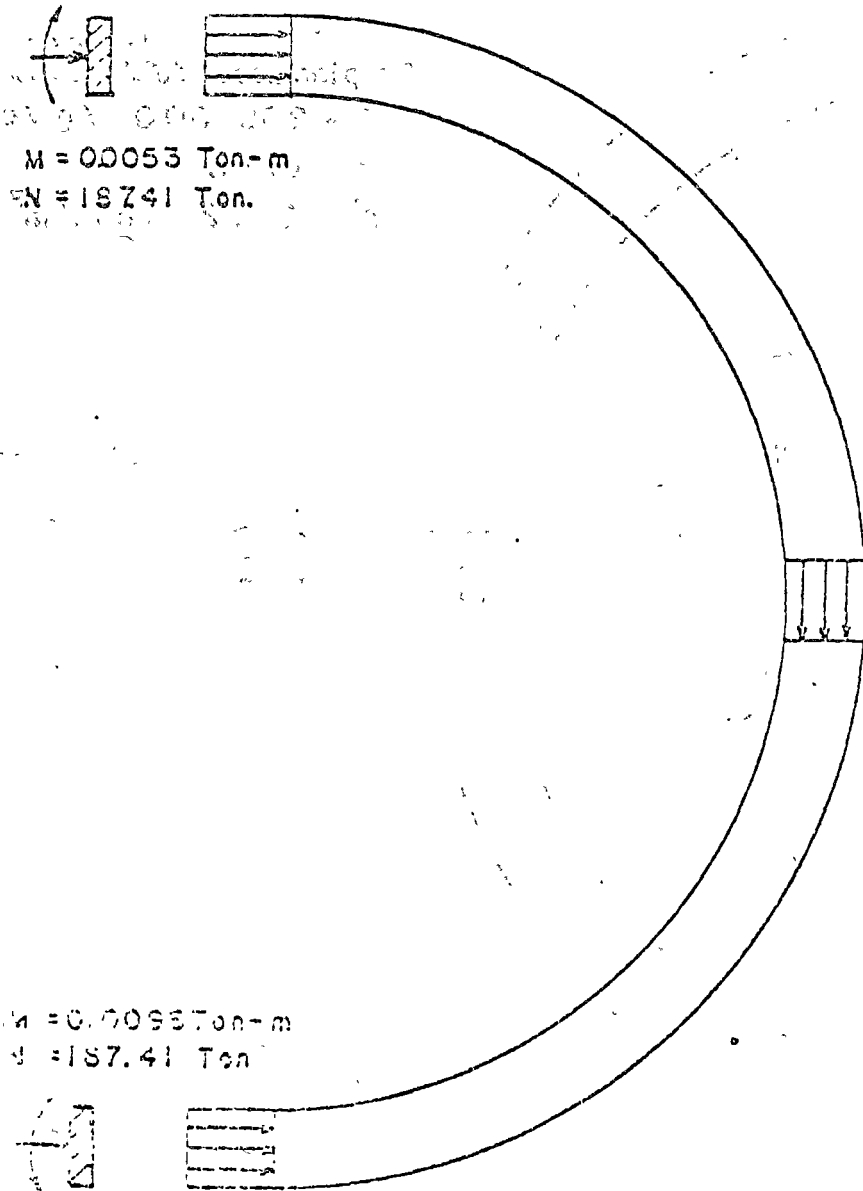
$\mu_r = 0.35$

$\gamma_r = 2.3 \text{ Ton/m}^3$

$M = 0.0053 \text{ Ton-m}$
 $N = 187.41 \text{ Ton}$

$M = 0.0032 \text{ Ton-m}$
 $N = 186.99 \text{ Ton}$

$M = 0.0096 \text{ Ton-m}$
 $N = 187.41 \text{ Ton}$

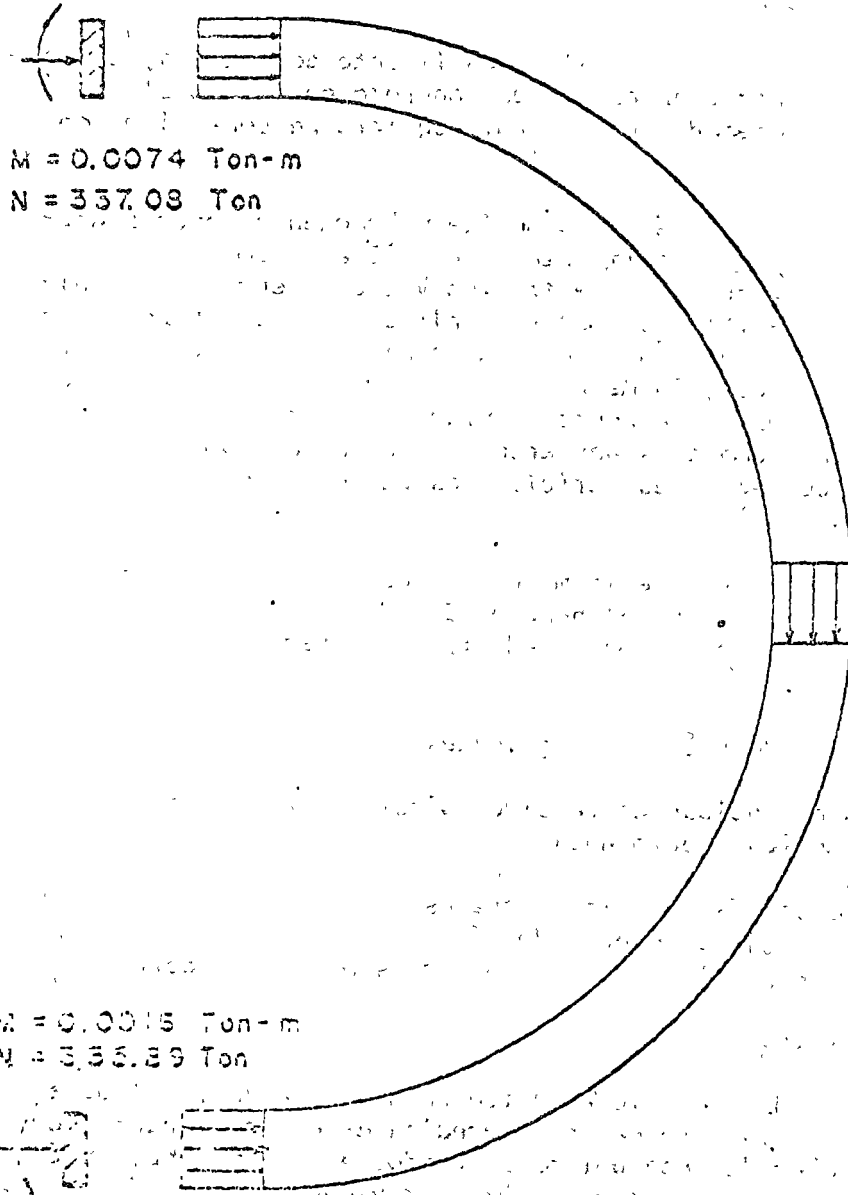


Requisitos de diseño del túnel

El túnel debe satisfacer los requisitos de diseño en el caso de la combinación de las tres condiciones de carga.

Propiedades del Concreto
 $E_c = 173\,200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\mu_c = 0.18$
 $\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$

Propiedades de la roca
 $E = 67\,000 \text{ Kg/cm}^2$
 $\mu = 0.35$
 $\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$



$M = 0.0074 \text{ Ton-m}$
 $N = 337.08 \text{ Ton}$

$M = 0.0060 \text{ Ton-m}$
 $N = 336.33 \text{ Ton}$

$M = 0.0015 \text{ Ton-m}$
 $N = 335.89 \text{ Ton}$

recomienda al túnel

documentos mecánicos en el ~~túnel~~ debido a la combinación de las tres condiciones de carga

mientos por variaciones en contaminación y humedad de los agregados, así como controlando las características de los mismos. Este laboratorio deberá contar con el equipo necesario para determinar las características del concreto en estado fresco tales como revenimiento, contenido de aire, peso volumétrico, tiempos de fraguado, y con el equipo para la obtención de especímenes para la determinación de la resistencia a compresión del concreto y para hacer las modificaciones que requiera el proporcionamiento.

Dosificación.- La dosificación de los ingredientes, debe hacerse en peso, a excepción de algunos aditivos que deben dosificarse en volumen. Es recomendable, con objeto de evitar segregación en el agregado grueso, que éste se dosifique en fracciones de diferentes tamaños. Las tolerancias en los pesos son las siguientes: Cemento 1%, Agua 1%, Agregados 2%, Aditivos 3%.

Mezclado.- Este aspecto es de gran importancia, en el concreto empleado en revestimiento de túneles, pues debido especialmente a los sistemas empleados en el transporte y colocación, la mezcla deberá ser uniforme y cohesiva con objeto de evitar segregación y pérdidas de trabajabilidad. En muchas ocasiones es necesario un remezclado en el sitio de la colocación.

3.- Transporte del concreto al sitio de colocación.

Existe un gran número de sistemas para el transporte del concreto desde el sitio de su elaboración hasta el sitio de su colocación; la elección de cualquiera de ellos, depende de los siguientes factores:

a) Distancias de acarreo

- 1.- En superficie
- 2.- Dentro del túnel
- 3.- Vertical por lumbreras o pozos.

b) Dimensiones del túnel

c) Volúmen por transportar

Los sistemas de transporte más empleados son los siguientes:

a) Bogues. Este es uno de los sistemas de menos capacidad de transporte; se emplea en túneles pequeños y en distancias cortas, cuando el acceso al sitio de colocación se encuentra al mismo nivel que el sitio donde se elabora el concreto. En ocasiones, cuando el concreto es introducido al túnel por lumbreras o pozos, estos bogues se emplean para el transporte dentro del túnel de la zona de recepción al sitio de colocación. Los bogues pueden ser manuales o motorizados.

b) Camiones de Volteo. Este método es empleado en los túneles de sección grande que permiten el acceso y las maniobras de vehículos motorizados, y en los que el acceso se encuentra prácticamente al mismo nivel que la planta productora de concreto. Es un sistema poco recomendable, debido a que por los altos revenimientos del concreto que se emplean, se propicia la segregación y el sangrado del

nada esta operación, se cierran las puertas y se lavan los derrames - producidos, en seguida se vuelve a repetir el ciclo. En la estación se descarga cada uno de los carros se vacía independientemente de los demás a una tolva de donde pasará a una banda transportadora que conduce el concreto a la tolva del cañón o bomba en su caso.

El sistema de carros agitadores permite mover grandes volúmenes, y permite remezclar el concreto, con lo cual se evita la segregación. Se usa básicamente para movimientos horizontales del concreto dentro del túnel.

- f) Bandas transportadoras. Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto, se emplea principalmente como sistema complementario, para transportar el concreto del sitio - de descarga de camiones, bogues o carros agitadores a la - tolva de la bomba o sistema de colocación. Se emplea además para mover el concreto de la planta de elaboración a las unidades de transporte. Se emplea generalmente en distancias : ativamente cortas (hasta 30 o 50 m) y permite transportar el concreto horizontalmente o hacia arriba con un ángulo de 20° (aprox.).
- g) Bombas. Es el método más empleado en túneles para transportar y colocar el concreto. Las bombas permiten mover volúmenes hasta de 80 m³/hr, a distancias hasta de 600 m horizontales y hasta 150 m verticales (hacia arriba). El empleo de bombas para el transporte de concreto para revestimiento de túneles, presenta algunas dificultades, pues por lo general el concreto se bombea desde la superficie hacia el túnel - que está en la parte inferior, (es un bombeo hacia abajo) . El bombeo hacia abajo presenta mayor dificultad que el bombeo hacia arriba, pues el concreto, al caer por el tubo, - forma vacíos que bloquean la tubería y en algunas ocasiones sumados a la presión del bombeo, producen la destrucción repentina de la tubería. Con objeto de evitar este tipo de -- problemas, es aconsejable instalar una válvula en la mitad de la curva más alta y, en muchos casos, es necesario además, hacer pequeñas perforaciones a lo largo de la tubería vertical, para facilitar el escape del aire. Cuando se emplea el bombeo como medio de transporte del concreto en este tipo de obras, por lo general se realiza en tres direcciones; primero una distancia pequeña horizontal en superficie, después la caída vertical (hacia abajo), hasta llegar al nivel del túnel, y por último horizontalmente dentro del túnel, hasta la colocación.

El sistema de bombeo es por lo general más empleado como medio de colocación que de transporte, por lo que se tratará más en detalle al hablar de métodos de colocación.

- h) Cubos. Un sistema económico en obras pequeñas, para trans-

- El tanque se encuentra soportado por 4 resortes, con los que se toma, la energía producida por la caída del concreto.
- En el fondo del tanque, en dirección axial con la tubería, se dispone de una "aguja" metálica para romper el chorro y ayudar a que se produzca la "ebullición" del concreto.

4.- Colocación del Concreto.

La selección del método de colocación para el revestimiento de túneles, depende principalmente del avance de la excavación, problemas de la estabilidad de la excavación, volúmenes por colar, uso que vaya a tener el túnel y de la sección del mismo.

Existen 3 sistemas de colocación de concreto para el revestimiento de túneles:

- a) Sistema Convencional, Colado contra Formas.
- b) Sistema Bernold.
- c) Concreto Lanzado.

ALGUNOS JUICIOS COMPARATIVOS SOBRE EL DISEÑO DE MEZCLAS Y LA COLOCACION DEL CONCRETO POR DESPLAZAMIENTO CONTINUO (BOMBA) Y POR LANZAMIENTO INTERMITENTE (CAÑON)

ASPECTOS

JUICIOS COMPARATIVOS

BOMBA

CAÑON

- | | | |
|--|--|--|
| 1. Granulometría de la arena | (1) Es deseable bien graduada, con cierto contenido mínimo de finos ($\leq \# 100$) | Debe cumplir requisitos usuales para concreto |
| 2. Proporción de arena en las mezclas | (2) Requiere incrementarse en cierta medida | No se requiere incrementar por este concepto. |
| 3. Forma de los granos de arena | Es deseable redondeada. Las angulosas ocasionan muchos problemas. | Es deseable redondeada. Las angulosas ocasionan menos problemas que con bomba. |
| 4. Granulometría de la grava | Conviene limitar la proporción de los fragmentos más grandes. | La norma para obtener buena manejabilidad. |
| 5. Tamaño máximo de la grava | Se limita de acuerdo con el diámetro de la tubería | Se limita de acuerdo con el diámetro de la tubería. |
| 6. Forma de las partículas de grava | Igual que en el caso de la arena. | Igual que en el caso de la arena. |
| 7. Contenido unitario de cemento en la mezcla | (3) Requiere un mínimo, del orden de 300 kg/m ³ , si los agregados tienen buenas características. | Admite, comparativamente, menor contenido unitario de cemento. |
| 8. Revenimiento de trabajo | (4) Normalmente, se recomienda promedio de 12 cm., aprox. | Admite, comparativamente, menor revenimiento. Tal vez 10 cm. en promedio. |
| 9. Uso de aditivo inclusor de aire | Conviene limitarlo para obtener contenidos de aire algo menores de lo usual. | Se limita de acuerdo con los requisitos normales. |
| 10. Riesgo de segregación durante la colocación | Se reduce mediante prácticas adecuadas. | Si la descarga se hace a tubo libre, el riesgo es muy grande. Se reduce descargando con el tubo ahogado. |
| 11. Efecto que ocasiona una segregación previa a la colocación | (5) Interrupciones por formación de "tapones" en la tubería | Aumenta el riesgo de segregación durante la colocación. |

- 5.- El sistema de bombeo de concreto, requiere el uso de aire comprimido para el "cañoneo" de la clave de revestimientos circulares.
- 6.- Las bombas poseen normalmente un sistema de remezclado que permiten restituir algo de la homogeneidad perdida eventualmente durante el transporte y manejo del concreto fresco.

Para elegir la capacidad y número de bombas o cañones que se requiere para un trabajo determinado, es conveniente tomar en cuenta los siguientes factores: Avance diario promedio, volumen de concreto, promedio diario, horas efectivas de trabajo diario. Con estos datos es posible calcular la capacidad de bombeo horario promedio.

Colocación de concreto por medio de bandas transportadoras.

Como se dijo anteriormente, este es un sistema que permite mover grandes volúmenes de concreto. Se emplea principalmente para distancias cortas. El uso de este tipo de equipo se ha generalizado en la construcción, debido al poco espacio que requiere y a su versatilidad.

En el revestimiento de túneles, cuando éste se lleva a cabo por secciones, se obtienen mejores resultados al colar la cubeta empleando estas bandas que cuando se emplean bombas, pues al operar con las bandas, se logra una mejor distribución del concreto, con lo que se evita la necesidad de traspaleo y se disminuye la segregación, además de que es posible usar revestimientos más bajos que permiten un mejor acomodo del concreto con el empleo de cerchas. Para este tipo de trabajo, es conveniente el empleo de bandas con desplazamientos laterales en los extremos, dotadas de tolvas con trompas de elefante, que permitan depositar el concreto a poca distancia del sitio de la colocación.

Existen tres tipos de bandas transportadoras:

- 1.- Transportador Portátil: Para distancias cortas y volúmenes pequeños, generalmente montadas sobre un trailer que lleva fácilmente la armadura donde se colocan los transportadores de banda. Este tipo generalmente no se emplea para el revestimiento de túneles.
- 2.- Tipo Alimentador: Generalmente horizontal, aunque puede tener pequeñas pendientes. Su uso principal es como complemento del equipo de transportación. Tienen capacidades del orden de 100- m^3/hr .
- 3.- Banda de Descarga Lateral: Semejante al alimentador, pero equipado con un dispositivo que permite hacer la descarga hacia los lados y también moverse tanto para atrás como para adelante para poder distribuir mejor el concreto. Debido a estas cualidades es el equipo adecuado para la colocación de concreto en la cubeta de túneles. Los tres tipos de bandas, se pueden usar en serie para lograr distancias mayores.

continuo de las cimbras sin suspender el colado.

Colado continuo.- Este tipo de colado, se realiza empleando bombas o cañones, debido a los grandes volúmenes que por lo general se requiere. Para la operación continua de revestimiento es conveniente contar con una plataforma de colado cuyas funciones fundamentales son las siguientes:

- a) Eliminar los movimientos no coordinados de diferentes equipos.
- b) Eliminar el congestionamiento del equipo en el frente de colado.
- c) Eliminar la necesidad de transportar individualmente diferentes piezas del equipo.
- d) Proporcionar un mejor control de las operaciones en el frente.
- e) Proveer un centro de servicio para el mantenimiento del frente, eliminando la pérdida de continuidad durante la operación de colado.
- f) Integrar la torre de arrastre con las bombas y el equipo de mantenimiento.
- g) Proveer la estructura de soporte de las tuberías.
- h) Actuar como estación de almacenamiento con doble vía para los trenes de concreto, permitiendo la carga continua a las bombas.
- i) Actuar como base móvil para los servicios eléctricos requeridos, así como para los servicios neumáticos tales como compresoras, mangueras, etc.

tante, puede simplificarse la plataforma de colado. Es un procedimiento que requiere menor inversión que en el caso el colado continuo, el ritmo de colado es más lento.

Los procedimientos de colado de sección completa se emplean principalmente en obras en las que se ha terminado previamente la etapa de excavación y no es necesario el paso de vehículos a través de la zona de colado.

Colado en Etapas.- Este procedimiento de colado se realiza colando el revestimiento en secciones o etapas; el tipo de seccionamiento más empleado es el de dividir el revestimiento en una zona inferior o cubeta, dos muros o guarniciones y una clave o corona; se puede variar el orden en el que efectúan los trabajos. Cuando se realiza primero el colado de la parte inferior o cubeta, para la cual por lo general no es necesario el empleo de cimbras, el equipo más recomendado es el de las bandas transportadoras, que permite usar concretos con revenimientos inferiores al empleado en las bombas y además lograr mejor distribución del concreto disminuyendo la segregación. En los casos en los que la cubeta se cuele después de los muros y la corona, lo que no es muy recomendable, y no es necesario el empleo de cimbras, sigue siendo recomendable el uso de bandas; sin embargo, debido a que por lo general ya se encuentra en el túnel el equipo de bombeo este colado se realiza con bomba sin ser lo más adecuado. Para el colado de los muros y la clave, es conveniente emplear bombas o cañones.

Este procedimiento de colado en secciones, se usa principalmente en aquellas obras en las cuales el colado va a pocos metros del frente, o cuando es necesario ir revistiendo conforme se va avanzando en la excavación.

METODO BERNOLD

Este método se emplea únicamente en aquellos casos en los que, debido a la inestabilidad del terreno, es necesario el empleo

material. Generalmente se emplea una mezcla relativamente seca con aditivos acelerantes de gran rapidez, gracias a lo cual el material es capaz de sostenerse por sí mismo sin desprenderse o deslizarse, aún en aplicaciones verticales o hacia arriba.

