

300615

2079 05 21237
MAY 11 1987

29A

29

UNIVERSIDAD LA SALLE.

Escuela de Ingeniería incorporada a la U.N.A.M.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO TRAMO AUDITORIO-CONSTITUYENTES
Y ESTACION "CONSTITUYENTES" DEL "M E T R O".

LINEA 7.

Carrera de Ingeniero
Civil

TESIS PROFESIONAL

P R E S E N T A :

VICTOR JAVIER RODRIGUEZ TAPIA.

México, D. F., 1987.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO TRAMO AUDITORIO-CONSTITUYENTES
Y ESTACION CONSTITUYENTES DEL METRO LINEA 7.

- ~~I~~ I INTROLUCCION.
- I ~~II~~ II PLANEACION DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO ME
TRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.
- II ~~III~~ III CRITERIOS DE DISEÑO.
- III ~~IV~~ IV GENERALIDADES SOBRE EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
TIPO TUNEL DE LA LINEA 7 DEL METRO.
- IV ~~V~~ V PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ESTACION.
- V ~~VI~~ VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO INTERESTACION, TUNEL
DE TRAMO.
- VI ~~VII~~ VII CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES.
- VII ~~VIII~~ VIII OBSERVACIONES Y MEDICIONES DE CONTROL EN LAS EXCA
VACIONES DE LOS TUNELES DE ESTACION E INTERESTA--
CION.
- VIII ~~IX~~ IX CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEFORMACIO-
NAL MEDIDO EN LOS TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS FIR
MES DE LA CIUDAD DE MEXICO. PARA LA LINEA 7 DEL -
METRO.

- - - - -

INTRODUCCION.

El area metropolitana de la Ciudad de México se encuentra en camino de convertirse en la concentración urbana más grande del mundo.

En el año 1930 la población que antaño subsistía para el Distrito Federal, que contaba con una población de 540,000 habitantes.

El crecimiento rápido y desordenado que la Ciudad de México ha presentado a partir de 1940 ha motivado que la motorización que la Ciudad presenta no pueda ser manejada por la estructura vial con que se cuenta. Podemos hablar de que es necesario dar servicio aproximadamente a 16 millones de habitantes, concentrados en una superficie urbana de cerca de 1,000 Km.², esta cifra poblacional crece vertiginosamente y para el año 2,000 la Ciudad espera alojar, incluyendo a los pobladores de las areas conurbadas del Estado de México, entre un máximo de 40 y un mínimo de 23 millones de habitantes, según se considere la tendencia histórica o la inducida, ésta última conforme a los planes que han elaborado las autoridades correspondientes.

Debido a este crecimiento y a la falta de continuidad en la planeación del desarrollo urbano de la Ciudad, se han acrecentado y agudizado los problemas de vivienda, contaminación y servicios básicos, como son: abastecimiento de agua potable, drenaje, transporte urbano, servicios médicos.

En lo que se refiere al transporte urbano, el diagnóstico de la situación actual muestra una preocupante desigualdad social: De los dos millones de vehículos que circulan en el D. F., el 97% son particulares que movilizan tan solo al 21% de los viajes persona por día, mientras que el 3% son colectivos, incluyendo al metro, para efectuar el 79% de --

INTRODUCCION.

El area metropolitana de la Ciudad de México se encuentra - en camino de convertirse en la concentración urbana más - - grande del mundo.

En el año de 1900 se establecieron los límites que actualmente subsisten para el Distrito Federal, que contaba con - una población de 540,000 habitantes.

El crecimiento rápido y desordenado que la Ciudad de México ha presentado a partir de 1940 ha motivado que la motorización que la Ciudad presenta no pueda ser manejada por la estructura vial con que se cuenta. Podemos hablar de que es necesario dar servicio aproximadamente a 15 millones de habitantes, concentrados en una superficie urbana de cerca de 1,000 Km.², esta cifra poblacional crece vertiginosamente y para el año 2,000 la Ciudad espera alojar, incluyendo a los pobladores de las áreas conurbadas del Estado de México, entre un máximo de 40 y un mínimo de 23 millones de habitantes, según se considere la tendencia histórica o la inducida, ésta última conforme a los planes que han elaborado las autoridades correspondientes.

Debido a este crecimiento y a la falta de continuidad en la planeación del desarrollo urbano de la Ciudad, se han acrecentado y agudizado los problemas de vivienda, contaminación y servicios básicos, como son: abastecimiento de agua potable, drenaje, transporte urbano, servicios médicos.

En lo que se refiere al transporte urbano, el diagnóstico de la situación actual entraña una preocupante desigualdad social: De los dos millones de vehículos que circulan en el D. F., el 97% son particulares que movilizan tan solo el 21% de los viajes persona por día, mientras que el 3% son colectivos, incluyendo al metro, para efectuar el 79% de --

I.- I N T R O D U C C I O N.

El area Metropolitana de la Ciudad de México se encuentra en camino de convertirse en la concentración urbana más grande del mundo.

En el año de 1900 se establecieron los límites que actualmente subsisten para el Distrito Federal, que contaba con una población de 540,000 habitantes.

El crecimiento rápido y desordenado que la Ciudad de México - ha presentado a partir de 1940 ha motivado que la motorización que la Ciudad presenta no pueda ser manejada por la estructura vial con que se cuenta. Podemos hablar de que es necesario dar servicio aproximadamente a 16 millones de habitantes, concentrados en una superficie urbana de cerca de 1,000 Km.2, esta cifra poblacional crece vertiginosamente y para el año 2,000 - la Ciudad espera alojar, incluyendo a los pobladores de las -- areas conurbadas del Estado de México, entre un máximo de 40 y un mínimo de 23 millones de habitantes, según se concidere la tendencia histórica o la inducida, ésta última conforme a los planes que han elaborado las autoridades correspondientes.

Debido a este crecimiento y a la falta de continuidad en la planeación del desarrollo urbano de la Ciudad, se han acrecentado y agudizado los problemas de vivienda, contaminación y servicios básicos, como son: abastecimiento de agua potable, drenaje, transporte urbano, servicios médicos.

En lo que se refiere al transporte urbano, el diagnóstico de la situación actual entraña una preocupante desigualdad social: De los dos millones de vehículos que circulan en el D. F., el - 97% son particulares que movilizan tan solo al 21% de los viajes persona por día, mientras que el 3% son colectivos, incluyendo

al metro, para efectuar el 79% de los viajes-persona por día. Esta desigualdad afecta sobre todo a las clases economicamente débiles (que viven en la tensión y la angustia para lograr su transportación.)

Un cierto escalofrío invade a cualquiera que piense por ejemplo en 5 o 6 millones de vehículos circulando por la Ciudad, con los consecuentes problemas de tránsito y vialidad.

Reconociendo gravedad a dichos problemas, (debo decir) ^{se debe pensar} que el porvenir de esta metrópoli no está fatalmente trazado, no opera como una fuerza natural incontrolable. Podemos y debemos como seres racionales integrados a la Sociedad, organizar la vida de la Ciudad, pero para ello tenemos que recurrir no solo a todos los recursos de la planeación y la tecnología moderna, sino también a una decisión firme y enérgica en la aplicación de soluciones.

Por un lado tenemos que asimilar la experiencia mundial. El proceso acelerado de urbanización de todas las sociedades -- otorga un carácter universal al problema. Sin embargo se vuelve particularmente agudo en los países del tercer mundo, que experimentan el más acelerado urbanismo y el dramatismo social del problema es mucho más agudo con el potencial económico y tecnológico es menor.

La Ciudad de México se destaca como la más expansionista, tanto en número de habitantes, como en extensión territorial, entre todas las grandes urbes del mundo.

En el D. F., la ^{ta}za de crecimiento anual es del 5.6%, pero en Ciudad Netzahualcoyotl es del 26%, por lo que el futuro de la Ciudad de México depende principalmente de la evolución de -- nuestra crisis agropecuaria.

El transporte colectivo que incluye el metro, autobuses, tranvías y taxis es ineficiente e insuficiente para la población urbana actual.

El metro inaugurado en 1969 en su primera etapa, es hoy un medio congestionado por su gran demanda de servicio.

Existen criterios de regeneración urbanística que son ya incuestionables y uno de ellos es el principio invariable de que en todo principio debe impulsarse el transporte masivo, en

oposición a los medios individuales, y el transporte eléctrico tipo metro, trenes rápidos, troleobuses y tranvías a los vehículos de combustión interna.

Apenas en las últimas administraciones se ha entendido cabalmente este problema. A partir de 1977, las autoridades del Departamento del D. F. a través de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), elaboraron el Plan Sectorial de Vialidad y Transporte y el Plan Maestro del Metro, con el propósito de cambiar radicalmente la situación señalada, impulsando al transporte colectivo y especialmente al Metro.

El Metro por sus características de seguridad, rapidez y número de pasajeros transportados viene a ser el elemento estructurador.

COVITUR tiene como principales objetivos los siguientes:

- A) Elaborar y actualizar el Plan Maestro del Metro y el Plan Rector de Vialidad para incorporarlos al Plan de Desarrollo Urbano del Distrito Federal.
- B) Realizar los estudios necesarios para el debido tránsito de vehículos.
- C) Planear, proyectar, supervisar y construir las obras de ampliación del Metro, adquirir los equipos necesarios y entregar

las instalaciones completas al sistema de Transporte Colectivo.

D).- Determinar las características y fijar la ubicación que deberán tener los dispositivos y señales de tránsito.

E).- Construir estacionamientos o proponer su establecimiento, así como proponer las tarifas para la prestación de ese servicio.

F).- Determinar las medidas técnicas y operacionales de todos los medios de transporte para que se complementen armónicamente con la vialidad, estacionamientos, terminales y demás servicios.

G).- Determinar las rutas de penetración urbana de los vehículos de servicio público de transporte y carga urbanos y foráneos, así como fijar sus itinerarios.

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Departamento del D. F., para cumplir con sus objetivos, ha realizado los estudios y análisis necesarios que le permitan una correcta coordinación de planes y proyectos de tal manera que con base en el criterio fundamental de mover personas y no vehículos se ha dado a la tarea de desarrollar el Plan Maestro de Vialidad y Transporte para la Ciudad de México.

Forma parte de él la planeación de la ampliación del Sistema del Transporte Colectivo más comúnmente llamado Metro.

Este plan se ha desarrollado de acuerdo a los siguientes análisis:

Flujos de Personal, tránsito de vehículos, densidad de población, áreas industriales, áreas de servicio, uso de suelo, obras inducidas y afectaciones.