Para la colocación de este tipo de concreto, existen dos métodos. El proceso más empleado, el de la mezcla seca, donde una mezcla de cemento y agregado (fino y grueso) con poca humedad, se transporta por una tubería o manguera hasta una boquilla de salida, donde se añade el resto del agua. El segundo método es aquel en que se mezclan todos los ingredientes, incluyendo el agua, antes que entren en la tubería y mangueras; este método se conoce como proceso húmedo.

Proceso de mezcla seca.

El proceso consiste en los siguientes pasos:

1. El cemento y los agregados húmedos se mezclan en una mezcladora o en un gusano.
2. La mezcla cemento-agregados se introduce en un alimentador mecánico especial.
3. La mezcla pasa a la manguera alimentadora por una rueda de alimentación o distribuidor.
4. El material es transportado por aire comprimido a través de la manguera a una boquilla especial. La boquilla tiene fijo en el interior un tubo múltiple perforado por el que el agua se introduce bajo presión y se mezcla íntimamente con los otros ingredientes.
5. Los materiales ya mezclados con el agua, son lanzados por la boquilla a alta velocidad sobre la superficie que está tratando.



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



T U N E L E S

ING. GUILLEPMO GUERRERO

CAPITULO I

LINEAMIENTOS GENERALES PARA CALCULO DE
TUNELES

- 2.1.3 Sistema formado por: a) una presión vertical uniforme en la clave y en la base del revestimiento de magnitud $\omega v = \gamma^s B/3f$ y - una presión horizontal uniforme a ambos lados del revestimiento - de magnitud:

$$\omega h = \frac{0.26 \omega p R^3 + 0.17 \omega v R^3 + \frac{0.13 K R^5}{R} - 0.13 K R^4}{2.70 \frac{E_r}{E_r} + 0.17 R^3}$$

$$B = D \left[1 + 2 \tan (45^\circ - \phi/2) \right]$$

γ^s = Peso volumétrico del material comprendido en una distancia igual a $B/3f$ sobre la clave de la excavación. Si el nivel freático está sobre la clave de la excavación, se tomará el peso volumétrico sumergido; en caso contrario, el peso volumétrico saturado.

La deducción de la expresión de ωh véase en el apéndice A.

Los valores de los parámetros f , γ^s , y ϕ se especifican por separado para cada formación cortada por los túneles.

2.2 Solicitaciones Longitudinales

- 2.2.1 Flexión por ondas sísmicas de cortante suponiendo que inducen en el túnel una curvatura máxima $(1/K)_{\max} = 0.4 g/V_s^2$, en que g es la aceleración de la gravedad y V_s es la velocidad de propagación de ondas de corte en el subsuelo, que se especifica por separado para cada tramo del túnel. En la transición entre un tipo de subsuelo y otro, el refuerzo longitudinal del tramo más crítico se prolongará en una longitud no menor que $5D$ dentro de la zona menos crítica.

3.1 Criterios de Diseño

- 3.1.1 El revestimiento final del túnel se diseñará plásticamente utilizando las especificaciones del Reglamento de Construcciones del D. F. en su capítulo relativo a diseño plástico.
- 3.1.2 Los momentos flexionantes y fuerzas normales para los distintos efectos, se calcularán empleando las expresiones del apéndice A.
- 3.1.3 Para fines de diseño, se utilizará la curva de interacción anexa.

- 2.1.3 Sistema formado por: a) una presión vertical uniforme en la clave y en la base del revestimiento de magnitud $\omega v = \gamma B/3f$ y - una presión horizontal uniforme a ambos lados del revestimiento - de magnitud:

$$\omega h = \frac{0.26 \omega p R^3 + 0.17 \omega v R^3 + \frac{0.13 K R^5}{R} - 0.13 K R^4}{2.70 \frac{EI}{E_r} + 0.17 R^3}$$

$$B = D \left[1 + 2 \tan (45^\circ - \phi/2) \right]$$

γ = Peso volumétrico del material comprendido en una distancia igual a $B/3f$ sobre la clave de la excavación. Si el nivel freático está sobre la clave de la excavación, se tomará el peso volumétrico sumergido; en caso contrario, el peso volumétrico saturado.

La deducción de la expresión de ωh véase en el apéndice A.

Los valores de los parámetros f , γ , y ϕ se especifican por separado para cada formación cortada por los túneles.

2.2 Solicitaciones Longitudinales

- 2.2.1 Flexión por ondas sísmicas de cortante suponiendo que inducen en el túnel una curvatura máxima $(1/K)_{\max} = 0.4 g/V_s^2$, en que g es la aceleración de la gravedad y V_s es la velocidad de propagación de ondas de corte en el subsuelo, que se especifica por separado para cada tramo del túnel. En la transición entre un tipo de subsuelo y otro, el refuerzo longitudinal del tramo más crítico se prolongará en una longitud no menor que $5D$ dentro de la zona menos crítica.

3.1 Criterios de Diseño

- 3.1.1 El revestimiento final del túnel se diseñará plásticamente utilizando las especificaciones del Reglamento de Construcciones del D. F. en su capítulo relativo a diseño plástico.
- 3.1.2 Los momentos flexionantes y fuerzas normales para los distintos efectos, se calcularán empleando las expresiones del apéndice A.
- 3.1.3 Para fines de diseño, se utilizará la curva de interacción anexa.

$$\Sigma p. \text{agua int.} = \frac{0.13 K R_i^5}{EI}$$

$$\Sigma w_v = \frac{0.17 w_v R^4}{EI}$$

$$\Sigma p. \text{agua ext.} = \frac{-0.13 K R^5}{EI}$$

$$\Sigma w_h = \frac{-0.17 w_h R^4}{EI}$$

En donde:

- K = Peso volumétrico del agua
- R = Radio al paño de la excavación
- R_i = Radio al paño interior del revestimiento
- E = Módulo de elasticidad del concreto
- I = Momento de inercia de la sección

Entonces

$$\Sigma_0 = \frac{0.26 w_{pp} R^4}{EI} + \frac{0.13 K R_i^5}{EI} + \frac{0.17 w_v R^4}{EI} - \frac{0.13 K R^5}{EI} - \frac{0.17 w_h R^4}{EI} \quad (2)$$

- b) Expresar w_h en función del módulo de elasticidad de roca E_r y del desplazamiento Σ_0 como sigue:

$$2 w_h R = \frac{\Sigma_0 E_r}{1.35}$$

$$\Sigma_0 = \frac{2.70 w_h R}{E_r} \quad \text{--- (3)}$$

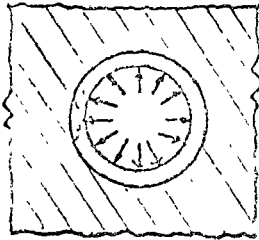
Igualando (2) y (3) se obtiene la siguiente expresión de w_h .

$$w_h = \frac{0.26 w_{pp} R^3 + 0.17 w_v R^3 + \frac{0.13 K R_i^5}{R} - 0.13 K R^4}{2.70 \frac{EI}{E_r} + 0.17 R^3}$$

Las expresiones de momentos flexionantes y fuerzas normales para los distintos efectos y calculadas con la combinación de las fórmulas indicadas en el libro de R. Roark son las siguientes:

Además de las normales indicadas anteriormente, debemos tomar en cuenta las que se presentan debido a la presión hidrostática interior y exterior.

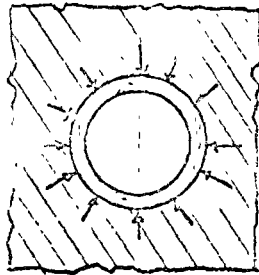
f) PRESION HIDROSTATICA INTERIOR



$$T = P_i R_i$$

P_i = Presión hidrostática interior

g) PRESION HIDROSTATICA EXTERIOR



$$T = - P_e R$$

P_e = Presión hidrostática exterior

Dr. Daniel Reséndiz

Enero, 1972.

Párametros de diseño

Los valores de K peso volumétrico del suelo o roca, Er módulo de elasticidad de la roca o suelo, y f factor de resistencia de la roca o suelo, se establecieron para cada formación en base a los siguientes factores:

1. Experiencia en otros sitios, publicada en artículos especializados.
2. Experiencia local propia en el túnel, de diseños preliminares.
3. Mediciones directas mediante pruebas en laboratorio de resistencia y pruebas in situ como pruebas de placa, pruebas geosísmicas de refracción e instrumentación.
4. Información sobre el comportamiento del material durante el proceso de excavación.
5. Información geológica recopilada de recorridos por el interior del túnel y por la superficie, así como análisis petrográficos.

Los valores asignados a cada uno de los parámetros señalados, variaron en la siguiente forma:

K = peso volumétrico natural. Desde 2.3 ton/m³ en las rocas sólidas hasta 1.4 en suelos arcillosos. Estos valores se determinaron fundamentalmente por pruebas de laboratorio.

APENDICE C

INSTRUMENTACION

Programa y objetivos

El programa de instrumentación y ensayos in situ en los túneles del Emisor Central y de los interceptores, tuvo como objetivo recabar la información que permitiera calibrar los procedimientos adoptados en el diseño del soporte temporal y definitivo.

Los sitios escogidos para las estaciones de instrumentación y pruebas de carga, fueron representativos de unidades litológicas que aparecían en grandes extensiones del túnel. Las pruebas de geosísmica aportaron información de casi todas las formaciones litológicas que atravesó la obra.

Mediante las estaciones de instrumentación se registró la evolución de las cargas y desplazamientos inducidos por la excavación. Los ensayos de carga y las pruebas de geosísmica se realizaron con la finalidad de obtener los parámetros de deformabilidad del terreno.

Como ejemplos se anexan una prueba de placa y de una estación de instrumentación.

DECIMOSEGUNDA PRUEBA DE PLACA EN LOS INTERCERROS
Y EN EL EMISOR CENTRAL DEL D. F.

La decimosegunda prueba de placa para la determinación de la deformabilidad de la roca in situ se llevó a cabo el pasado mes de agosto a 60 m aguas abajo de la Lumbreza 17 del Emisor Central en el material clasificado como andesita basáltica.

Por medio de placas rígidas de un tercio de metro cuadrado de área se aplicaron cargas a las paredes laterales del túnel en cinco ciclos de carga con una velocidad de aplicación tanto de carga como de descarga de 2.5 kg/cm2 por minuto.

Para el cálculo de los módulos de deformabilidad se emplearon las siguientes fórmulas:

$$E = \frac{\pi R (1-\nu^2)}{2 \Delta \delta} \Delta V, \text{ cuando } r \leq R \quad \text{y}$$

$$E = \frac{R (1-\nu^2)}{\Delta \delta} \operatorname{sen}^{-1} \frac{R}{r} \Delta V \text{ cuando } r > R$$

Donde:

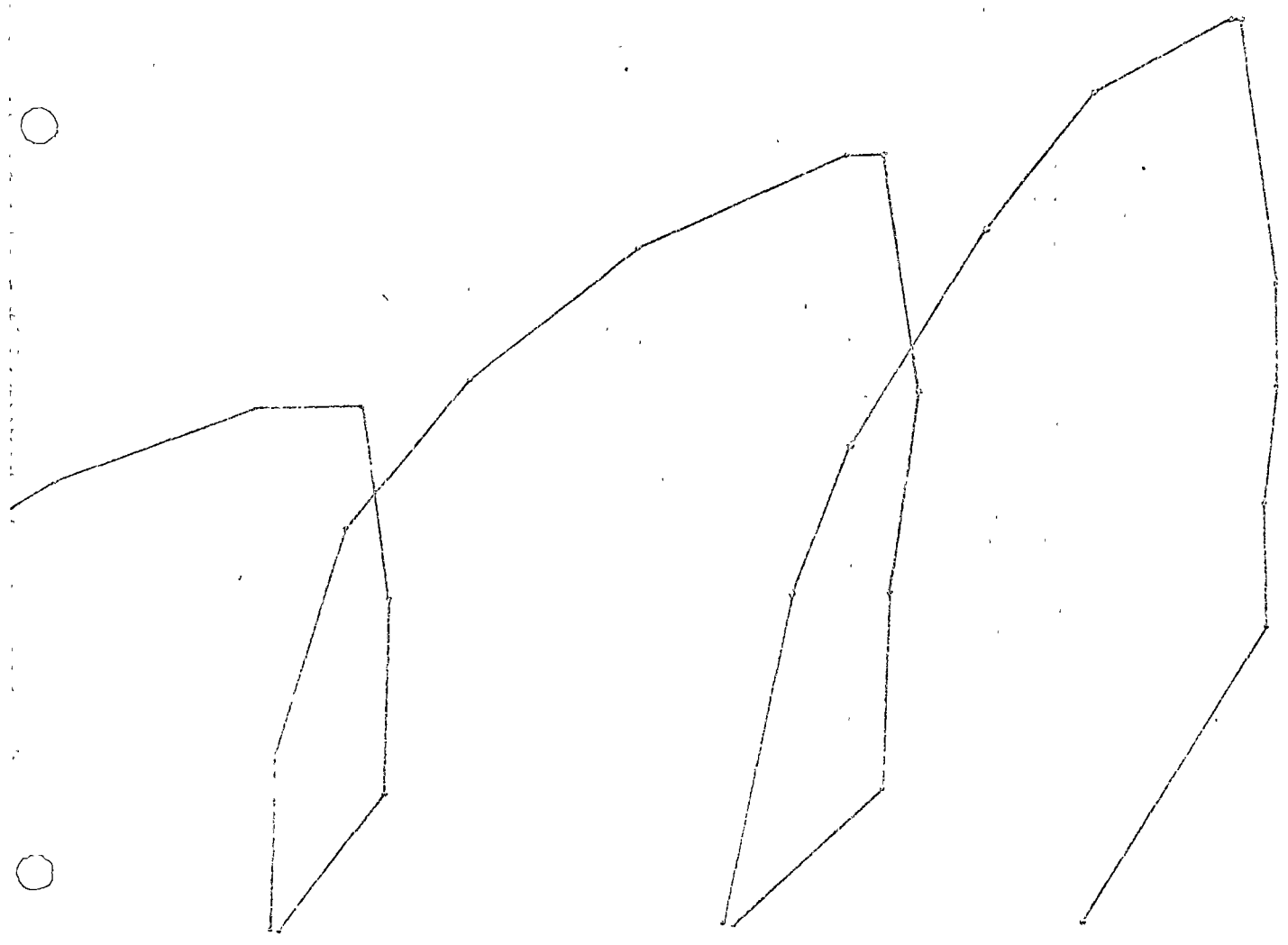
- E, módulo de deformabilidad
- ν , relación de Poisson (se utilizó $\nu = 0.25$)
- R, radio de la placa
- ΔV , esfuerzo medio aplicado
- $\Delta \delta$, desplazamiento vertical a una distancia r del centro de la placa.

MODULOS DE DEFORMABILIDAD OBTENIDOS

| Sitio | Intervalo de esfuerzos considerado | (mm) | (kg/cm2) | E (kg/cm2) |
|----------------|------------------------------------|--------|------------|--------------|
| Pared Oriente | Tangente inicial | 4.7 | 64.0 | 6,700 |
| " | En ciclos de carga y descarga | 0.4 | 42.0 | 51,800 |
| Pared Poniente | Tangente inicial | 0.96 | 66.0 | 34,000 |
| " | En ciclos de carga y descarga. | 0.36 | 70.0 | 96,000 |

OBSERVACIONES

El material de la Pared Oriente resultó muy deformable. Puede considerarse una capa superficial de alrededor de un metro de espesor donde el módulo de elasticidad sería de 6700 a 34000 kg/cm2. El material fuera de la zona afectada por la excavación tiene un módulo cercano a 100000 kg/cm2.



0.35

0.40

0.45

0.50

0.55

0.60

0.65

0.70

tieron detectar los desplazamientos durante el paso del frente de excavación a través de la estación instrumentada.

- b) Tres extensómetros longitudinales de 15 m de longitud, con dispositivos mecánicos de medición, instalados desde el interior del túnel, para la medición de los desplazamientos de 5 puntos respecto a uno fijo. Uno se instaló desde la clave en posición vertical y los otros dos en posición inclinada, desde las paredes laterales, formando un ángulo de 30° con la horizontal.
- c) Seis puntos fijos para medir las variaciones de la geometría de la sección instrumentada.

RESULTADO DE LAS MEDICIONES

- a) Extensómetro mecánico de 101.5 m de longitud.

En la fig 3 se presenta en seis etapas los desplazamientos observados del 8 de mayo, cuando el frente se encontraba a 60 m del instrumento de medición, al 9 de julio, cuando el frente, después de pasar a través de la sección instrumentada, se encontraba a 65 m de distancia. A partir del 9 de julio hay un evidente movimiento de los puntos de referencia debido probablemente al paso de una escarpa motorizada que efectuaba trabajos de nivelación en el terreno cercano a estos puntos.

Las gráficas de las figs 4 y 5 muestran los desplazamientos registrados del 8 de mayo al 10 de octubre de 1972.

- b) Extensómetros longitudinales interiores

En las figs 6, 7 y 8 se muestra la variación con el tiempo de los desplazamientos observados en los puntos sensibles de los extensómetros interiores. Se observa un período de lecturas muy variables seguido de una estabilización, durante el mes de junio en el extensómetro del lado Oriente, a fines de junio en el de la clave y a principios de agosto en el del lado Poniente.

En la fig 9 se presentan los desplazamientos del extensómetro de la clave en tres etapas comprendidas dentro del período de estabilización tomando como referencia el punto situado a 15 m de superficie interior del túnel. Se observa variación solamente en el punto situado a un metro de la excavación.

En la fig 10 se presentan los desplazamientos registrados después de la estabilización y la delimitación aproximada de la zona de relajación. Si el material relajado tiene un espesor de 4 m por encima de la clave, la fórmula de Protodyakonov (ref. 1).

zona se puede considerar un valor mínimo de F de 0.67.

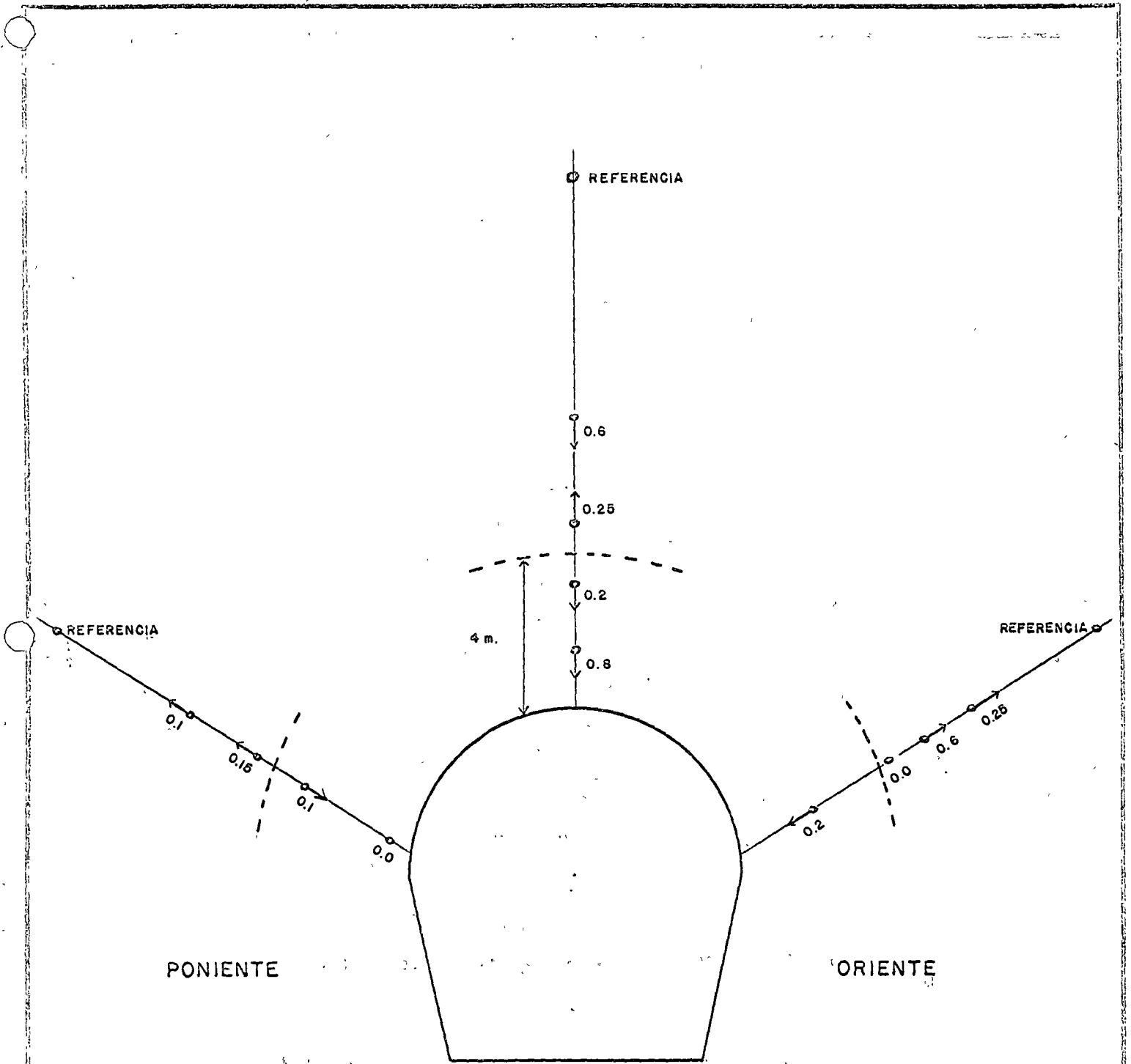
- b) La variación de las distancias entre los puntos fijos en la superficie interna del túnel es compatible con los desplazamientos medidos con los extensómetros interiores que es en el sentido de la excavación.