La experiencia mundial señala que no existe un medio de transporte que sea capaz de resolver, por sí solo, el problema urbano respectivo. Es necesaria una eficaz planeación y aprovechar en forma coordinada todos los recursos existentes. Pero esa misma expe-

riencia, también demuestra que el Metro viene a ser la "columna vertebral" de los sistemas de transporte dentro de las grandes concentraciones urbanas, pues hasta el momento es el único capaz de movilizar hasta 60,000 pasajeros por hora, cifra muy superior a la correspondiente a los otros medios representados por autobuses, tranvías y trolebuses que pueden llegar a servir a un máximo de 10,000 pasajeros por hora. Han transcurrido aproximadamente 16 años desde que se inició la construcción del Metro de la Ciudad de México y ya tenemos funcionando una red de 111 km. que arroja un avance de 7 km. por año, aunque este ha sido interrumpido por diversas causas (de dominio público.)

Es digno comentar en esta cifra, que son pocos los países del mundo que pueden ostentar un record de esta naturaleza.

Lo que ayer parecía una empresa técnicamente irrealizable por las características tan peculiares del suelo que el Metro debía atravesar, hoy es una realidad gracias al aporte de la nueva tecnología, en la cual la industria mexicana de la construcción ha tenido una participación destacada.

Esta obra debe dejarnos varias enseñanzas, algunas de las cuales quisiera señalar: La capacidad de la Ingeniería mexicana, puesta de manifiesto en las variadas soluciones del recorrido buscando un equilibrio económico en el tipo de construcción; - continuismo sexenal de una obra importantísima en la vida del D. F.; (confianza en nuestros propios recursos para poder superar situaciones de crisis como la presente.)

Si bien como consecuencia de esta crisis económica se recortó el presupuesto federal paralyando muchas obras, entre ellas algunas del Metro, hay seguridad de que las próximas administracio

A partir de 1978 en que se actualizó el Plan Maestro del Metro que prevee la dotación a los habitantes de la Ciudad de México en el año 2010 de una red con 378 Km. de longitud en la que -- operarán 807 trenes en 21 líneas y con intervalos mínimos de - 100 segundos en las horas de máxima demanda, teniendo una capacidad de transportación de 24 millones de pasajeros al día. Sin embargo se ha visto la conveniencia de aumentar los alcances del Plan Maestro del Metro y construir sistemáticamente 15 líneas para formar una red de 496 km., que estará acorde con las expectativas de desarrollo de la Ciudad de México, especialmente la zona poniente.

Actualmente se encuentra en construcción la línea 7 precisamente al poniente de la ciudad y este trabajo trata el caso particular del procedimiento que está siendo utilizado en el tramo que comprende de la estación Auditorio a la estación Constituyentes incluyendo la construcción de esta última.

Este trabajo trata el caso particular del procedimiento constructivo que está siendo utilizado en el tramo que comprende de la Estación Auditorio a la Estación Constituyentes incluyendo la construcción de esta última.

Este tramo forma parte de la línea 7 que está contemplada dentro de la tercera etapa de ampliación del Plan Maestro del Metro. Esta línea tendrá una longitud de 12.6 Km. en sentido norte-sur, en la parte poniente de la Ciudad. Será subterránea en su totalidad en solución de túnel profundo. Partirá de la Estación Tacuba de la Línea 2, seguirá por las calles de Lago Hielman, Arquímedes, Molino del Rey, Parque Lira y Av. Revolución.

Tendrá 10 estaciones: Tacuba de correspondencia con la línea 2, San Joaquín, Polanco, Auditorio, Constituyentes, Tacubaya de correspondencia con la línea 1, San Pedro de los Pinos, San Antonio, Mixcoac y la Estación Terminal provisional Barranca del Muerto.

Su construcción a base de túnel requerirá la perforación de 27 lumbreras, para extraer el material rezagado e introducir equipo y maquinaria para la perforación horizontal, la profundidad constante es de cerca de 30 metros.

De sobra son conocidas las dificultades encontradas durante la construcción de esta línea, puesto que cruza por zonas de constantes y profundas fallas, inclusive se encontró precisamente en el tramo Auditorio-Constituyentes, un área donde estuvieron explotándose minas de arena clandestinas a principios de siglo, lo cual dificultó considerablemente la continuación de la perforación del túnel.

En la línea 7 es la primera vez que se utiliza el método de excavación de túneles de origen austriaco, modificado y adaptado a las condiciones del subsuelo mexicano.

Este criterio del "Nuevo método austriaco de Construcción de túneles" consiste básicamente en utilizar un revestimiento -- primario en base a concreto lanzado reforzado con malla de acero, colocado inmediatamente después de excavado cada tramo de túnel recurriendo en algunos casos a la instalación de anclas.

Con el sistema de túnel profundo utilizado en esta Línea 7, se le da mayor velocidad a los trabajos porque se puede trabajar en dos turnos de doce horas cada uno (con horas extras), salvo en algunas zonas habitacionales.

Con la terminación de estas obras, ahora en proceso de construcción, el Metro y sus 111 y fracción de kilómetros podrá atender la demanda de seis y medio millones de pasajeros diariamente, - lo anterior equivale al 26.1% de los 20.9 millones de viajes-perna que será la demanda diaria en la Ciudad.

No obstante seguirá siendo desproporcionado el peso que recae - sobre el 3% de vehículos registrados en el D.F., a los cuales - corresponde transportar el 85% de pasajeros, contra un 97% de - vehículos privados o particulares, que transportan solo al 15% restante.

C A P I T U L O ~~II~~. I

- | 2.- Planeación del sistema de transporte Colectivo Metro de la ciudad de México.
 - | 2.1.- Generalidades .
 - | 2.2.- Crecimiento de la población y de vehículos de transporte en la ciudad de México.
 - | 2.2.1.- Desarrollo del área urbana.
 - | 2.2.2.- Desarrollo del crecimiento de la población.
 - | 2.2.3.- Número de vehículos registrados en el D.F.
 - | 2.3.- Análisis de viajes persona por día y horas "pico" en el D.F.
 - | 2.4.- Ampliaciones contempladas en el plan rector de vialidad y transporte hasta 1935.

CAPITULO II
=====

PLANEACION DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO.

2.1 GENERALIDADES.

Una obra de la naturaleza del Metropolitano de la Ciudad de México, requiere desde su planeación resolver gran número de problemas técnicos, tales como determinación de origen y destino de pasajeros, - localización de líneas y estaciones, elección de criterios de proyecto y de construcción, equipo a utilizar, sistema y control de operación.

Además de tener que construir en estos últimos 18 años aproximadamente 111 Km. de líneas, ya sean en cajón, túnel, superficial o elevada, se tuvo otro importante número de obras, como talleres, centro de control y subestaciones.

La localización de este tipo de obra dentro del área urbana requiere que se ejecute tratando de molestar lo menos posible al público, al tener al mínimo el tránsito de vehículos, no perturbando los demás servicios públicos ni sus instalaciones superficiales y subterráneas y no dañando las edificaciones cercanas.

Las soluciones adoptadas al planear la obra a fines de los años 60's y principios de los 70's, no presentaba ninguna duda seria acerca del éxito de su aplicación. Sin embargo como en todo trabajo que se encuentra en etapa de planeación, existían ciertas incertidumbres respecto a la ejecución.

Se trataba de una obra sin precedente en la Ciudad, la cual por su tamaño y complejidad, imponía el uso de variados criterios de ejecución, algunos de los cuales se aplicarían por primera vez.

Por ejemplo el túnel estaría sujeta a los movimientos generales del subsuelo de la Ciudad. ¿Cuál sería su flexibilidad y resistencia a movimientos diferenciales, transversales y longitudinales?. ¿Cuales los empujes reales del terreno sobre los muros?

Entre los procedimientos de construcción elegidos se encontraba el muro de concreto reforzado colado en el subsuelo en el peso de un lodo. ¿Cual es la adherencia real del refuerzo y del concreto después de haber estado en contacto con el lodo?

Por otra parte, durante las etapas de ejecución y puesta en operación surgieron ciertos problemas inherentes a toda obra de Ingeniería de gran envergadura que nacen de la imposibilidad de prever obstáculos

que solo se presentan cuando la obra está prácticamente terminada tal es, por ejemplo en el caso de la línea I del Metro que se presenta, ^{al problema} lograr una ventilación eficiente del túnel y estaciones a pesar de que cuenta con los elementos normalmente considerados adecuados para este fin.

En el terreno de la ingeniería civil, gracias a las aportaciones de las investigaciones y experiencias en las líneas construidas, se ha obtenido un conocimiento más amplio de los materiales de construcción y del comportamiento de las estructuras y del subsuelo, con lo que se logró mejorar los criterios de proyecto y procedimientos constructivos y reducir el costo de la obra.

Los estudios desarrollados como el de simulación, conteo de pasajeros y ventilación de túneles, seguramente contribuirán favorablemente en la planeación de nuevas líneas, y en la localización y proyecto de estaciones futuras.

1.2.2 Crecimiento de la Población y de Vehículos de Transporte en la Ciudad de México.

El proceso de crecimiento de la población y del espacio ocupado por el área urbana de la Ciudad de México, ha traído consigo la necesidad de movilidad, es decir de desplazamiento de las personas a su centro de trabajo, estudio, de recreo, etc. Con ello la población de vehículos ha ido incrementándose con el fin de poder satisfacer la demanda de movilidad que la población exige. Observando las pautas de crecimiento de cada población considerada y su interacción entre sí, podemos determinar que clase de vehículo, entre muchos otros aspectos, es conveniente impulsar y cuál debe frenar su crecimiento.

Entonces como premisa de una solución al transporte urbano de pasajeros, debe tomarse en cuenta el concepto de "mover el mayor número de personas con el menor número de vehículos".

Sin embargo esto no acontece; contrariamente y por efecto del desarrollo de la Industria Automotriz, el medio individual de transporte que es el automóvil, merced de sus innegables ventajas de autonomía, flexibilidad y confort, aumenta constantemente invadiendo y saturando las áreas urbanas.

La Ciudad de México no ha escapado a este fenómeno que alcanza ya una magnitud alarmante, tal como lo demuestran las cifras estadísticas que enseguida se mencionan:

1.2.2.1 Desarrollo del Área Urbana.

En 1829 surgió como entidad del Distrito Federal, en cuya superficie original de 200 km², quedó comprendida la Ciudad de México.

En años subsecuentes, el área urbana de la Ciudad, alcanzó los siguientes valores:

AÑO	DENTRO DEL D.F. Km.	AREAS CONURBADAS DEL EDO. DE MEX. Km	TOTAL ZONA METROPOLITANA Km
1930	86	-	86
1940	92	-	92
1950	200	42	242
1960	320	70	390
1970	432	128	560
1979	534	346	880

Además del crecimiento de la ciudad, en su expansión originó la anexión de numerosas localidades conformando unidades urbanas de mayor tamaño. De esta manera, la población urbana se vio incrementada por la de las localidades no urbanas que se integraron al asentamiento central.