- c) La estabilización de los desplazamientos se presenta cuando el -- frente de excavación se encuentra a 60 m de distancia del punto -- considerado.

REFERENCIAS

1. K. Skechy, "The art of Tunnelling", Academiai Kiadó, Budapest - (1966) p. 215.

2. K. Skechy, op. cit., p. 216.



Desplazamientos registrados con los extensómetros interiores después de la estabilización.

ESTACION DE INSTRUMENTACION

LECTURA DE DIAMETROS

LUMBRERA (6) FRENTE NUM.7

Km 0+420

6

7

ACOTAMIENTO EN m

ACORTAMIENTO

ALARGAMIENTO

2.0
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2

0
0.2
0.4
0.6

J U N I O J U L

13

15

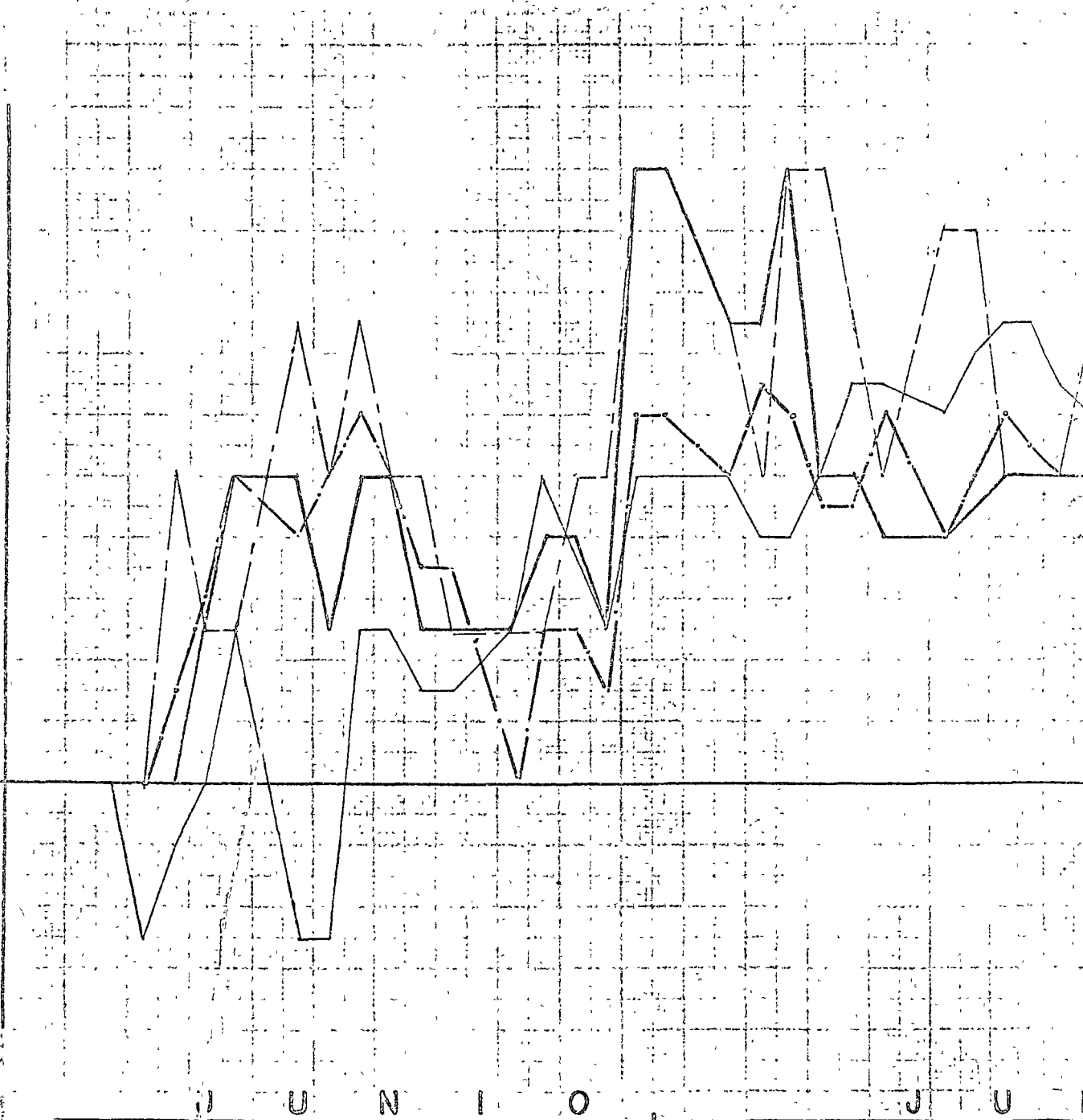
20

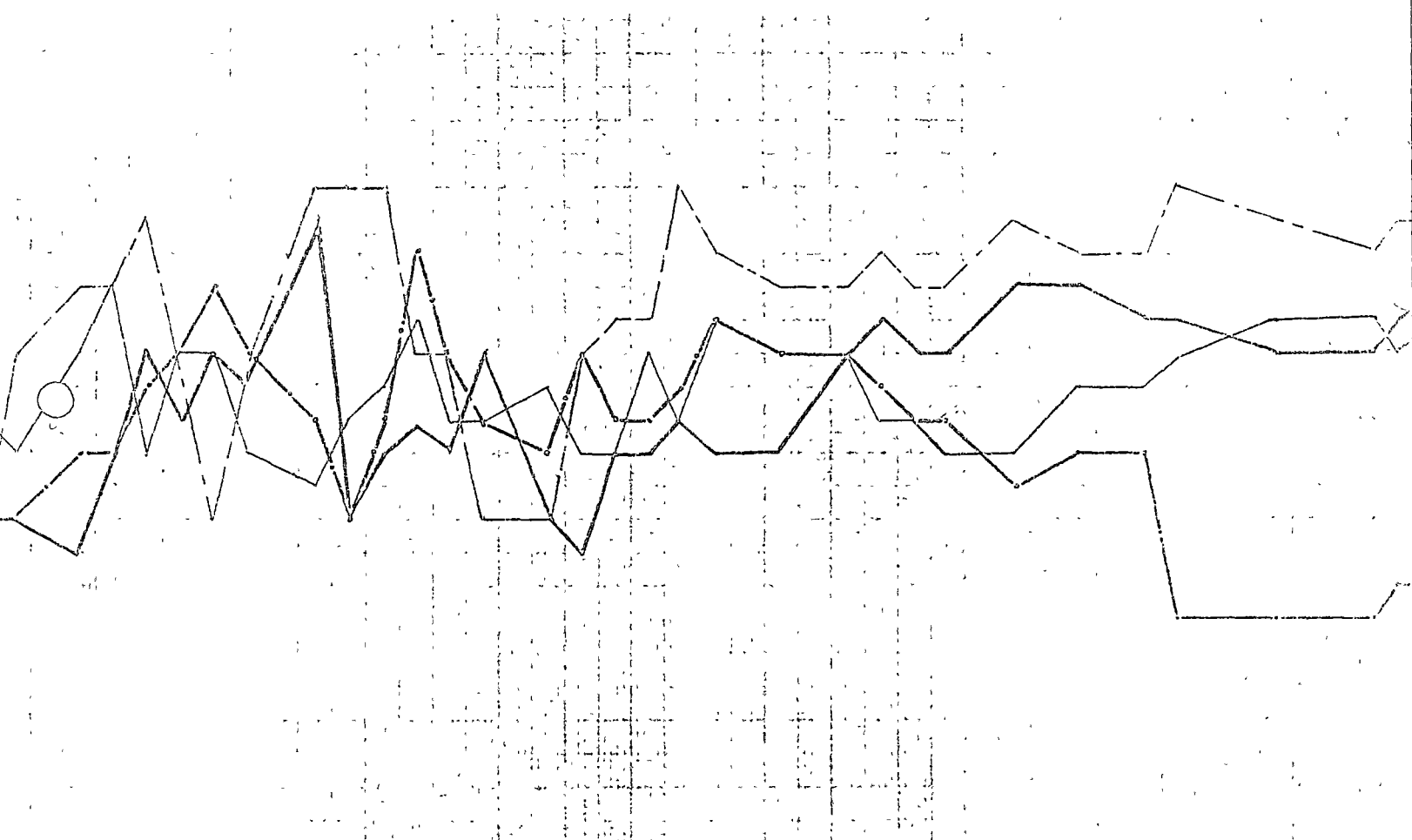
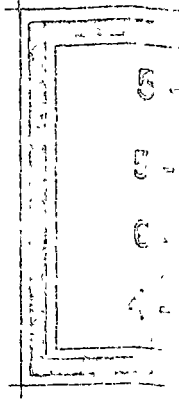
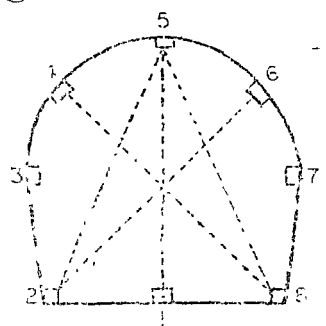
25

30

5

10





L I O A G O S T O
 15 20 25 30 5 10 15 20 25

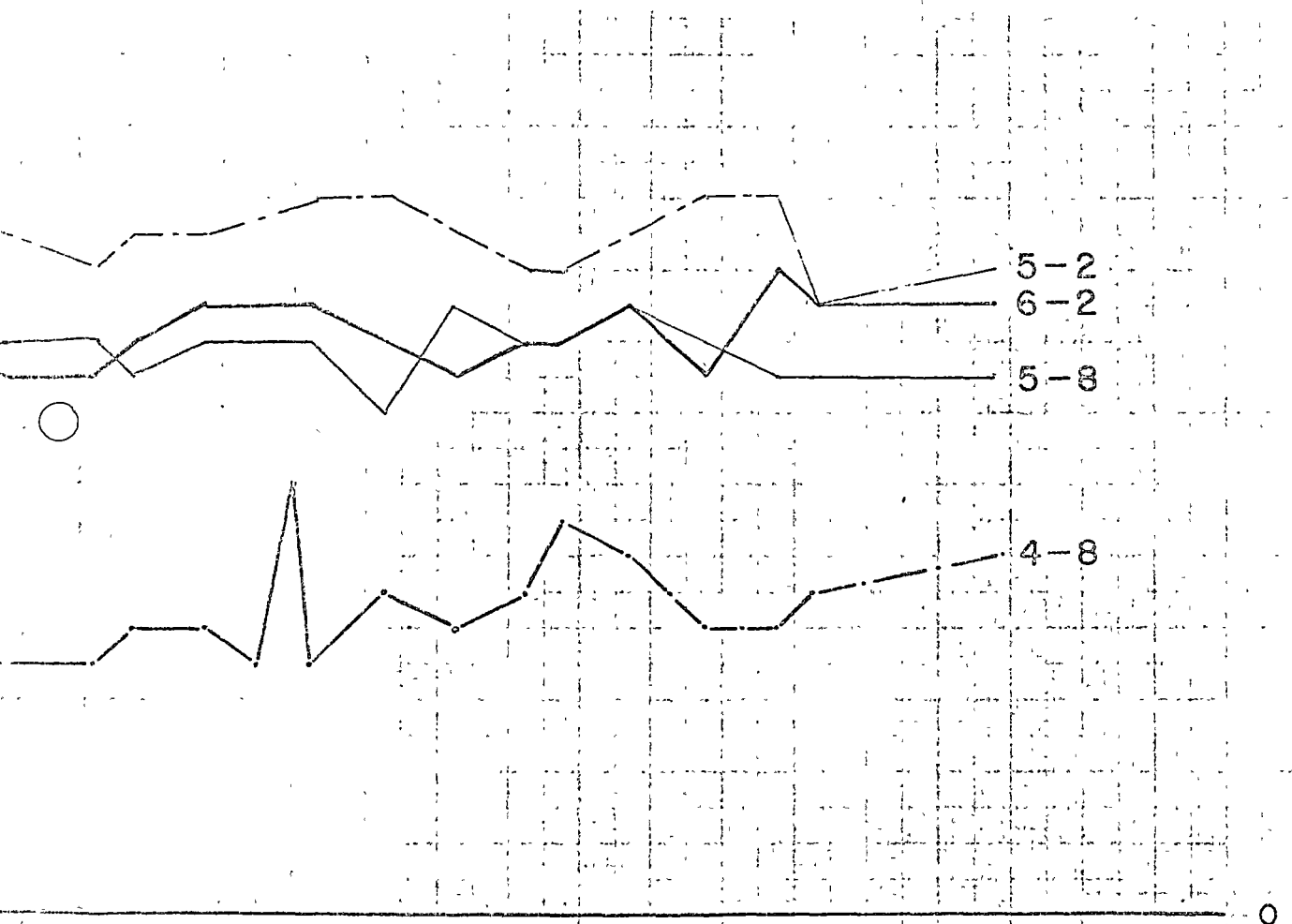
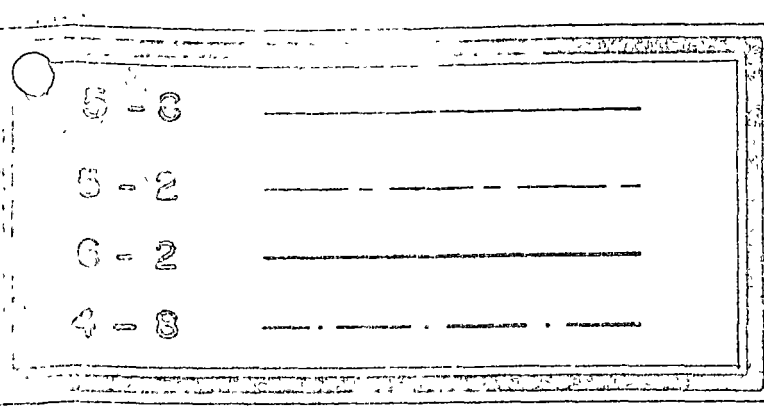


FIG. II

S E P T E M B E R

20 30 5 10 15 20

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

COMISION NACIONAL DE OBRAS PUBLICAS

ESTUDIO DE GEOTECNIA
ESTACION DE INSTRUMENTACION
EXTENSOMETRO MECANICO DE SUPERFICIE

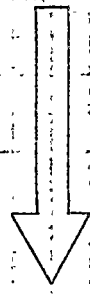
Km. 0 + 450

6

7

FIG. 4

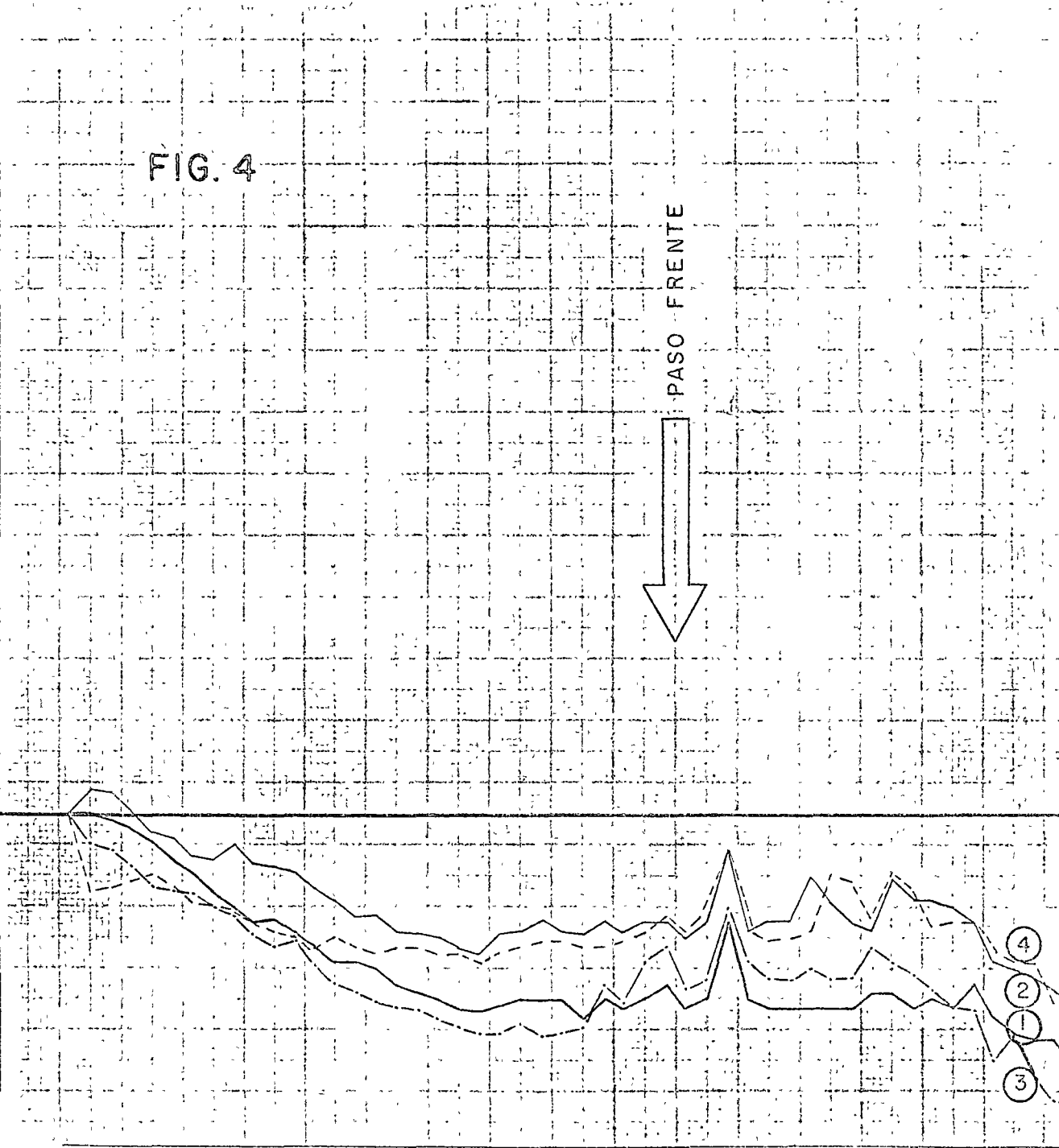
PASO FRENTE



ACOTAMIENTO EN mm.
+ ALARGAMIENTO
- ACORTAMIENTO

8 9 10 15 20 25 30 5 10 15 20 25
M A Y O J U N I O

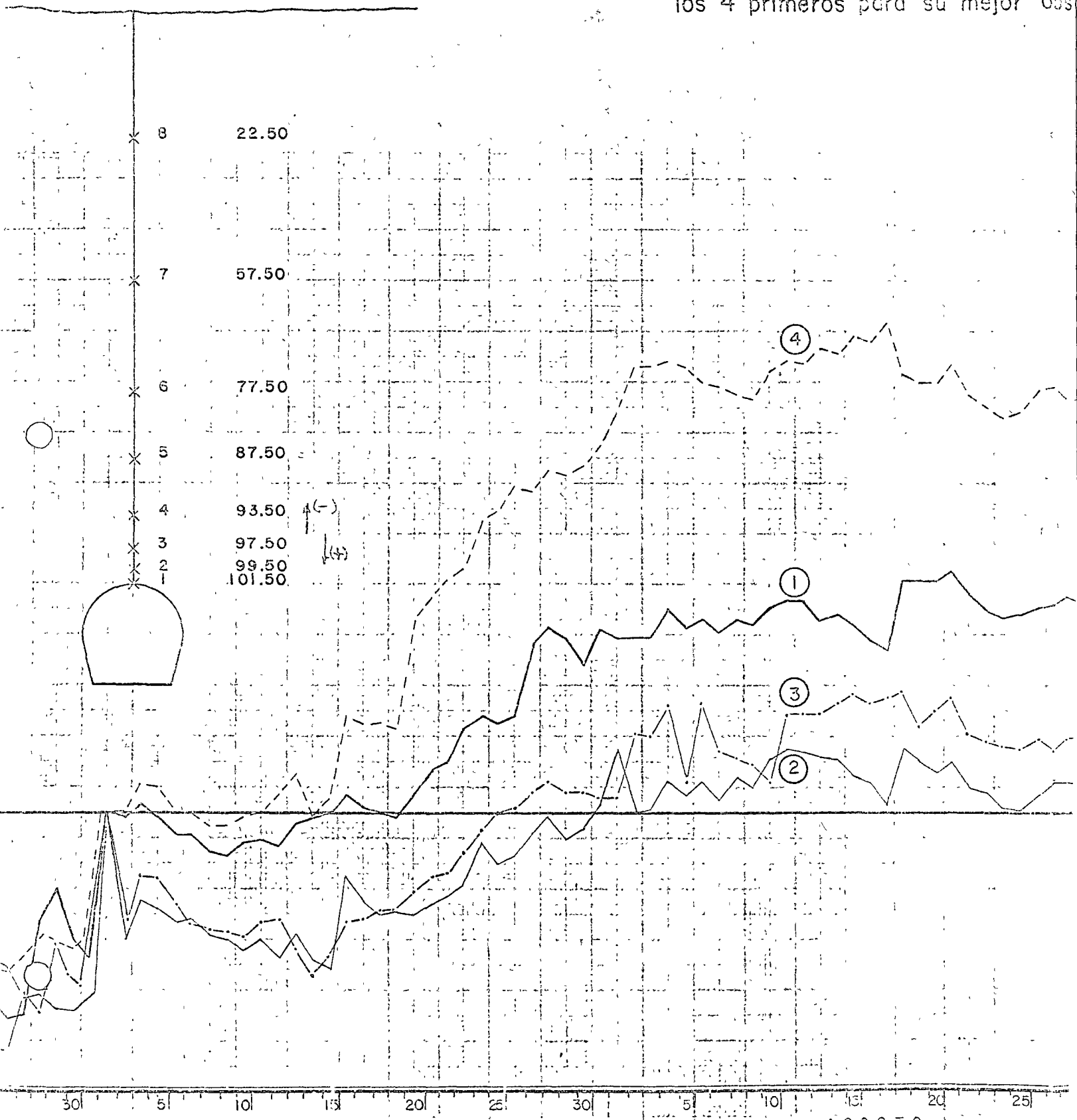
4
2
1
3



NOTA:

Esta gráfica consta de 8
de los cuáles aparecen en
los 4 primeros para su mejor obs

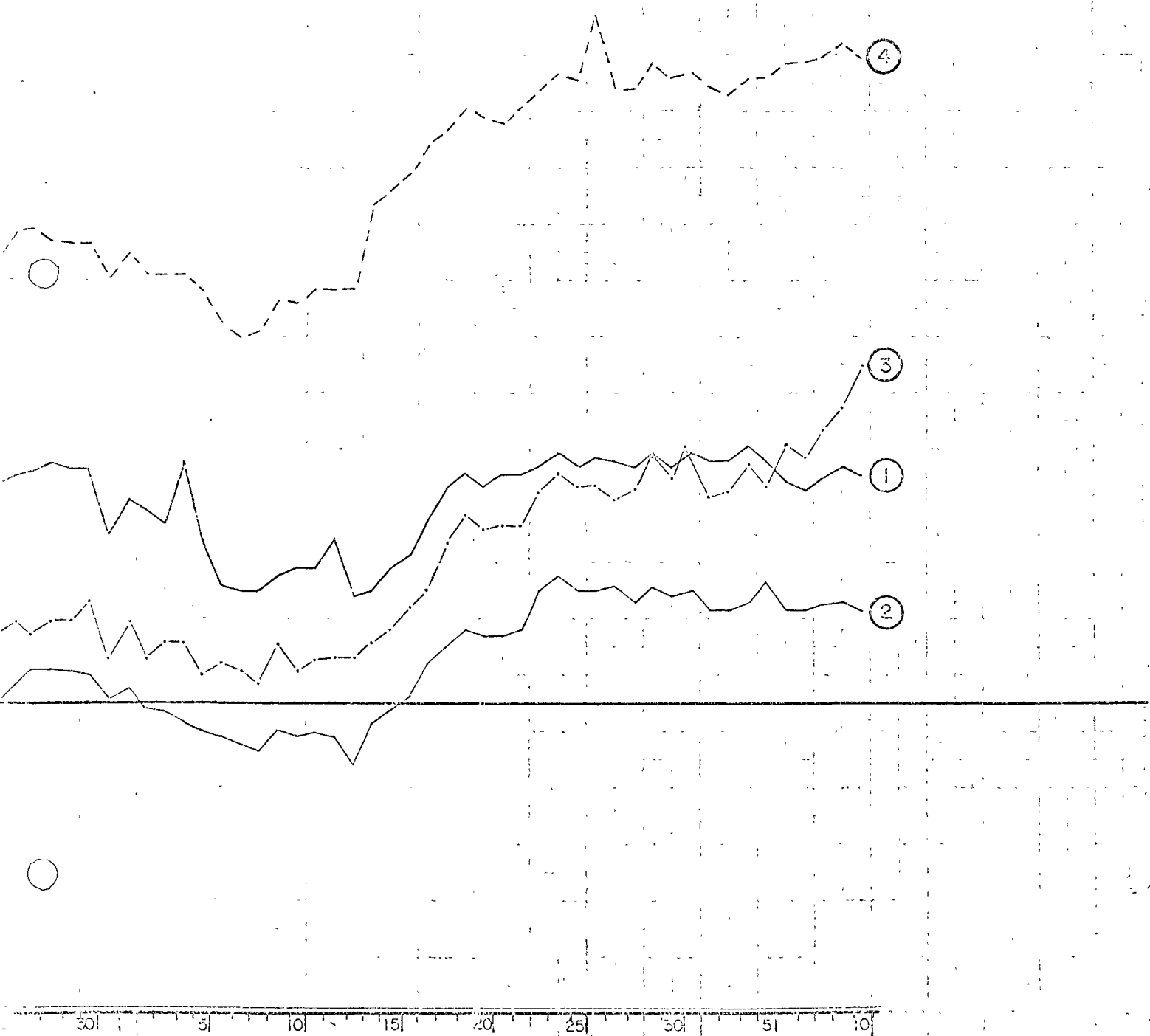
Superficie



C L A V E

○
de 8 puntos
ilustrados
observación

| | | |
|-------|---|-------|
| PUNTO | 1 | _____ |
| PUNTO | 2 | _____ |
| PUNTO | 3 | _____ |
| PUNTO | 4 | _____ |

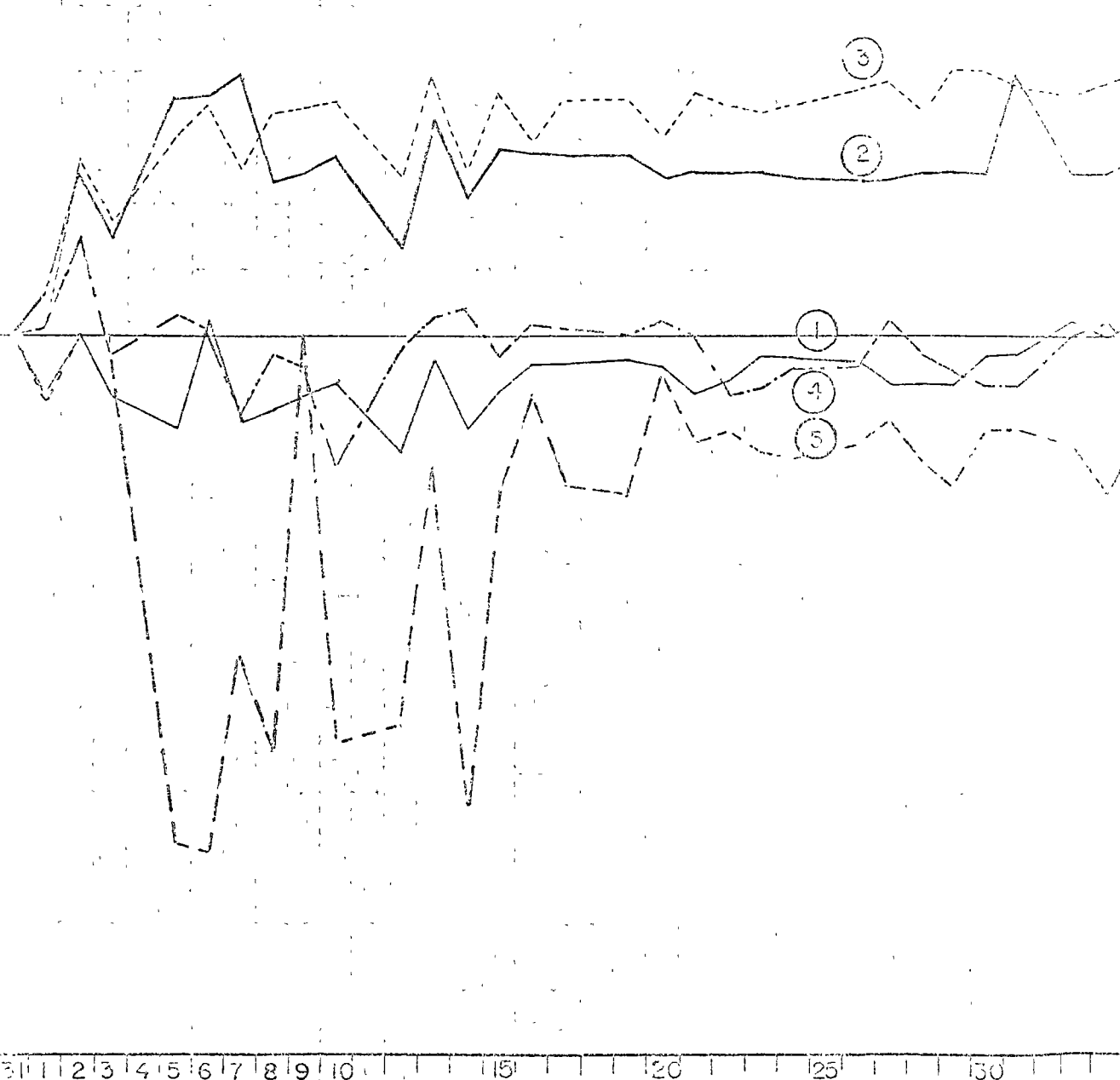


ESTACION DE INSTRUMENTACION
 EXTENSOMETRO MECANICO SERIE # 376
 Km. 0+420
 LADO ORIENTE

6 7

ACOTAMIENTO EN P.M.
 ACORTAMIENTO
 0
 ALARGAMIENTO

300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-500
-600
-700
-800
-900
-1000
-1100
-1200
-1300
-1400
-1500
-1600



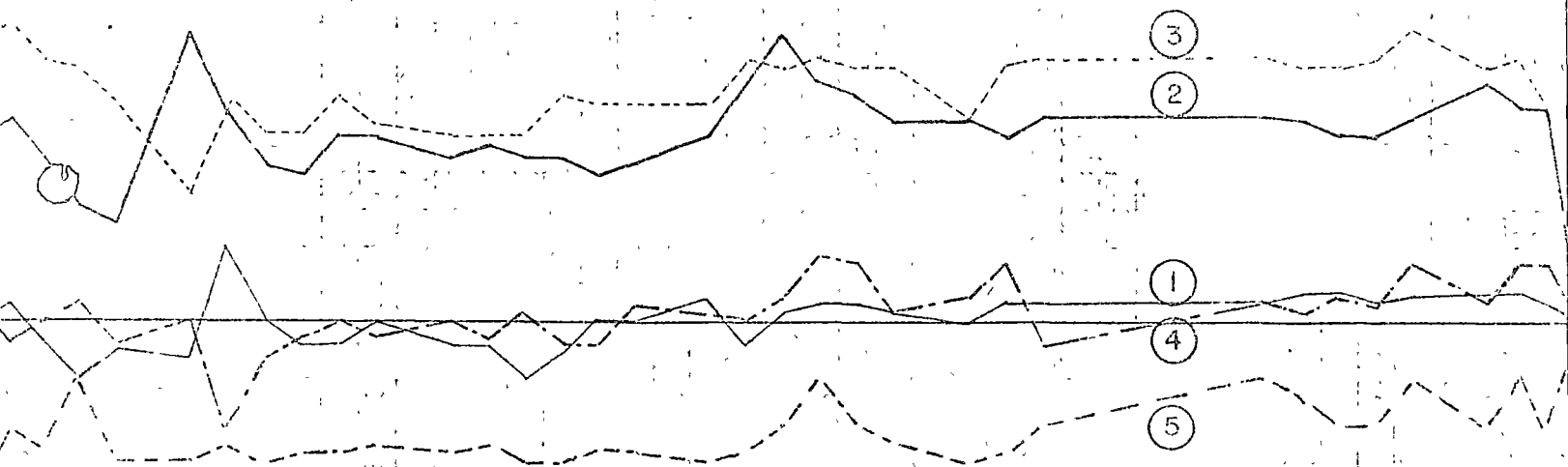
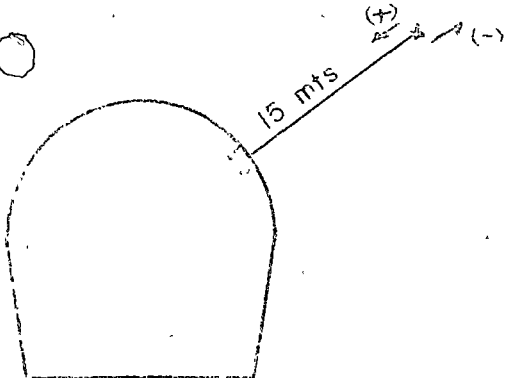
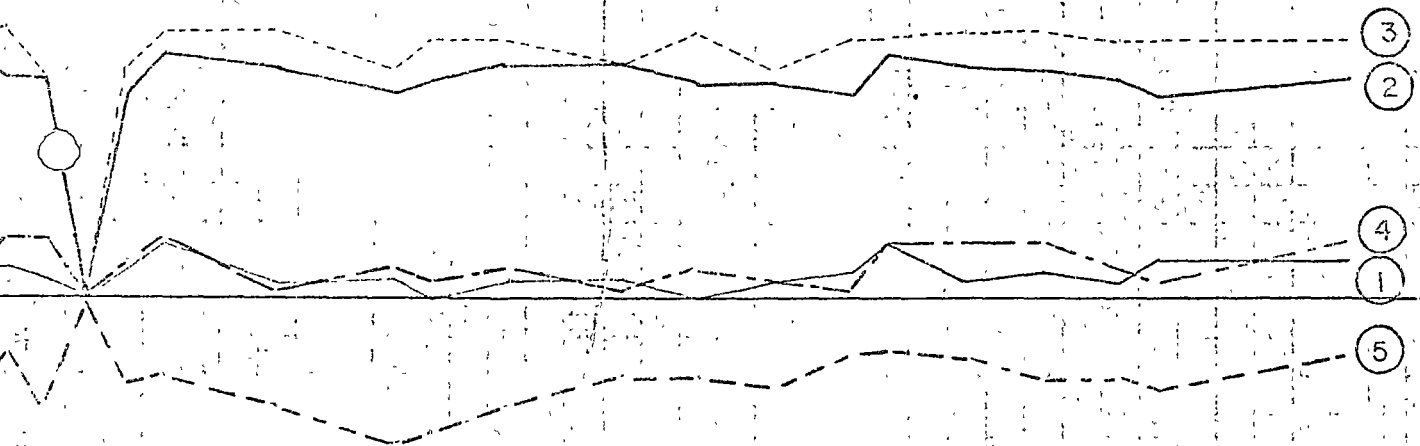


FIG. 6

| |
|----------|
| CANTILIV |
| CANTILIV |
| CANTILIV |
| CANTILIV |
| CANTILIV |



| | | |
|-------|-------|---|
| LIVER | ----- | ⑤ |
| LIVER | ----- | ④ |
| LIVER | ----- | ③ |
| LIVER | ----- | ② |
| LIVER | ----- | ① |

APENDICE D

ELEMENTO FINITO

Para el análisis de los esfuerzos del revestimiento definitivo tanto de los interceptores Central y Oriente como del Emisor Central, se consideró a la roca y al concreto como materiales de comportamiento elástico-lineal. El problema es un caso típico de deformación plana, ya que se considera que la longitud del túnel es muy grande comparada con sus dimensiones transversales.

El problema se resolvió utilizando el método del elemento finito para condición de deformación plana, mediante un programa de computadora elaborado exprofeso.

Este método consiste en dividir al espacio en sub-regiones llamadas elementos finitos; en cada sub-región se supone una ley de variación de la función de desplazamientos con parámetros que dependen de los desplazamientos de unos ciertos puntos de la sub-región, llamados nudos; con esta suposición es posible calcular una matriz de "rigidez" del elemento, así como los vectores "fuerza" en los nudos. El problema queda así reducido a un problema similar al que se presenta en el análisis de estructuras esqueléticas, en las cuáles el problema de análisis se limita a calcular los desplazamientos de los nudos dadas las fuerzas en ellos.

APENDICIE E

MOVIMIENTO DE MARCOS

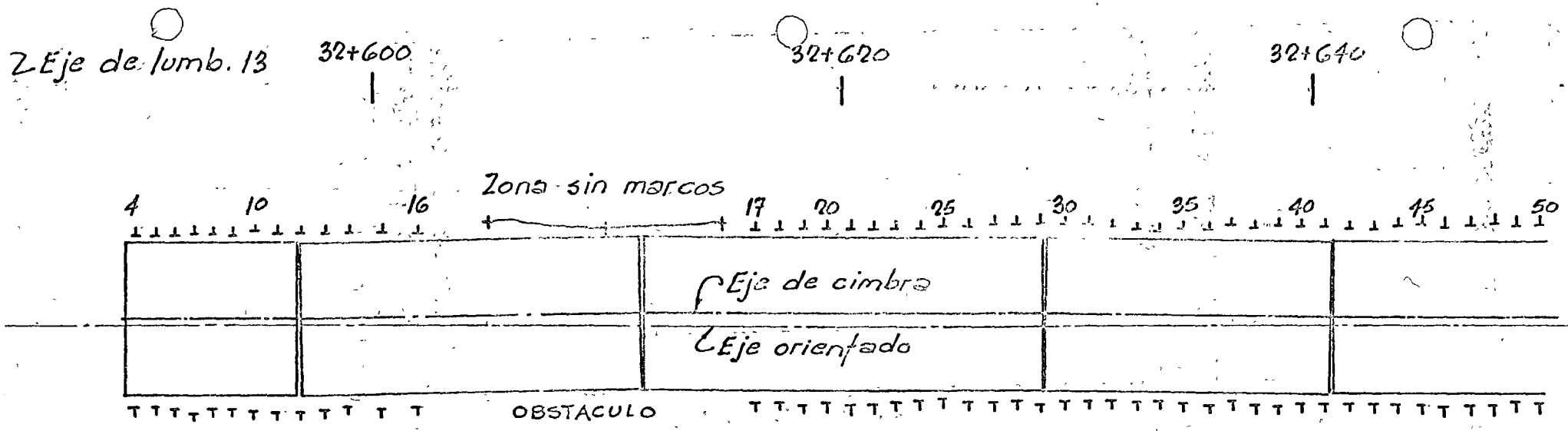
Terminada la excavación del túnel, se verificará topográficamente para comprobar cómo quedó ésta con relación al proyecto.

En el levantamiento topográfico se obtiene la siguiente información:

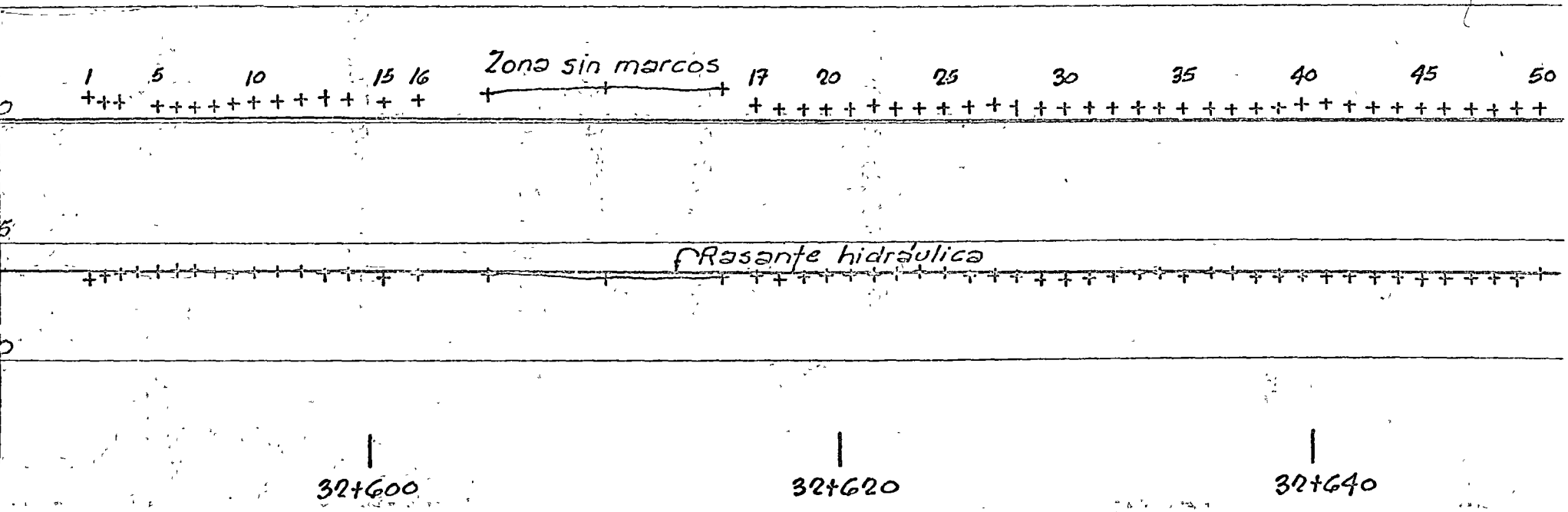
1. Plano de gálibos horizontales
2. Perfil de piso y clave
3. Secciones transversales

En el plano de gálibos horizontales se estudia la posición más conveniente del eje de cimbra con respecto al eje de proyecto. Normalmente este eje de cimbra se localiza al centro de la planta de gálibos, y para definir la longitud de cada tangente así como la magnitud de las desviaciones del eje de cimbra, se deberá emplear una plantilla del módulo de cimbra hecha a la misma escala de los planos topográficos.

En el perfil de piso y clave deberá ubicarse la rasante hidráulica de proyecto, y en dicho plano deberá estudiarse la posición más conveniente del eje de cimbra, haciéndose en caso necesario la modificación de la rasante hidráulica de proyecto y respetándose las restricciones marcadas en el proyecto.



P L A N T A



P E R F I L D E C L A V E Y P I S O

| FRETE: 13-14 A | | RELACION DE DESPLAZAMIENTOS | FECHA DE REV. | A RESPECTO A EJE ORIENTADO |
|-----------------------------------|-------------------------|--------------------------------|------------------------|----------------------------------|
| ESPESOR DEL REVESTIMIENTO: 45 cm. | | | FECHA DE REC. | |
| MARCO o SECCION | CADENAMIENTO GENERAL | | FECHA DE AUT. | |
| | | CAD. DESDE LUM. 13 | DISTANCIA AL-0+0129.18 | |
| 12 | 32+597.130 | 0+013.051 | 0.103 | 15.2 cm. p/c |
| 13 | 32+598.140 | 0+014.061 | 1.113 | 17.3 " |
| 14 | 32+599.070 | 0+014.991 | 2.043 | 19.2 " |
| 15 | 32+600.570 | 0+016.491 | 3.543 | 22.2 " |
| 16 | 32+602.070 | 0+017.991 | 5.043 | 25.3 " |
| Seccion | 32+605.000 | 0+020.921 | 7.973 | 31.3 " |
| " | 32+610.000 | 0+025.921 | 12.973 | 41.5 " |
| | | | Dist. al: 0+057.030 | |
| 35 | 32+624.760 | 0+050.681 | 6.349 | 43.6 cm. p/c. |
| 36 | 32+635.800 | 0+051.721 | 5.309 | 42.2 " |
| 37 | 32+636.810 | 0+052.721 | 4.299 | 40.8 " |
| 38 | 32+637.830 | 0+053.751 | 3.279 | 39.5 " |
| 39 | 32+638.820 | 0+054.741 | 2.289 | 38.1 " |
| 40 | 32+639.840 | 0+055.761 | 1.269 | 36.7 " |
| 41 | 32+640.860 | 0+056.781 | 0.249 | 35.3 " |
| | | | Dist. al: 0+093.727 | |
| 56 | 32+656.110 | 0+072.031 | 21.696 | 34.5 cm. p/c. |
| 57 | 32+657.120 | 0+073.041 | 20.686 | 32.7 " |
| 58 | 32+658.150 | 0+074.071 | 19.656 | 31.3 " |
| 59 | 32+659.190 | 0+075.111 | 18.616 | 29.6 " |
| 60 | 32+660.190 | 0+076.111 | 17.616 | 28.0 " |
| 61 | 32+661.200 | 0+077.121 | 16.606 | 26.4 " |
| 62 | 32+662.220 | 0+078.141 | 15.586 | 24.8 " |
| 63 | 32+663.250 | 0+079.171 | 14.556 | 23.1 " |
| 64 | 32+664.260 | 0+080.181 | 13.546 | 21.5 " |
| 65 | 32+665.280 | 0+081.201 | 12.526 | 19.9 " |
| 66 | 32+666.310 | 0+082.231 | 11.496 | 18.3 " |
| 67 | 32+667.300 | 0+083.221 | 10.506 | 16.7 " |
| 68 | 32+668.300 | 0+084.221 | 9.506 | 15.1 " |
| 69 | 32+669.330 | 0+085.251 | 8.476 | 13.5 " |
| 70 | 32+670.340 | 0+086.261 | 7.466 | 11.9 " |
| 71 | 32+671.360 | 0+087.281 | 6.446 | 10.3 " |
| 72 | 32+672.370 | 0+088.291 | 5.436 | 8.6 " |
| 73 | 32+673.380 | 0+089.301 | 4.426 | 7.0 " |

NOTAS

- 1.- Para la localización del eje de cimbra respecto al eje orientado, véase la gráfica que se anexa a este reporte.
- 2.- La relación de desplazamientos de cada marco o sección al eje orientado que se indican en este reporte, corresponden a las zonas cuyo eje de cimbra no coincide ni es paralelo al eje orientado.

K.M. 9 Km.

FRETE: 13-14A

SECCIONES POR CORREGIR

FECHA DE REV.

FECHA DE REC.

FECHA DE AUT.

ESPESOR DEL REVESTIMIENTO 45 cm.

min. 30

MARCO o SECCION CADENAMIENTO

POSTE

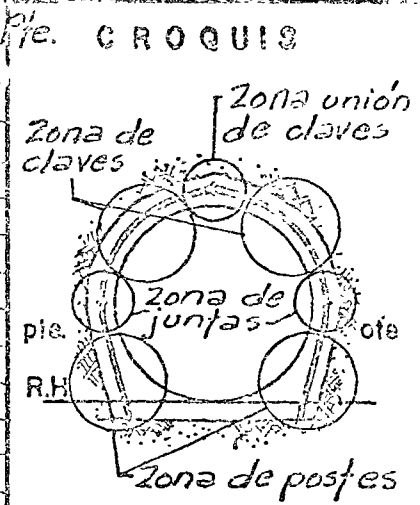
CLAVE

OBSERVACIONES

A RESPECTO A EJE ORIENTADO

NOTAS

| Sección | CADENAMIENTO | POSTE | | CLAVE | | OBSERVACIONES | A RESPECTO A EJE ORIENTADO |
|---------|--------------|---------|---------|----------|---------|--------------------------------|----------------------------|
| | | ORIENTE | TONELT. | ORIENTL. | POLENTE | | |
| | 32+610.000 | chechar | | | | Zona Jta. ote. chec. y Pte. 10 | 41.5 cm. Pte. |
| 33 | 32+632.700 | | | | 0-5 | | 45.6 " |
| 34 | 32+633.740 | | | 5-10 | 5-10 | | 45.0 " |
| 35 | 32+634.760 | | | 0-5 | | | 43.6 " |
| 36 | 32+635.800 | | | 0-5 | 0-5 | | 42.2 " |
| 37 | 32+636.810 | | | 0-5 | | Junta ote. chechar | 40.8 " |
| 38 | 32+637.830 | | | | 0-5 | " " " | 39.5 " |
| 46 | 32+645.970 | | | 0-5 | 0-5 | | 35.0 " |
| 47 | 32+646.990 | | | 5-5 | | | 35.0 " |
| 49 | 32+649.020 | | | 0-5 | | | 35.0 " |
| 50 | 32+650.030 | | | 0-5 | 0-5 | | 35.0 " |
| 54 | 32+654.070 | | | 0-5 | | | 35.0 " |
| 70 | 32+670.340 | chechar | | chech-5 | | Junta ote. chechar | 11.9 " |
| 156 | 32+769.490 | | | | | Junta Pte. 5 | 15.0 " |
| 165 | 32+783.150 | | | 0-5 | | | 7.5 " |
| 186 | 32+817.810 | | | | 5-0 | | 5.0 " |
| 191 | 32+825.450 | | 5 | | | Junta Pte. 5 | 5.0 " |
| 226 | 32+878.830 | | | 0-5 | | | 5.0 " |
| 240 | 32+900.420 | | | | 5-10 | | 5.0 " |
| 241 | 32+901.940 | | | | 0-5 | | 5.0 " |
| 242 | 32+903.450 | | | | 0-5 | | 5.0 " |
| 250 | 32+915.590 | | | 5-10 | | | 5.0 " |
| 251 | 32+917.090 | | | 5-10 | 0-10 | | 5.0 " |
| 252 | 32+918.590 | | | 5-5 | | | 5.0 " |
| 282 | 32+964.090 | | | 5-5 | | Junta ote. chechar | 5.0 cm. ote. |
| 285 | 32+968.690 | | | 0-5 | 0-5 | | 5.0 " |



- 1-Acotaciones en centímetros, excepto el kilometraje.
- 2-En el renglón correspondiente a clave ote. y Pte. aparecen dos cantidades para cada clave; la primera indica peines que deben hacerse en clave y la segunda en zona de unión de clavos (véase croquis)

CONCLUSIONES

Existen en la actualidad varias teorías para calcular las solicitaciones del terreno que actúan en el revestimiento final de un túnel. Sin embargo, estas teorías discrepan de la realidad ya que todas ellas no toman en cuenta efectos que suelen ser importantes, tales como:

1. Esfuerzos que se provocan durante la excavación del túnel
2. Intemperismo del terreno
3. La distribución de presiones e hipótesis de diseño idealizados, no corresponden a las condiciones reales (plano de falla, fracturamiento, etc...)
4. Las propiedades físicas del suelo o roca se determinan en forma aproximada.

En otras palabras, se tienen los mismos problemas que en el diseño del ademe provisional de los túneles, con excepción de que se tiene un conocimiento más claro del comportamiento del suelo o roca a través del proceso de excavación y posteriormente a ella.

Es necesario hacer notar que las solicitaciones de un sismo inducen esfuerzos en los revestimientos de los túneles, y que por experiencias anteriores se sabe que los puntos más vulnerables son los cercanos a la superficie, tales como los portales de entrada y salida y las lumbreras;

lugares estos, en los que se debe tener precauciones especiales ante estos fenómenos.

Es indispensable definir desde un punto de vista geológico, si un túnel atraviesa una zona fallada que se considere activa, ya que si éste es el caso, la solución estructural cualquiera que ella sea no es aconsejable, y debería cambiarse de localización el trazo de ese túnel.

Por razones económicas y de tipo constructivo, es aconsejable efectuar levantamientos topográficos precisos del túnel ya excavado para elegir los espesores del revestimiento más económico, y por consecuencia el eje ideal del túnel que concilie el proyecto, el diseño del revestimiento, la preparación del túnel para el colado y el procedimiento constructivo a emplear.

Es conveniente hacer hincapié en que los túneles que atraviesan acuíferos importantes, el control de las aguas de filtración es un problema de capital importancia para efectuar el revestimiento, ya que ello obliga a procedimientos que influyen importantemente en el costo del proceso de colado.

La teoría de Protodyakonov en comparación con las mediciones de cargas in situ efectuadas en varias estaciones de medición, es razonablemente aceptable. Asimismo, el utilizar la herramienta del elemento finito permite analizar una gran cantidad de secciones de un tramo de túnel,

CAPITULO II

D

APLICACION DE LOS LINEAMIENTOS GENERALES PARA
CALCULO DE TUNELES



EMPRESA 136
MEXICO 19, D. F.

0-62-59-00

MEMORIA DE CALCULOS DEL EMISOR CENTRAL EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE LA LUMBRERA 12 Y LA LUMBRERA 13

De acuerdo a los estudios de Geotecnia y levantamiento topográfico de la zona a diseñar, se obtuvieron los siguientes datos:

| ZONA | f | φ (°) | Er (kg/cm ²) | γ (ton/m ³) | H _k (m) | D (m) |
|-------------------------|-----|-------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-------|
| 31 + 160 al 31 + 331.50 | 5.0 | 20 | 91,500 | 1.7 | 130 | 7.40 |

Empleando las expresiones que se consignan en el apéndice A de los Lineamientos Generales de Cálculo, se obtuvieron los valores de la presión vertical, presión horizontal, momentos flexionantes y fuerzas normales que a continuación se indican:

1) Cálculo de la presión uniforme vertical

$$B = D [1 + 2 \tan (45^\circ - \phi/2)] = 7.4 [1 + 2 \tan (45^\circ - 20^\circ/2)]$$

$$B = 17.8 \text{ m}$$

$$W_v = \frac{\gamma B}{3f} = \frac{1.7 \times 17.8}{3 \times 5} = 3.03 \text{ Ton/m}^2$$

2) Cálculo de la presión horizontal, tomando en cuenta las presiones radiales interior y exterior del agua.

$$W_h = \frac{0.26 W_{pp} R^3 + 0.17 W_v R^3 + 0.13 K R^5 / R - 0.13 K R^2}{2.70 \frac{EI}{Er} + 0.17 R^3}$$

- $W_{pp} = 0.45 \times 2.4 = 1.08 \text{ Ton/m}^2$
- $W_v = 3.03 \text{ Ton/m}^2$
- $K = 1.0 \text{ Ton/m}^3$
- $R = 3.70 \text{ m}$
- $R_i = 3.25 \text{ m}$
- $E = 10,000 \sqrt{fc} = 10,000 \sqrt{250} = 158000 \text{ Kg/cm}^2$
- $Er = 91,500 \text{ Kg/cm}^2 = 915,000 \text{ Ton/m}^2$
- $I = \frac{1.0 \times 0.45^3}{12} = 7.6 \times 10^3 \text{ m}^4$

De acuerdo con los datos obtenidos para las tres secciones, se ve que para el diseño del revestimiento, el efecto principal es el debido a la presión hidrostática, por lo que debemos calcular el $f'c$ necesario en el concreto para que sea capaz de absorber la compresión.

4). Cálculo del $f'c$ del concreto.

Se diseñará plásticamente, cumpliendo con lo especificado por el -- Reglamento de Construcciones para el D. F. en su capítulo correspondiente a Diseño Plástico.

$$f^*c = 0.9(1 - C_v)f'c$$

$$f''c = 0.85 f^*c \quad C_v = 0.15$$

$$f^*c = 0.9 \times 0.85 f'c = 0.765 f'c$$

$$f''c = 0.85 \times 0.765 f'c = 0.65 f'c$$

$$P_u = 1.4 \times 1.2 \times 498.2 = 835 \text{ Ton.}$$

$$0.65 f'c \times 100 \times 43 = 835000$$

$$f'c = \frac{835000}{100 \times 43 \times 0.65} = 298 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

D = Diámetro de la excavación
 f_c, K_a, γ, ϕ = son parámetros cuyos valores se especifican en las especificaciones ya mencionadas.

- e) Efectos por contracción del concreto, Se supuso un refuerzo por temperatura igual a (1 al millar del área del concreto).
- f) Presión radial uniforme exterior producida por las inyecciones de contacto igual a 2 Kg/cm².

2) Sección Longitudinal.

Se supone que la máxima sollicitación longitudinal era producida por las ondas sísmicas de cortante que inducen al túnel una curvatura máxima igual $(1/R)_{max.} = 0.4 g/V_s^2$. El valor de V_s está dado en las especificaciones ya mencionadas.

III Análisis

1) Sección transversal

- a) Para la obtención de los elementos mecánicos producidos por la presión radial se utilizaron combinaciones de las fórmulas dadas por "Fórmulas for Stress and Strain Of Raymond J. Roark.
- b) Para la obtención de los elementos mecánicos producidos por el peso propio se utilizaron las fórmulas dadas por "The Art of Tunneling" de Károl y Széchy.
- c) Para la obtención de los elementos mecánicos producidos por la presión vertical y horizontal de roca, se utilizaron consideraciones de las fórmulas del libro ya mencionado de R. Roark.

Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tramos del interceptor, que se diseñaron, se consignan en las hojas anexas.

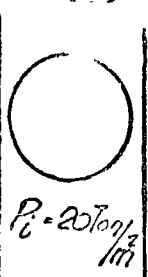
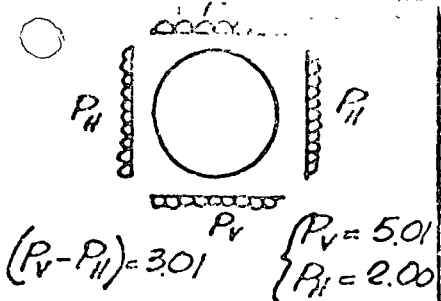
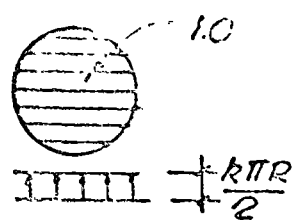
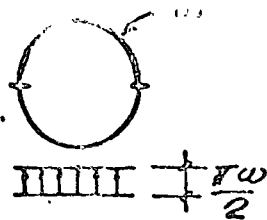
2) Sección longitudinal.

Solo se revisó para un máximo momento producido por las ondas sísmicas de cortante.

$$M_{max.} = (1/R)_{max.} \quad E I_x$$

$$E = 3000 f'_c \quad (f'_c = \text{Kg/cm}^2)$$

I_x = Momento de inercia de la sección transversal del túnel.



01000 01950

DISEÑO

| PUNTO | M $\frac{\text{Ton-m}}{m}$ N $\left(\frac{\text{Ton}}{m}\right)$ V $\left(\frac{\text{Ton}}{m}\right)$ | | | M N V | | | M N V | | | N $\left(\frac{\text{Ton}}{m}\right)$ | M N V | | |
|-------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|---------------------------------------|--------|--------|-------|
| | 1 | +3.81 | -0.32 | | +2.74 | +4.40 | 0 | +5.60 | -5.46 | | 0 | -54.50 | +9.41 |
| 2 | +2.65 | -1.80 | | +0.86 | +2.61 | -2.24 | +2.80 | -7.52 | -3.55 | -54.50 | +9.41 | -10.28 | 0 |
| | | | | | | | | | | | +1.73 | -1.38 | |
| 3 | -0.13 | -3.30 | | +0.55 | +1.57 | -1.95 | 0 | -9.56 | -4.10 | -54.50 | +12.15 | -55.88 | |
| | | | | | | | | | | | +5.45 | -9.32 | |
| 4 | -2.80 | -4.70 | | -1.56 | +0.90 | -1.15 | -2.80 | -11.61 | -3.55 | -54.50 | +5.45 | -63.82 | -5.79 |
| | | | | | | | | | | | +6.31 | -6.71 | |
| 5 | -3.69 | -6.17 | | -1.90 | +0.63 | +0.53 | -5.60 | -13.65 | 0 | -54.50 | +6.31 | -61.21 | |
| | | | | | | | | | | | -0.13 | -12.86 | |
| 6 | -2.27 | -3.90 | | -0.62 | +1.20 | +1.28 | -2.80 | -11.61 | +3.55 | -54.50 | -0.13 | -67.36 | -6.05 |
| | | | | | | | | | | | +0.42 | -11.29 | |
| 7 | -0.25 | -1.95 | | +0.22 | +1.53 | +1.25 | 0 | -9.56 | +4.10 | -54.50 | +0.42 | -65.77 | |
| | | | | | | | | | | | -5.60 | -16.31 | |
| 8 | +2.43 | -0.80 | | +0.95 | +1.83 | +0.98 | +2.80 | -7.52 | +3.55 | -54.50 | -5.60 | -70.81 | -4.70 |
| | | | | | | | | | | | -7.16 | -15.41 | |
| 9 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -7.16 | -69.91 | |
| | | | | | | | | | | | -9.27 | -19.82 | |
| 10 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -9.27 | -77.32 | +0.53 |
| | | | | | | | | | | | -11.19 | -19.14 | |
| 11 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -11.19 | -73.64 | |
| | | | | | | | | | | | -5.07 | -15.51 | |
| 12 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -5.07 | -70.01 | +4.83 |
| | | | | | | | | | | | -5.67 | -14.31 | |
| 13 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -5.67 | -68.81 | |
| | | | | | | | | | | | -0.25 | -11.51 | |
| 14 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -0.25 | -66.01 | +5.35 |
| | | | | | | | | | | | -0.03 | -9.98 | |
| 15 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | -0.03 | -64.48 | |
| | | | | | | | | | | | +5.23 | -8.32 | |
| 16 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | +5.23 | -62.82 | +4.53 |
| | | | | | | | | | | | +6.18 | -6.49 | |
| 17 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | +6.18 | -60.97 | |
| | | | | | | | | | | | +8.90 | -5.14 | |
| 18 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | +8.90 | -59.64 | 0 |
| | | | | | | | | | | | +10.52 | -3.07 | |
| 19 | +3.30 | +0.32 | | +1.62 | +2.10 | 0 | +5.60 | -5.46 | 0 | -54.50 | +10.52 | -57.54 | |
| | | | | | | | | | | | +10.52 | -57.54 | |