2.2.2 Desarrollo del Crecimiento de la Población.

El desarrollo de la población de la Ciudad, se ha verificado de acuerdo a las cifras del siguiente cuadro.

AÑO	HABITANTES D.F.	HABITANTES EN AREAS CONURBADAS DEL EDO. DE MEXICO.	POBLACION TOTAL EN EL AREA METROPOLITANA
1900	540,000	-	540,000
1930	1 288,000	-	1 288,000
1940	1 700,000	60,000	1 760,000
1950	3 000,000	100,000	3 100,000
1960	4 900,000	340,000	5 240,000
1970	7 000,000	1 900,000	8 900,000
1979	9 500,000	4 550,000	14 050,000

En forma particular, el Plan de Desarrollo Urbano fija como meta para la zona metropolitana de la Ciudad de México en el año 2000

una población de 23 millones 400 mil habitantes, de los cuales 14 millones 300 mil residirán en el D.F.

Si bien esto representa una reducción significativa en el actual ritmo de crecimiento demográfico, en números absolutos, constituye un aumento de población considerable que impone la necesidad de construir, entre hoy y el final de siglo, otra Ciudad de México.

2.3 Número de Vehículos Registrados en el D.F. (Hasta 1979).

Esta cifra en 1979 de 1,989,887 vehículos solo esta referida a los límites del D.F., si se toma en cuenta la zona metropolitana, es decir, la conurbación con el estado de México, significa 470,000 unidades más o sea, el número de vehículos de todos tipos alcanza un total de 2,460,000.

El panorama en este año de 1979 fijaba un crecimiento de automóviles de alrededor del 11 0/0 anual, o sea más del triple de la tasa anual de crecimiento demográfico, agudizaba las situaciones de congestiónamiento, consumían el 33 0/0 de la producción nacional de gasolina solamente en la zona metropolitana de la ciudad de México y ocupaban el 70 0/0 de la vialidad para circular y estacionarse y únicamente transportaban 1.8 personas por viaje mientras que los autobuses podían transportar solo 60 pasajeros. Además , está comprobado que en la Ciudad de México los principales causantes de contaminación no son las fuentes fijas, sino las móviles y de éstas, la gran mayoría son automóviles particulares.

Con respecto a la vialidad, está estaba constituida por una serie de obras inconclusas: un anillo periférico al que le faltaba terminar el 60% ; al circuito interior el 75%. Las calles secundarias también se caracterizaban por una falta de continuidad.

EL AUTOMOVIL EN EL VALLE

2 MILLONES DE VEHICULOS

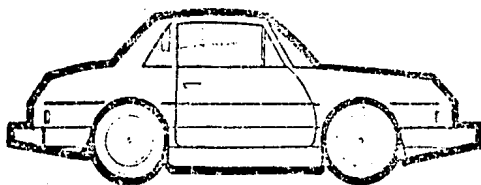
AUMENTABAN AL 11% ANUAL

CONSUMIAN EL 33% DE LA PRODUCCION NACIONAL DE GASOLINA

ERAN LOS CAUSANTES PRINCIPALES DEL CONGESTIONAMIENTO VIAL.

TRANSPORTABAN UNICAMENTE 1.8 PERSONAS POR VIAJE

ERAN LOS CAUSANTES PRINCIPALES DE LA CONTAMINACION



LA CIUDAD PENSADA COMO MORADA DEL HOMBRE, HA RESULTADO LA CASA DEL AUTOMOVIL.



A la ya de por sí escasa vialidad, había que restarle la superficie que ocupaban los vehículos estacionados en la vía pública. Se habían hecho observaciones que mostraban una ocupación de más del 33% del área de rodamiento para automóviles estacionados, incluso en arterias tan importantes como Insurgentes, Paseo de la Reforma, y Amores, llegando en algunos casos a más del 50% por el estacionamiento en doble y triple fila.

Las perspectivas que se tenían, en el supuesto de que las condiciones continuaran, nos señalaban que el problema se agudizaría para el final de siglo, en tal forma que los automóviles aumentarían su participación en el total de viajes del 19.2% al 29.5%; el Metro apenas se elevaría del 11.4% al 17.3%; los autobuses reducirían su participación del 50.8% a solo 33% y los trolebuses bajarían del 3.3% al 1.6%.

Para el año 2000 habría 11.5 millones de vehículos a los que solamente les correspondería una vialidad de $20m^2$ por vehículo. Es decir, a todas luces se tenía un panorama desalentador que significaría la paralización de la vida en la urbe.

2.3 ANALISIS DE VIAJES PERSONA POR DIA Y HORAS "PICO" EN EL D.F.

Los estudios sobre el número de viajes que se producen en el D.F, los medios de transporte y en un día hábil señalaron en 1965 un total de 8,383,120 de pasajeros en 24 horas (VPD). La distribución modal de estos viajes fué como sigue:

En Autobuses Urbanos	5,720,000	(68.2%)
En Transportes Eléctricos	661,920	(7.9%)
En Autobuses Escolares	26,560	(0.3%)
En Automóviles Particulares	588,640	(7.0%)
En Automóviles de Alquiler	1,386,000	(16.5%)
SUMA	8,383,120	

De donde se dedujo que el 76% de los viajes se efectuaba en transporte colectivo y el 24% en transportes individuales. Se determinó también, en función de la población del D.F. que en ese año era de 6'330000 habitantes, el índice de viajes por habitante y por día, que resultó de 1.32.