0+480 a 0+800

$$\begin{cases} P_V = 15.72 \\ P_H = 11.79 \\ (P_V - P_H) = 3.93 \end{cases}$$

Diseño

0+800 a 1+125

$$\begin{cases} P_V = 7.50 \\ P_H = 2.25 \\ (P_V - P_H) = 5.25 \end{cases}$$

Diseño

1+125 a lumbreira II

$$\begin{cases} P_V = 13.30 \\ P_H = 8.00 \\ (P_V - P_H) = 5.30 \end{cases}$$

Diseño

| | M | N | V | M | N | V | M | N | V |
|---|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|
| 1 | +11.10 | -32.40 | 0 | +13.60 | -6.40 | 0 | +13.70 | -22.10 | 0 |
| | +11.10 | -85.90 | | +13.60 | -60.90 | | +13.70 | -76.60 | |
| | +13.84 | -28.00 | | +16.30 | -2.00 | | +16.40 | -18.10 | |
| | +13.84 | -82.00 | | +16.30 | -56.50 | | +16.40 | -72.60 | |
| 2 | +6.30 | -36.60 | -6.80 | +7.50 | -11.50 | -8.40 | +7.60 | -27.20 | -8.50 |
| | +6.30 | -91.00 | | +7.50 | -66.00 | | +7.60 | -81.70 | |
| | +7.10 | -34.00 | | +8.40 | -11.50 | | +8.50 | -25.20 | |
| | +7.10 | -88.50 | | +8.40 | -66.00 | | +8.50 | -79.70 | |
| 3 | | | -7.20 | | | -9.00 | | | -9.10 |
| | | | | | | | | | |
| 4 | -6.45 | -44.80 | -5.70 | -7.70 | -21.50 | -7.30 | -7.70 | -37.40 | -7.40 |
| | -6.45 | -99.30 | | -7.70 | -76.00 | | -7.70 | -91.90 | |
| | -7.90 | -44.80 | | -9.20 | -21.50 | | -9.20 | -36.40 | |
| | -7.90 | -99.30 | | -9.20 | -76.00 | | -9.20 | -90.90 | |
| 5 | -11.00 | -48.9 | +0.50 | -13.40 | -26.50 | +0.50 | -13.60 | -42.50 | +0.50 |
| | -11.00 | -103.0 | | -13.40 | -81.00 | | -13.60 | -97.00 | |
| | -12.90 | -48.5 | | -15.30 | -26.50 | | -15.50 | -42.50 | |
| | -12.90 | -103.0 | | -15.30 | -81.00 | | -15.50 | -97.00 | |
| 6 | -6.00 | -44.0 | +5.80 | -7.10 | -20.80 | +7.50 | -7.20 | -34.60 | +7.60 |
| | -6.00 | -98.50 | | -7.10 | -75.30 | | -7.20 | -89.10 | |
| | -6.60 | -44.0 | | -7.70 | -20.80 | | -7.80 | -33.60 | |
| | -6.60 | -98.50 | | -7.70 | -75.30 | | -7.80 | -88.10 | |
| 7 | | | +6.70 | | | +8.30 | | | +8.50 |
| | | | | | | | | | |
| 8 | +6.10 | -35.60 | +5.60 | +7.20 | -10.50 | +7.20 | +7.40 | -26.20 | +7.30 |
| | +6.10 | -90.10 | | +7.20 | -65.00 | | +7.40 | -80.70 | |
| | +7.00 | -35.6 | | +8.10 | -8.50 | | +8.40 | -24.20 | |
| | +7.00 | -90.10 | | +8.10 | -63.00 | | +8.40 | -78.70 | |
| 9 | +10.60 | +32.00 | 0 | +13.10 | -6.10 | 0 | +13.20 | -21.50 | 0 |
| | +10.60 | -83.50 | | +13.10 | -60.60 | | +13.20 | -76.00 | |
| | +12.20 | -20.00 | | +14.70 | -4.10 | | +14.80 | -19.50 | |
| | +12.20 | -84.50 | | +14.70 | -58.60 | | +14.80 | -74.00 | |

$$10+000 \text{ a } 0+480$$

$$f = 1.5; K_e = 0.4; \alpha = 25^\circ$$

$$\delta = 1.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$\tan(45 - \phi/2) = \tan(45 - 12.5)$$

$$= \tan 32.5^\circ = 0.639$$

$$1 + 2 \tan = 2.278$$

$$B = 6.20 \times 2.278 = 14.15 \text{ m}$$

$$P_v = \frac{1.6 \times 14.15}{2 \times 1.5} = 7.55$$

| | |
|------------------------------|-----------|
| $P_v = 5.01$ $P_H = 2.00$ | <u>OK</u> |
|------------------------------|-----------|

Sección [1]

la peor combinación es

① + ② + ③

$$M = 12.15$$

$$N = -1.38$$

$$b = 100 \quad t = 42; f_c'' = 152; f_y'' = 3200$$

$$\frac{P_u}{b t f_c''} = \frac{1.4 N(\text{Ton}) 10^3}{4200 \times 152} = \frac{N}{456}$$

$$\frac{M_u}{12 f_c''} = \frac{1.4 M(\text{Ton-m}) 10^5}{4200 \times 42 \times 152} = \frac{M}{191}$$

$$\rho_s = \frac{b t f_c'' \rho}{f_y''} = \frac{4200 \times 152 \rho}{3200}$$

$$A_s = 200 \rho$$

$$b = 100$$

$$t = 42$$

$$K = \frac{P_u}{b t f_c''} = \frac{N(\text{Ton})}{456}$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 f_c''} = \frac{M(\text{Ton-m})}{191}$$

$$A_s = 200 \rho$$

$$K = 0.003 \quad \rho = 0.075$$

$$R = 0.064$$

$$A_s = 15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sección [5]

$$M = 11.19$$

$$N = 19.14$$

$$R = 0.059 \quad \rho = 0.044$$

$$K = 0.042$$

$$A_s = 8.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sección [9]

$$M = 10.52$$

$$N = 3.04$$

$$b = 100$$

$$t = 62$$

$$R = \frac{M}{417}$$

$$K = \frac{N}{675}; A_s = 295 \rho$$

$$R = 0.025 \quad \rho = 0.025$$

$$K = 0.004$$

$$A_s = 7.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resumen:

| | |
|-----|---------------------|
| [1] | # 5 @ 23 + # 5 @ 23 |
|-----|---------------------|

| | |
|-----|----------|
| [5] | # 5 @ 23 |
|-----|----------|

| | |
|-----|----------|
| [9] | # 5 @ 23 |
|-----|----------|

Sección 1

$M = 3.9 + 3.8 + 2.7 = +10.4$
 $N = -5.7 - 0.3 + 4.4 = -1.6$

$R = 0.081$
 $K = 0.0035$ } $q = 0.091$
 $A_s = 18.2 \text{ cm}^2$

Sección 2

$M = -3.9 - 3.7 - 1.9 = -9.5$
 $N = -18.8 - 6.2 + 0.7 = -24.3$

$R = 0.076$
 $K = 0.053$ } $q = 0.060$
 $A_s = 12 \text{ cm}^2$

Sección 3

$M = +8.9 + 3.3 + 1.6 = +13.8$
 $N = -9.7 + 0.3 + 2.1 = -7.3$

$R = 0.033$
 $K = 0.004$ } $q = 0.035$
 $A_s = 10.3 \text{ cm}^2$

- 1 #6 @ 24 + #5 @ 24
- 2 #6 @ 24
- 3 #6 @ 24

1: 125 a lumbrera 11

$\beta = 1.0; K_a = 0.5; \phi = 0; \delta = 2.15$
 $D = H = 7.00$
 $B = 3 \times 7.0 = 21.0$
 $P_v = \frac{2.15 \times 21.0}{2 \times 1} = 22.7$

$P_v = 15.1$
 $P_H = 9.1$

$(P_v - P_H)R^2 = 6.0 \times 2.726^2 = +44$

| | |
|-------|-------|
| M | N |
| +11.1 | -24.7 |
| -11.1 | -41.0 |
| +11.1 | -24.7 |

Sección 4

$M = 11.1 + 3.8 + 2.7 = +17.6$
 $N = -24.7 - 0.3 + 4.4 = -20.6$

$R = 0.0925$
 $K = 0.0450$ } $q = 0.087$
 $A_s = 17.4 \text{ cm}^2$

Sección 5

$M = 11.1 - 3.7 - 1.9 = -6.5$
 $N = 41.0 - 6.2 + 0.7 = 45.5$

$R = 0.088$
 $K = 0.010$ } $q = 0.058$
 $A_s = 11.6 \text{ cm}^2$

Sección 6

$M = +11.1 + 3.3 + 1.6 = +16.0$
 $N = -24.7 + 0.3 + 2.1 = -22.3$

$R = 0.038$
 $K = 0.033$ } $q = 0.025$
 $A_s = 7.4 \text{ cm}^2$

- 1 #6 @ 25 + #6 @ 50
- 2 #6 @ 25 + #6 @ 25
- 3 #6 @ 25
- 4 #6 @ 25

- 1 #6 @ 40 + #5 @ 20
- 2 #6 @ 40 + #6 @ 40
- 3 #6 @ 40

Lumbrera 11 a 0 + 280
 $\beta = 1.3; K_a = 0.5; \phi = 0; \delta = 2.4$
 $B = 62.0 \times 3 = 186$
 $P_v = \frac{2.4 \times 186}{2.6} = 171$

DISEÑO DE LA UNIÓN DE LUMBRERA 12 CON EMISOR CENTRAL.

Para diseñar la unión de la lumbrera 12 con el Emisor Central, los datos proporcionados fueron los siguientes:

Diametro interior de lumbrera = 6.20 m.

Espesor de lumbrera = 0.60 m.

Profundidad de lumbrera = 174.07 m.

Refuerzo existente en lumbrera #4a30. (Grado estructural)

Velocidad de onda sísmica ---- 1200 m/seg

Módulo de elasticidad del suelo — 200 000 Kg/cm²

La flexión por ondas sísmicas de cortante se calculó suponiendo que inducen en el túnel una curvatura máxima.

$(1/K)_{\text{máx.}} = 0.4 g / \sqrt{v_s^2} = M/EI$. De donde despejando el momento

$$\text{tenemos: } M = \frac{0.4 g EI}{v_s^2} \text{ --- ① en donde } I = \frac{\pi(d^4 - d_i^4)}{64}$$

$$\text{para nuestro caso } I = \frac{3.1416(7.4^4 - 6.2^4)}{64} = 74.66 \text{ m}^4$$

El módulo de elasticidad del concreto es:

$$E_c = 10^4 \sqrt{f'_c} = 10^4 \times \sqrt{250} = 158.12 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo valores en ① tenemos:

$$M = \frac{0.4 \times 9.81 \times 158.12 \times 10^4 \times 74.66}{1200^2} = 321.70 \text{ T-m.}$$

Este es el valor del momento que actúa en la lumbrera debido a la velocidad de las ondas sísmicas.

El siguiente paso consiste en calcular el momento lineal resistente de la lumbrera tomando en cuenta refuerzo y concreto. Para nuestro caso los datos fueron los siguientes:

Concreto: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Acero: $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$ (#4a30)

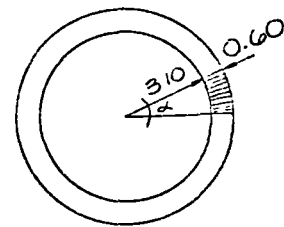
De acuerdo con la teoría plástica:

$$f_c^* = (1 - C_v) f'_c = 0.85 \times 250 = 212.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^{**} = 0.85 \times 212.5 = 181.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y^* = f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$$

Debemos encontrar un ángulo central " α " (por tanteos) de tal manera que se igualen la fuerza de compresión del concreto y la fuerza de tensión del acero que existen al generarse las ondas sísmicas en la lumbrera.



PLANTA DE LUMBRERA

$$\bar{X} = \frac{338\,390.72}{1139.36} = 340.88 \text{ cm.}$$

Centro de gravedad del acero

$$x = \frac{R \operatorname{sen} \alpha}{\alpha} = \frac{335 \operatorname{sen} 3^{\circ} 12' \times 180}{356.8 \times 3.1416} = 3.0 \text{ cm.}$$

$$J_d = 340.88 + 3.0 = 343.88 \text{ cm.}$$

El momento resistente en la lumbrera será:

$$M = C_u \times J_d = 207.07 \times 343.88 = 712.32 \text{ ton-m}$$

Si comparamos este momento con el generado por las ondas sísmicas, observamos que la lumbrera resiste perfectamente

$$321.7 < 712.32$$

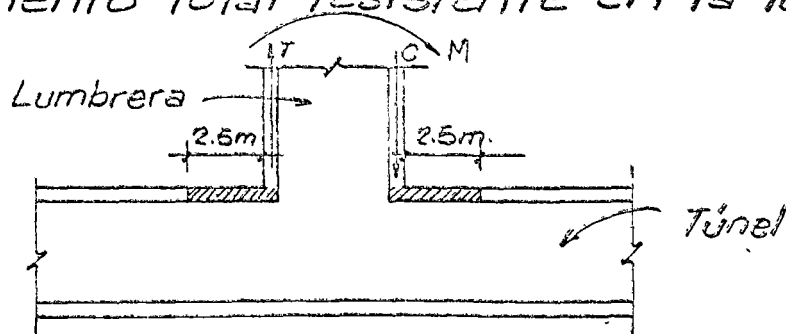
El momento sísmico calculado es para un sismo de cierta magnitud supuesta, pero como la lumbrera tiene capacidad para absorber un momento mayor y siendo ésta el elemento más vulnerable a sismos, es conveniente diseñar el refuerzo del túnel de tal manera que la falla, en caso de ocurrir, se presente en la lumbrera.

Para el diseño del túnel tenemos las siguientes alternativas:

a).- Ligar totalmente la lumbrera al túnel y darle capacidad a este para absorber el momento resistente de la lumbrera.

b).- Desligar parcial o totalmente el refuerzo de la lumbrera y colar monolíticamente en la unión, dándole al túnel capacidad para tomar el momento resistente de la lumbrera en esas condiciones.

El siguiente paso consiste en diseñar el túnel para darle (en este caso) la capacidad necesaria para absorber el momento total resistente en la lumbrera.



Sustituyendo valores tenemos:

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.151 \times 82.83 \times 3.7 = 46.28 & T_1 &= 0.053 \times 82.83 = 4.39 \\ M_1 &= -0.25 \times 14.85 \times 13.69 = \underline{-50.82} & T_1 &= -14.85 \times 3.7 = \underline{-54.95} \\ & & & -4.54 & & -50.56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_5 &= -0.153 \times 82.83 \times 3.7 = -46.89 & T_5 &= -0.5 \times 82.83 = -41.42 \\ M_5 &= 0.25 \times 14.85 \times 13.69 = \underline{50.82} & T_5 &= 0.0 = \underline{0.00} \\ & & & +3.93 & & -41.42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_9 &= 0.294 \times 82.83 \times 3.7 = 90.10 & T_9 &= -0.053 \times 82.83 = -4.39 \\ M_9 &= -0.25 \times 14.85 \times 13.69 = \underline{-50.82} & T_9 &= -14.85 \times 3.70 = \underline{-54.95} \\ & & & +39.28 & & -59.34 \end{aligned}$$

Resumen de momentos y normales:

$$\begin{array}{lll} M_1 = -4.54 & M_5 = +3.93 & M_9 = +39.28 \\ T_1 = -50.56 & T_5 = -41.42 & T_9 = -59.34 \end{array}$$

El concreto utilizado en el Emisor Central en este tramo fue de 250 Kg/cm^2 y acero de $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$, el espesor $t = 45 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned} f_c^* &= (1 - C_v) f_c' = 0.85 \times 250 = 212.5 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_c'' &= 0.85 f_c^* = 0.85 \times 212.5 = 181.0 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El refuerzo necesario requerido, lo obtendremos con las gráficas de interacción basados en la hipótesis de diseño plástico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En donde:

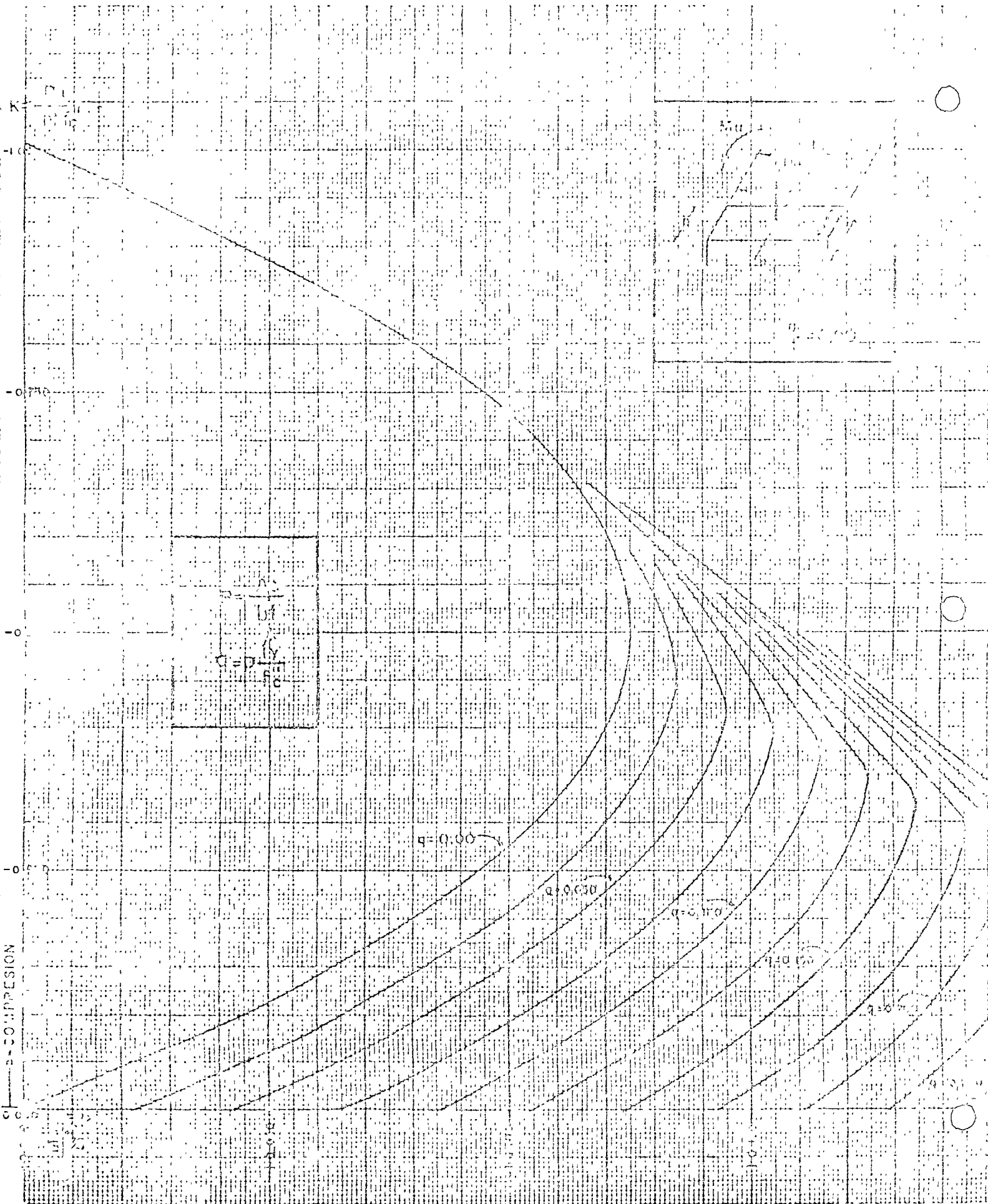
$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{P_u}{b t f_c''} = \frac{-59.34 \times 10^3 \times 1.1}{100 \times 43 \times 181} = -0.084 \\ R &= \frac{M_u}{b t^2 f_c''} = \frac{39.28 \times 10^5 \times 1.1}{100 \times 43 \times 181} = 0.13 \end{aligned} \right\} q = 0.25$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.25 \frac{181}{0.9 \times 4000} = 0.0135 = 1.3\%$$

$$A_s = p b t = 0.0135 \times 100 \times 45 = 60.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{cara} = \frac{60.75}{2} = 30.38 \text{ cm}^2 \quad 2 \# 8 \text{ a } 30$$

Que es el valor del refuerzo transversal en el tunel en la zona crítica.



$$C = \frac{P}{f_c} \left(\frac{Y}{f_c} \right)$$

q=0.00

q=0.030

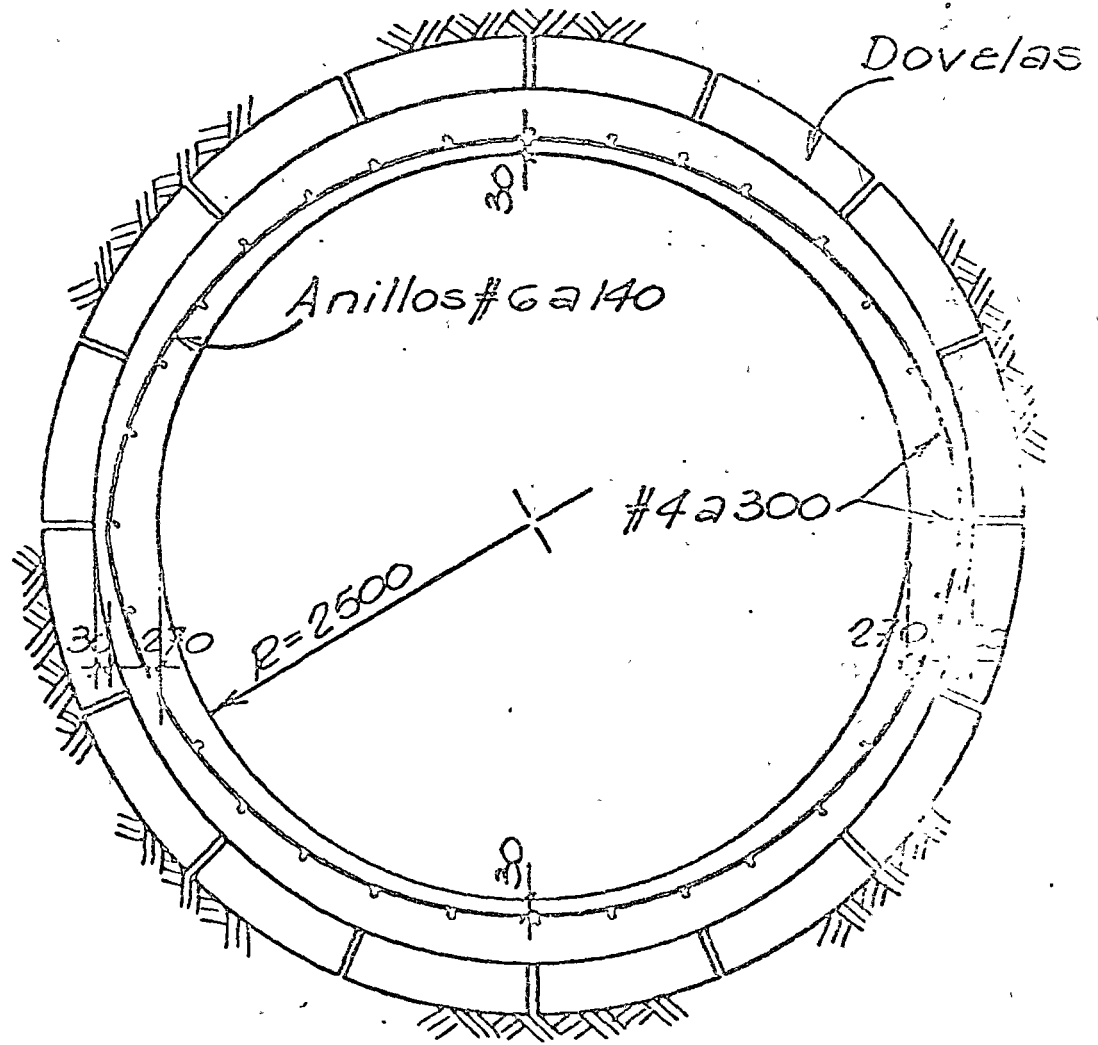
q=0.100

q=0.200

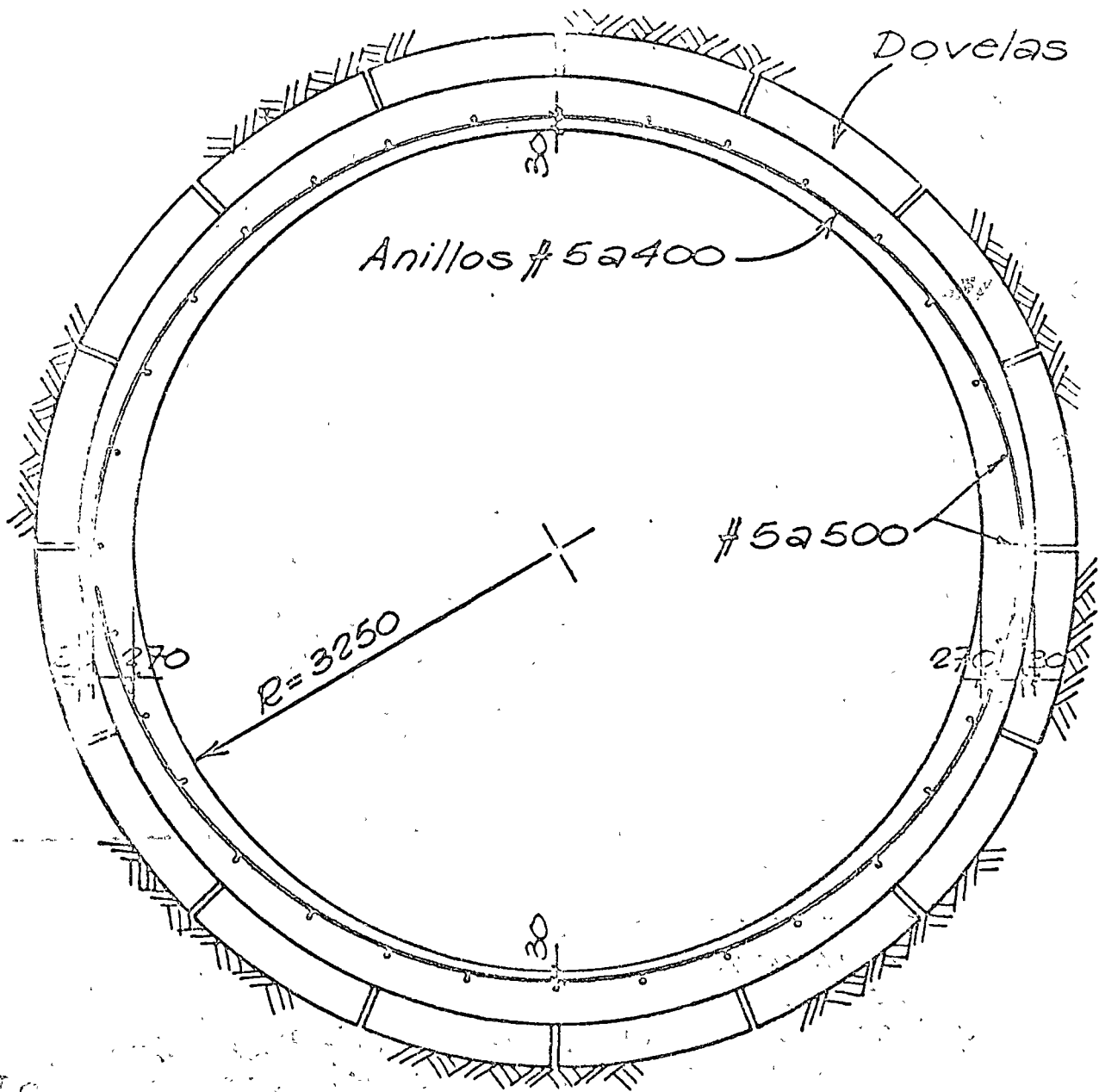
q=0.200

TABLA DE FACTOR DE RESISTENCIA f

| Categoría | Grado de resistencia. | Naturaleza del suelo o roca | Peso volumétrico kg/m ³ | Resistencia a la comp. conf. kg/cm ² | Factor de resistencia |
|-----------|-----------------------|--|------------------------------------|---|-----------------------|
| I | Muy alta | Cuarcita densa, basalto y rocas sanas de muy alta resistencia. | 2800 3000 | 2000 | 20 |
| II | Muy alta | Granito, rocas ígneas, calizas y algunas areniscas de alta resistencia. | 2600 2700 | 1500 | 15 |
| III | Alta | Granitos y rocas ígneas, areniscas resistentes y calizas, conglomerados bien cementados. | 2500 2600 | 1000 | 10 |
| IIIa | Alta | Calizas, granito poco alterado, areniscas sanas, mármol y piritas. | 2500 | 800 | 8 |
| IV | Moderadamente fuerte | Areniscas competentes | 2400 | 600 | 6 |
| IVa | Moderadamente fuerte | Areniscas estratificadas | 2300 | 500 | 5 |
| V | Media | Lutitas, areniscas y caliza de baja resistencia, conglomerados mal cementados. | 2400 2800 | 400 | 4 |
| Va | Media | Pizarras y esquistos. Mármol denso. | 2400 2600 | 300 | 3 |
| VI | Moderadamente suelto | Pizarras sueltas y calizas muy suaves, yeso, terrenos de deshielo, mármol, areniscas en bloques, gravas y bolcos cementados. | 2200 2600 | 200 150 | 2 |
| VIa | Moderadamente suelto | Terrenos con gravas, pizarras en bloques y fisuradas, gravas y bolcos compactos, arcillas duras. | 2200 2400 | -- | 1.5 |
| VII | Suelto | Arcillas densas, suelos arcillosos, arenas y gravas con poca cementación. | 2000 2200 | -- | 1.0 |
| VIIa | Suelto | Gravas, loes, depósitos de arena suelta. | 1800 2000 | -- | 0.8 |
| VIII | Suelos | Suelos con vegetación, arenas sueltas húmedas, húmus. | 1600 1800 | -- | 0.6 |
| IX | Suelos granulares | Arenas limpias, gravas finas, rellenos superficiales. | 1400 1600 | -- | 0.5 |
| X | Suelos plásticos | Suelos limosos, loes modificados y suelos en condiciones saturadas. | -- | -- | 0.3 |



PTONES ORIENTE Y CENTRAL

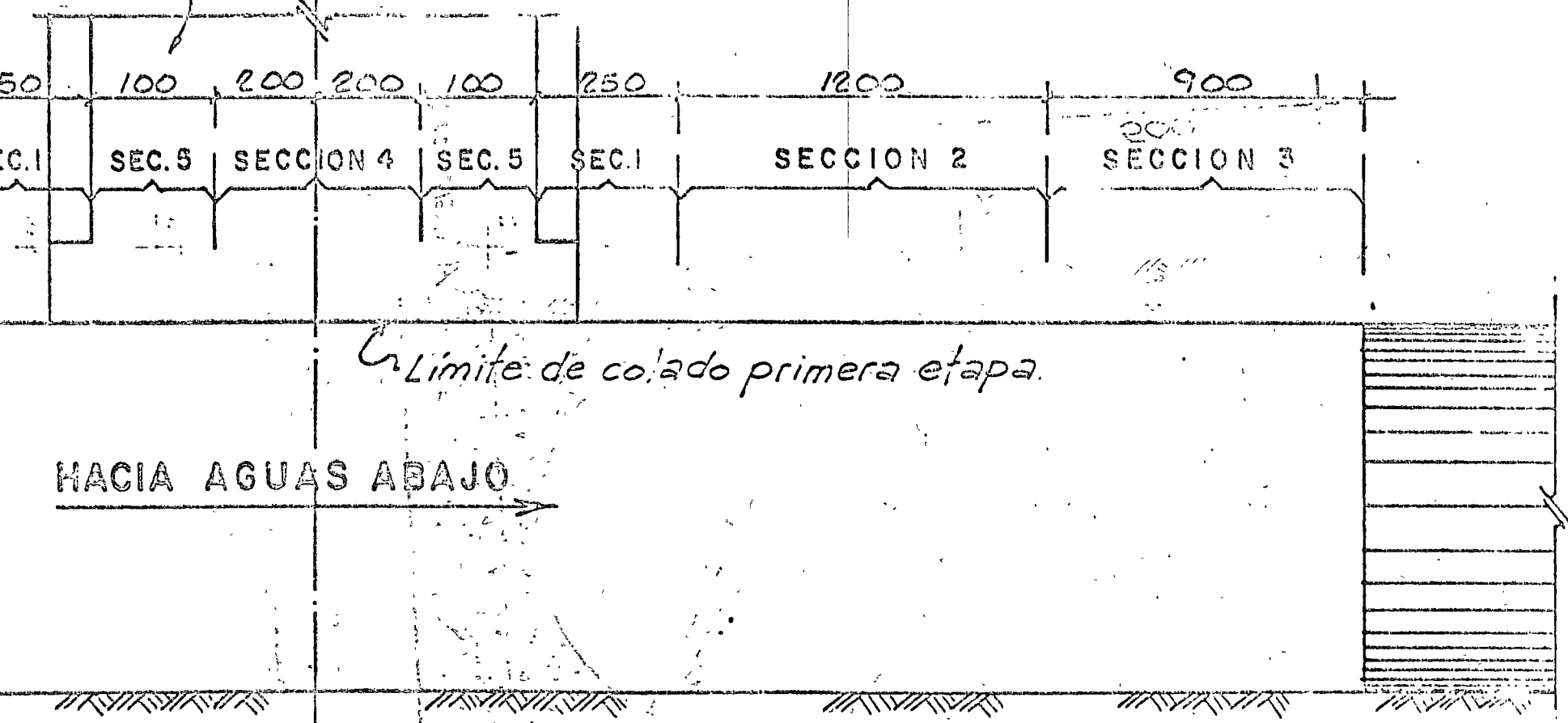


SECCION EMISOR CENTRAL
ZONA CON REFUERZO

(TRAMO 21 - PORTAL)

lumbreira

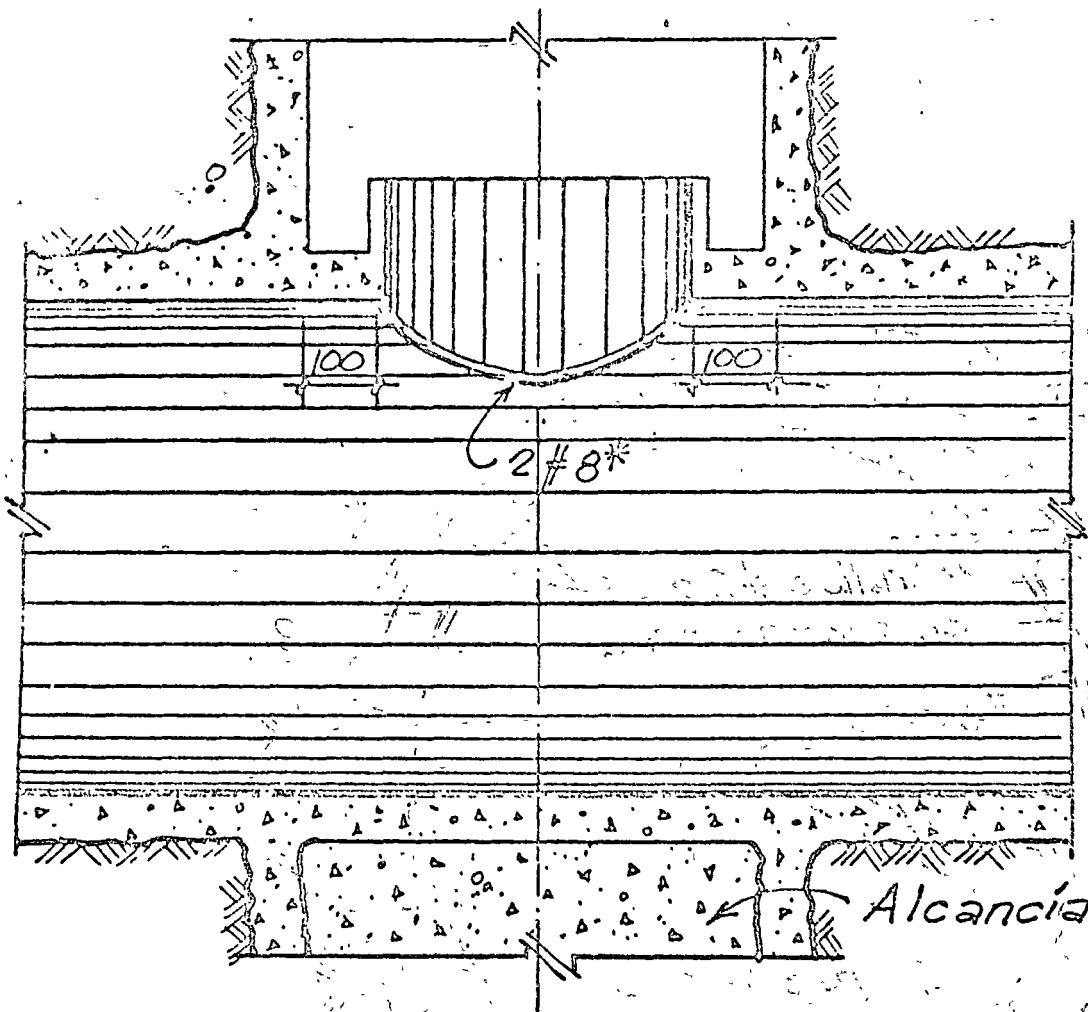
Eje de lumbreira.



Limite de colado primera etapa.

HACIA AGUAS ABAJO

E V A C I O N



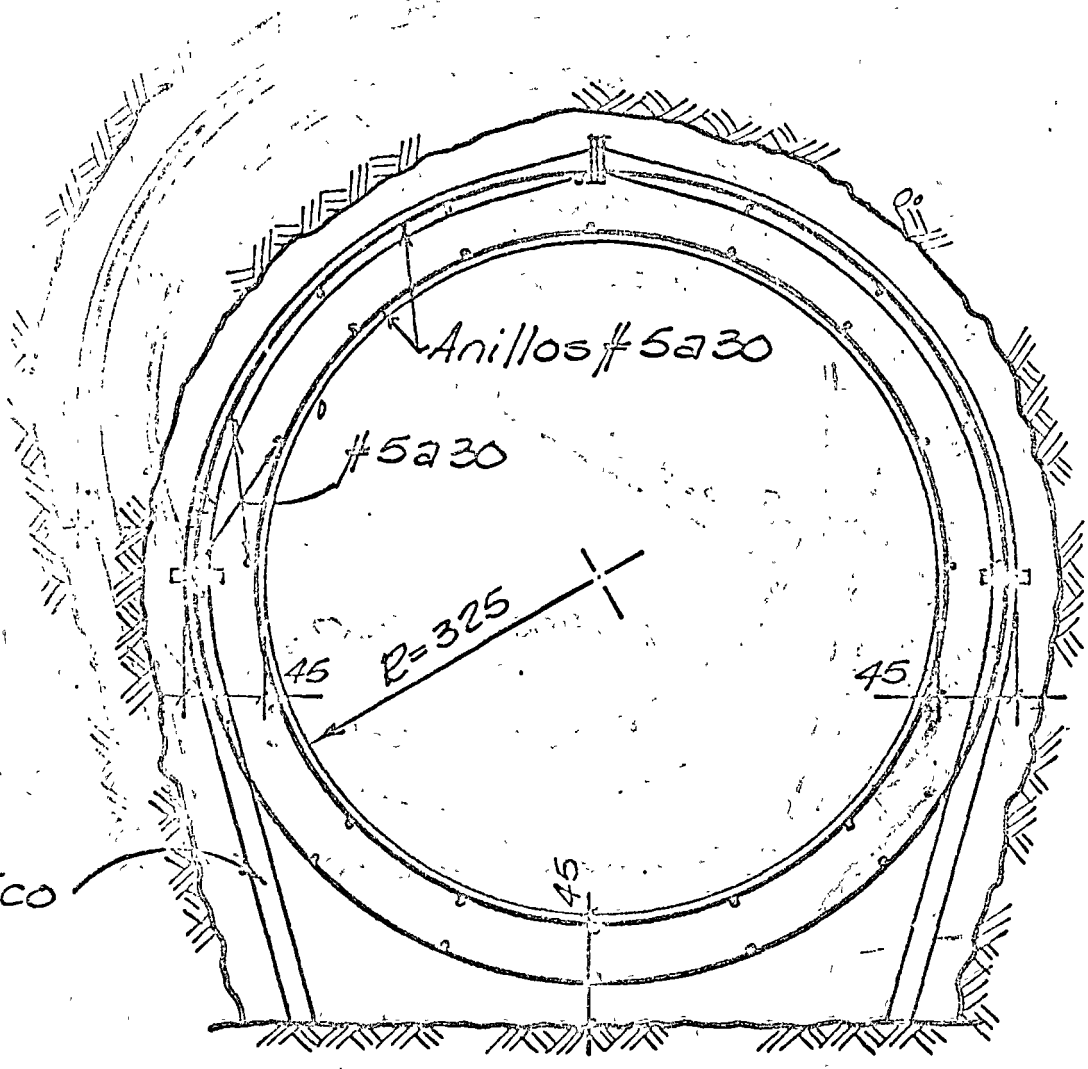
C O R T E B - B

G E O M E T R I A D E T U N E L E N I N T E R S E C C I O N C O N L U M B R E R A

NOTAS GENERALES:

- 1- Acotaciones en centímetros.
- 2- Especificación de materiales:
 - a) Concreto normal de peso volumétrico $P.V. \geq 2100 \text{ Kg/m}^3$ y $f'_c = 270 \text{ Kg/cm}^2$ usando para su fabricación cemento tipo V.
 - b) Acero de refuerzo grado duro de $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ excepto el #4 que será grado estructural $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$.
 - c) Soldadura para aceros suaves con electrodos recubiertos de la serie E-90.
- 3- El espesor mínimo considerado en el diseño es de 450 mm.
- 4- Recubrimientos libres 30 mm.
- 5- No deberá traslaparse más del 50% del refuerzo en una sola sección.