Relacionando estos datos con el número de unidades en servicio se determinó también que los sistemas colectivos, con el 2% de las unidades transportaba el 76% de los pasajeros y los vehículos particulares con el 98%, transportaba el 24% restante de los pasajeros

La distribución modal en 1979 fue la siguiente:

Índice de viajes por habitante, referido a una población de 9'500000 habitantes: 1.97 viajes/habitantes/día.

Los vehículos colectivos con el 3% del total transportaron el 79 por ciento de los VDP y los individuales, con el 97% transportaron el 21% de los pasajeros.

También se presentan a continuación las gráficas de distribución Modal de 1982 y 1984.

Ahora debemos tener en cuenta que el movimiento de pasajeros en la ciudad de México presenta características especiales, sobre todo si se compara con el de otras ciudades, en la mayoría de las cuales se presentan claramente las horas de máxima demanda, también denominadas horas críticas u horas pico siendo usual que en ellas, una por la mañana y otra por la tarde, el movimiento de pasajeros alcance valores del 16% o más con respecto al movimiento total del día, y que en una dirección vaya hasta el 88% de los pasajeros. es usual también que en el tiempo comprendido entre las horas pico de la mañana y la tarde, decrezcan considerablemente el número de pasajeros.

VEHICULOS QUE
CIRCULAN EN D.C.
2038 087

VIAJES · PERSONA · DIA
18' 400,000

VEHICULOS REGISTRADOS
EN D.C. 1516 087

VEHICULOS COLECTIVOS
51 087

7,800 AUTOBUSES URBANOS
2,800 AUTOBUSES PARTICULARES
1,870 AUTOBUSES SUBURBANOS

50.8%

37,500 TAXIS (COLECTIVOS)

18.0%

882 METRO (CARROS)

1.4%

400 TROLEBUSES
35 TRANVIAS

0.3%

79
%

VEHICULOS PARTICULARES
1466 002

AUTOMOVILES

19.2%

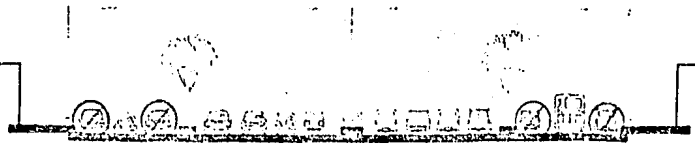
OTROS

2.3%

21%

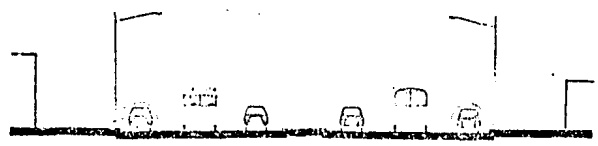
ESTACIONAMIENTO EN LA VÍA PÚBLICA

AV PASEO DE LA REFORMA



2000
2000

INSURGENTES



33%

AMORES



50%

33% DE LA VALIDAD

ESTA OPORTUNIDAD POR
VEHICULOS ESTACIONADOS

BIAS (BIBLIOTECA) (1010) (10/10/74)

2.30 MILLONES

20.90 MILLONES

EN EL 1974

MILLONES DE DOLARES
35.000

9,300 AUTOBUSES URBANOS
3,300 AUTOBUSES PARTICULARES
1,940 AUTOBUSES SUBURBANOS

37,500 TAXIS (COLECTIVOS)

1,818 METRO (CARROS)

700 TROLEBUSES
35 TRANVIAS

AUTOMOVILES

OTROS

%

16 %

DISTRIBUCION MODAL 1984.

VEHICULOS REGISTRADOS

EN EL D.F.
2.3Millones

VIAJES-PERSONA-DIA

24.9Millones

VEHICULOS COLECTIVOS

61,000

3%

V.P.D.

6550 AUTOBUSES URBANOS

5600 AUTOBUSES PARTICULARES

41.8%

5800 AUTOBUSES SUBURBANOS

40000 TAXIS (COLECTIVOS)

6.8%

85% V.P.D

2,034 METRO (CARROS)

29.7%

594 TROLEBUS Y TRANVIAS

6.4%

VEHICULOS PARTICULARES

2'250000

97%

AUTOMOVILES Y OTROS

15% V.P.D.

En esas condiciones los sistemas de transporte requieren de un determinado número de unidades para satisfacer la demanda en horas pico, pero al decrecer el pasaje, varias unidades tienen que ser - retinuas del servicio para evitar que circulen vacías.

Contrariamente en la ciudad de México, las máximas horas alcanzan cuando más un 10% del movimiento total del día y no difieren mucho respecto a las demás .

En cada una de las horas comprendidas entre las 6 de la mañana y las 3 de la noche , exceptuando las máximas, que se registran de las 7 a las 8 y de las 18 a las 19 horas, se mueve en forma constante un 6% del pasaje del día, valor cercano al de la hora crítica (10 por ciento).