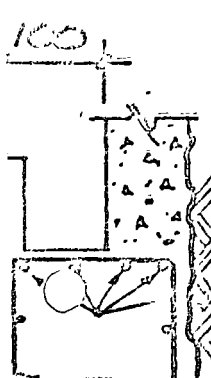
LEVACION



o metálico
istente

Marco m
existe

S E C C I O N 2

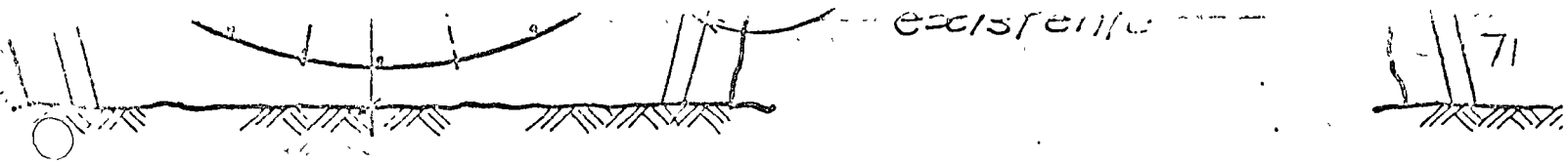


478
Circulares

Muro de
lumbreira

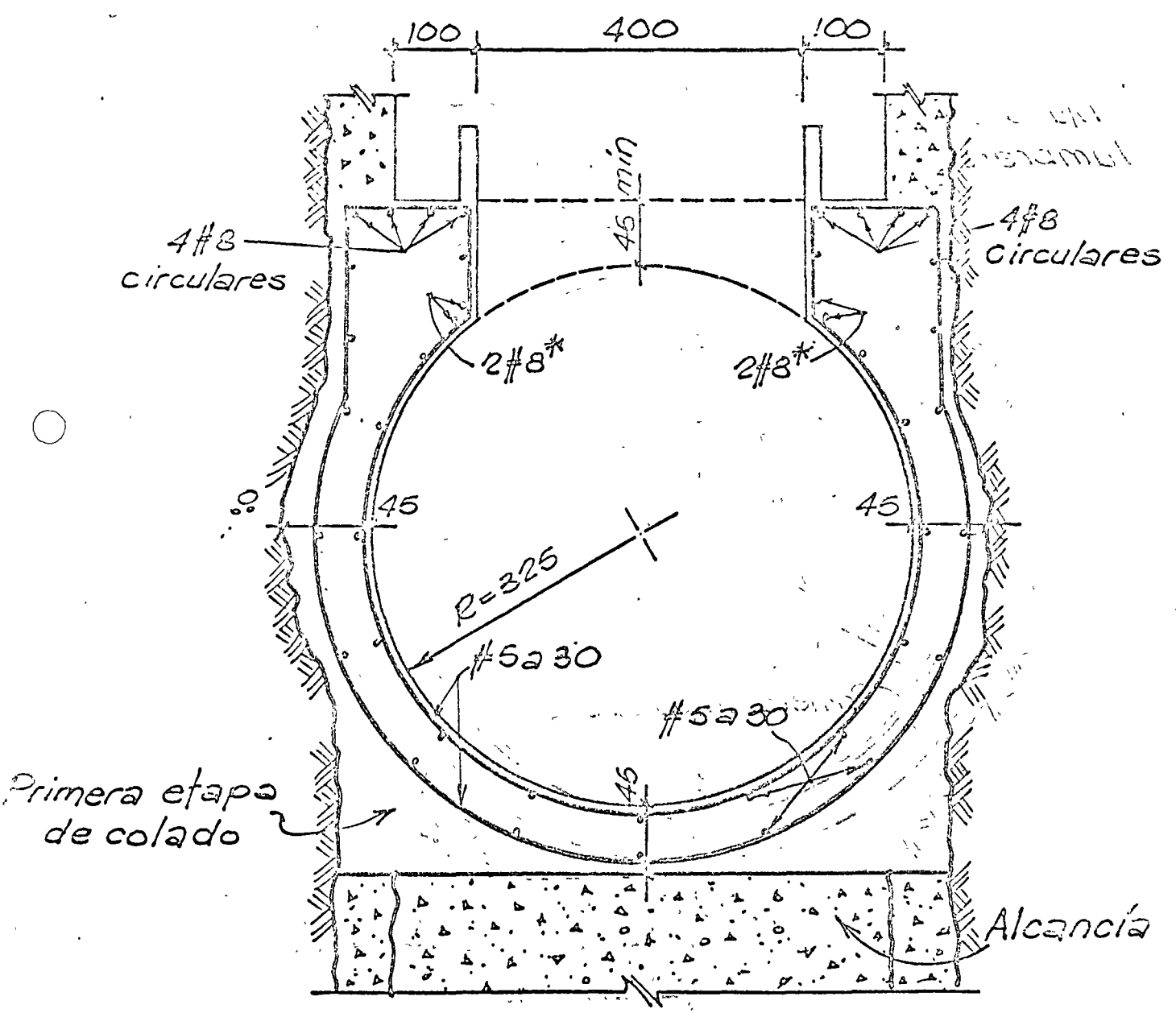
Varla Variable

45 min

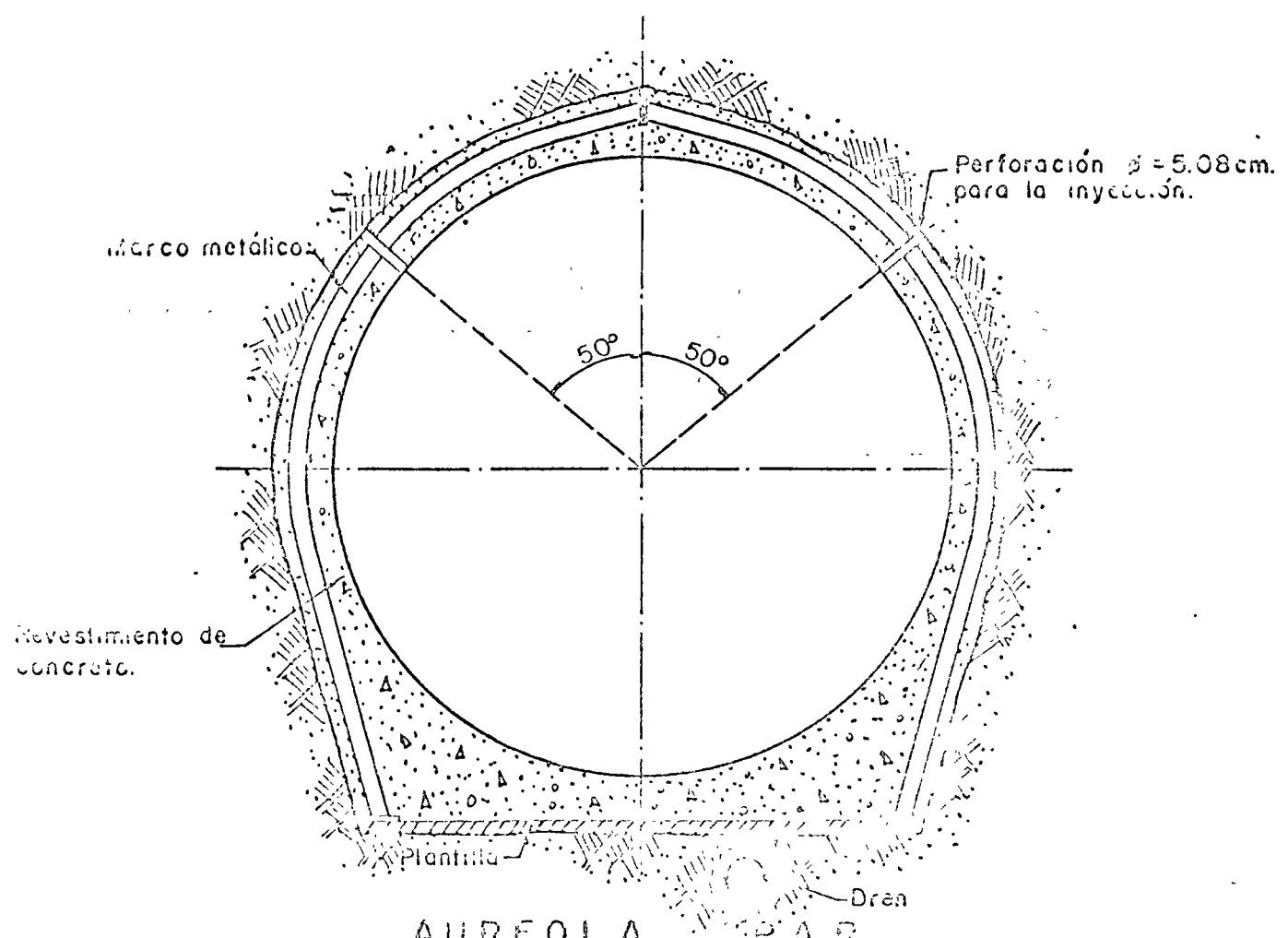
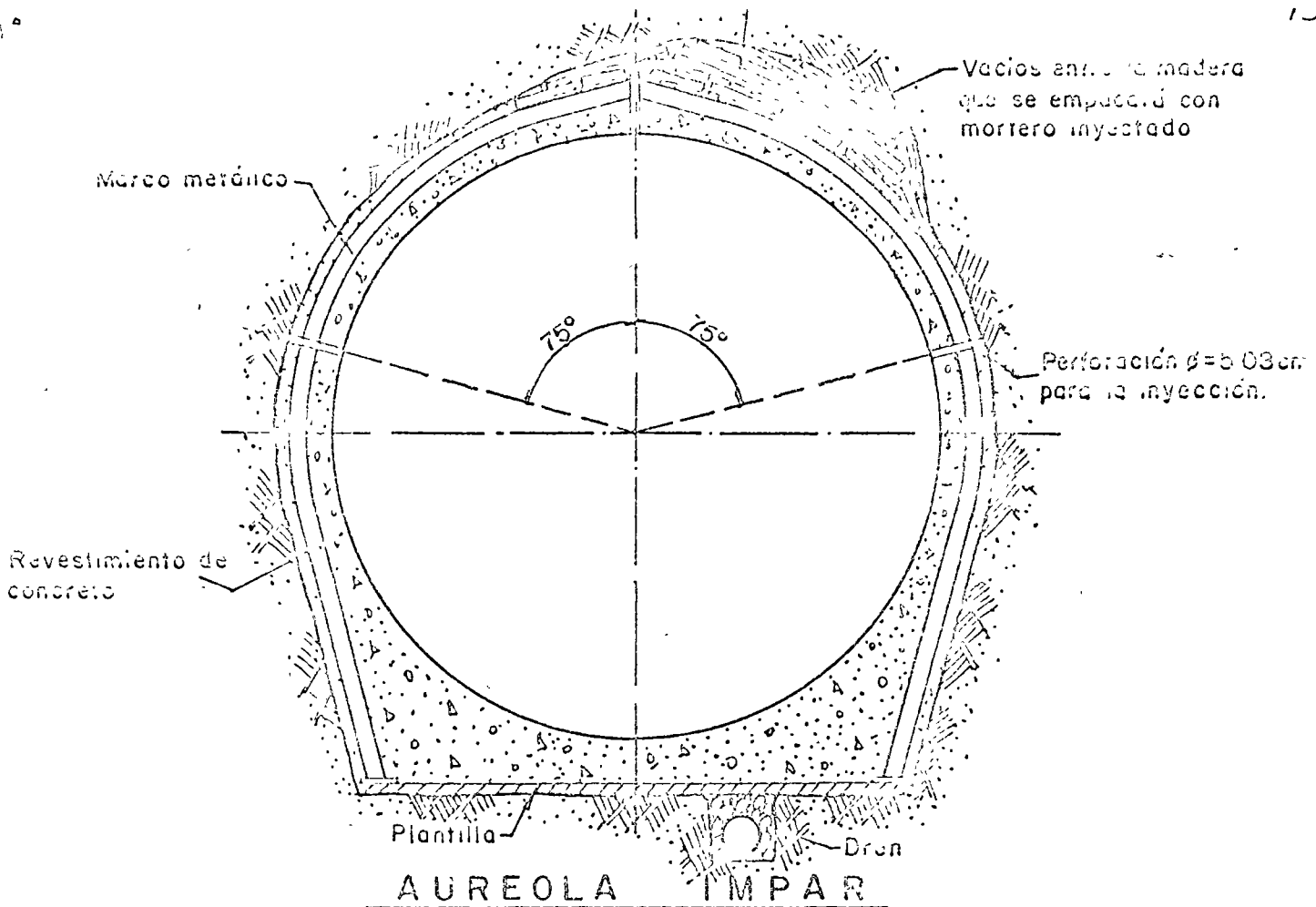


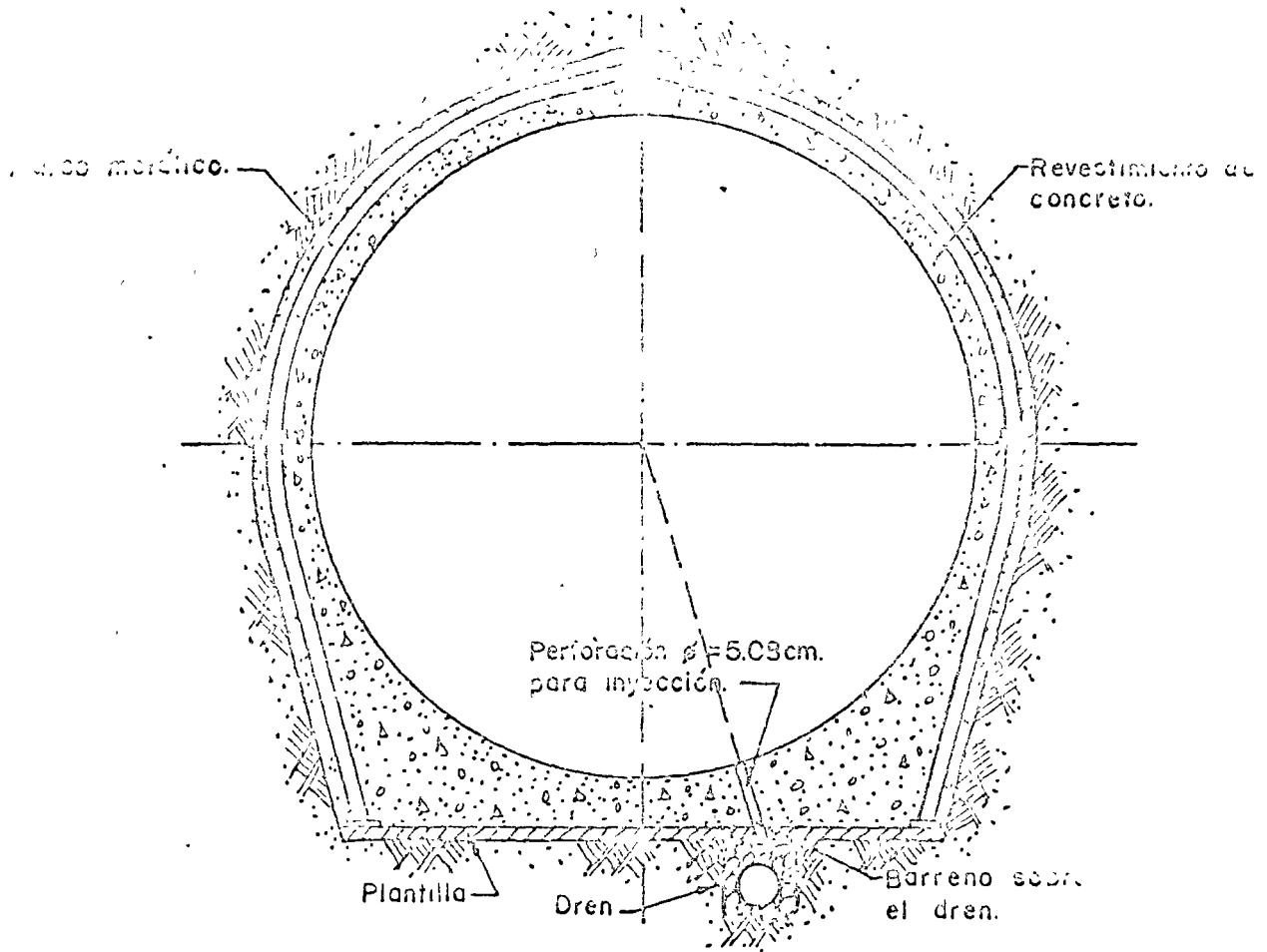
E C C I O N I

S E C

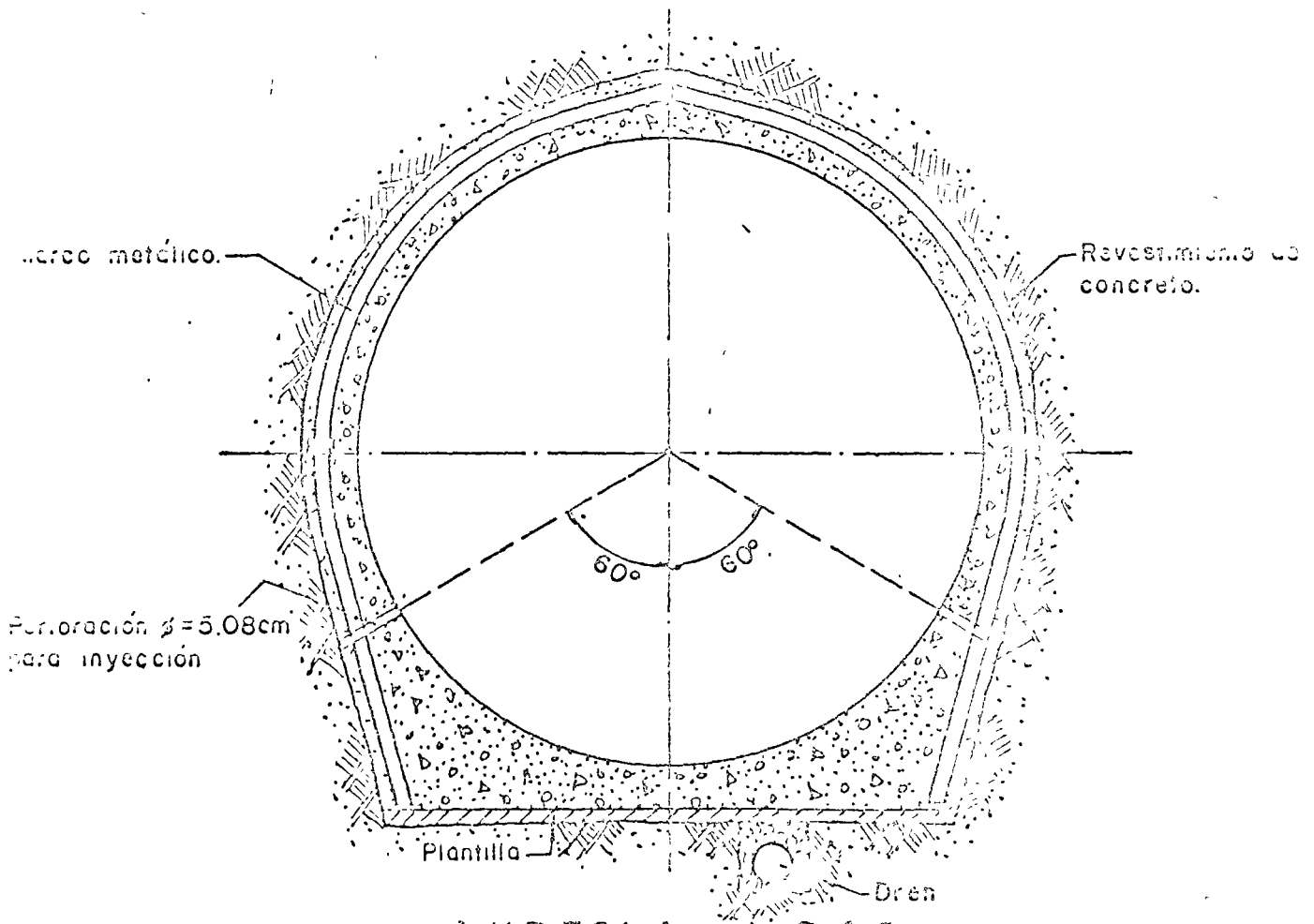


S E C C I O N 4





AUREOLA IMPAR



AUREOLA PAR