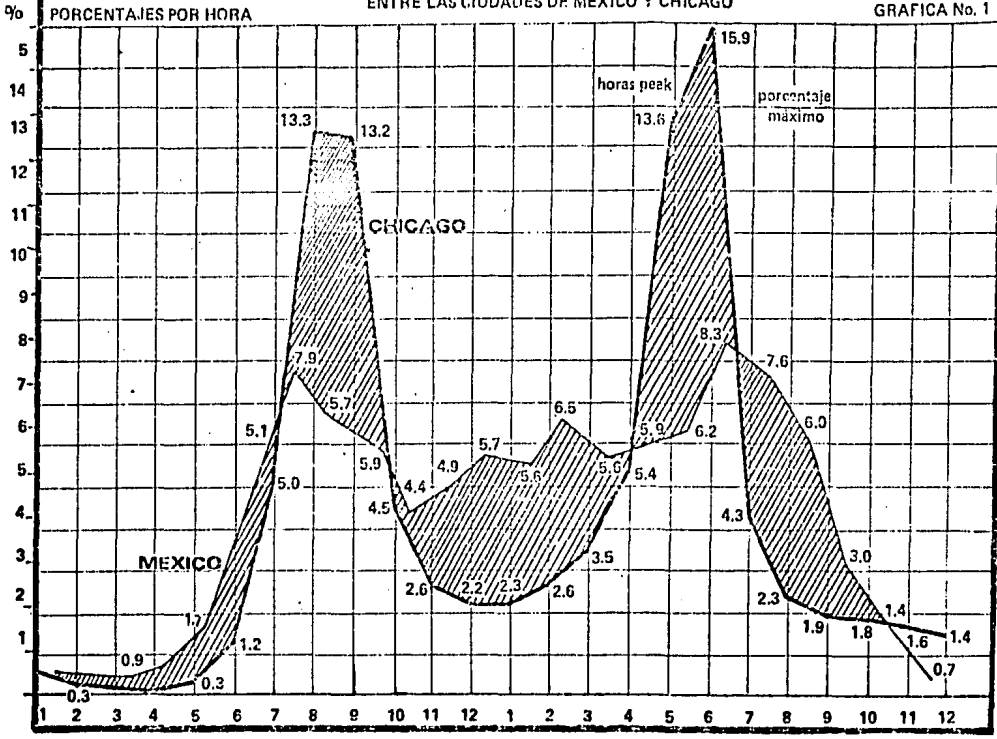
Sin duda, ello obedece a la distribución inercial de los centros de concentración humana, la diversidad de los horarios de - trabajo en fábricas, oficinas, almacenes, centros educacionales, etc que obligan al habitante a grandes recorridos durante todas las horas del día.

Los porcentajes de pasajeros que van en una u otra dirección no presentan gran variación casi podría afirmarse que la mitad va en una dirección y la otra mitad en la contraria.

Es obvia la utilización del transporte colectivo, pues es imposible estar facilitado de la tracción individual como único medio para satisfacer la demanda diaria de viajes-persona. Se calcula que para el año 2000 habrá una demanda del orden de 35.6 millones de VPD. Por lo que se ha pensado que, los automóviles particulares únicamente transporten el 3.3% del total, en cambio el metro pasaría - del 11.4% al 45.8% y los autobuses participarían con el 34%. Se hace notar, que así el transporte colectivo tomaría parte en el 94.4% de los VPD demandados, quedan a los automóviles y al transporte individual el 5.6% restante.

COMPARACION DE INDICES DE OCUPACION HORARIA
ENTRE LAS CIUDADES DE MEXICO Y CHICAGO

GRAFICA No. 1



1.2.4 AMPLIACIONES CONTEMPLADAS EN EL PLAN RECTOR DE VIABILIDAD Y TRANSPORTE HASTA 1985.

A fin de continuar la ampliación de la red del metro de la ciudad de México, en 1977 se procedió al análisis y actualización de los problemas de viabilidad y transporte tomando en cuenta el crecimiento demográfico, territorial y el número de vehículos acaecido de 1965 a 1977, así como también las obras viales realizadas durante ese período. Se estableció así un diagnóstico de la problemática

- Crecimiento incontrolado de la mancha urbana.
- Desplazamiento de la población a lugares cada vez más alejados entre sí, debido a la segregación de la vivienda, los lugares de trabajo y los de servicio.
- Escasez de áreas verdes.
- Inmigrantes que se acumulan en la periferia de la ciudad.
- Densidades de población inadecuadas que provocan sobre o subutilización de la infraestructura urbana.

Con base a estos puntos y contando con la experiencia obtenida en la construcción y en los años de operación de las líneas iniciales del Metro y a la vista del plan maestro, la selección de las líneas de la red y tercer etapas, se realizó en base a los siguientes principios:

- Cubrir las zonas con mayor densidad demográfica y de escasos recursos económicos.
- Permitir a los usuarios un ahorro de tiempo por medio de rutas e interconexiones.

-Intercomunicar los principales centros de actividad.

-Permitir la reestructuración progresiva de los transportes de superficie en coordinación con el Metro.

-El trazo de las líneas no debe perjudicar o ampliar la vialidad existente.

-En dondè la latitud de la avenida permita la integración de la solución vial con el metro se deberá implementar.

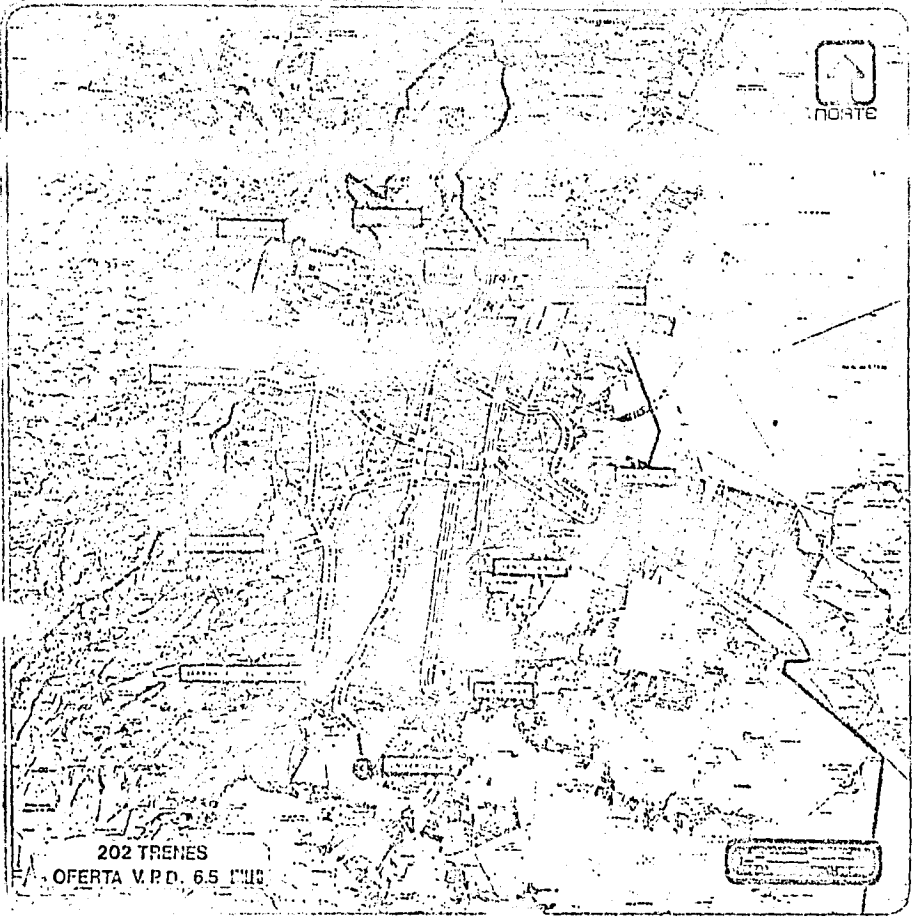
-El trazo de las líneas debe dar servicio en los lugares donde la demanda sea mayor de 10000 pasajeros por hora.

-Evitar la entrada de Autobuses foráneos y suburbanos al centro de la ciudad.

-Posibilidades físicas para la construcción de las estructuras.

A continuación se presenta una tabla con las características de las líneas que estarán en operación en 1985 y que abarcan las tres etapas de ampliación del metro.

PLAN RECTOR DE CALIDAD Y TRANSPORTE



202 TRENES
OFERTA V.P.D. 65 CUB

ESTACIONES DE PASO
ESTACIONES DE CORRESPONDENCIA

CANTIDAD DE LINEAS POR ETAPA (en Km.)

LINEAS	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	TOTAL
1	10.99	1.00	0.00	11.99
2	10.02	0.00	0.00	10.02
3	5.71	10.75	0.51	16.97
4		10.74		10.74
5		14.81	98	113.59
6		8.92		8.92
7			12.63	12.63
SUMA	36.72	46.22	110.21	193.15
TOTAL	36.72	70.00	110.21	216.93

SIMBOLOGIA

- LINEA SUPERFICIAL
- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA ELEVADA
- ESTACION DE PASO
- ESTACION DE CORRESPONDENCIA
- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

~~II~~ II DO.
~~LITER.~~ CAPITULO DISEÑO.

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 23.1 Introducción.
- 23.1.1 Método de Terzaghi.
- 23.1.2 Método de Protodyakonov.
- 23.1.3 Método de Bierbaumer.
- 23.1.4 Exploración del subsuelo y determinación de las propiedades mecánicas.
- 23.2.1 Antecedentes Geológicos.
- 23.2.2 Determinación del muestreo.
- 23.2.3 Planeación y ejecución de pruebas para determinar las propiedades del subsuelo.
- 23.3 Diseño de los sistemas de soporte provisional o temporal.
- 23.4 Diseño de sistemas de soporte definitivo.
- 23.5 Análisis del método de Protodyakonov.

23.1.- DETERMINACION.

Uno de los criterios de valuar las presiones actuantes en los túneles antes y después de excavados o antes y después de ser revestidos es el método empírico o semi-empírico, realizado con el fin de llegar a determinar las presiones que van a actuar sobre la sección del túnel y que puedan aplicarse con la información usualmente disponible y que concuerden y recojan las experiencias de construcciones y las mediciones de comportamientos antes efectuados.

El método empírico tiene como fin estimar las cargas exteriores que van a gravitar sobre el ademe ya sea temporal o definitivo.

El método que más se ha apegado a la realidad de acuerdo con la experiencia es el que se usaba hasta estos días y el llamado "Método de Terzaghi", el cual se describe a continuación brevemente.

23.1.1.- Método de Terzaghi.

Este método se basa en la carga vertical que actúa sobre los fundamentos del arqueo de los suelos.

Define la carga vertical de suelo sobre el túnel como la masa de material que tendería a caer desde el techo de no ser soportada. La carga que actúa sobre el ademe depende en cierta medida del estado de esfuerzos existente en la masa de suelo, antes de excavar la sección del túnel.

Otros métodos para valuar la presión vertical actuante sobre la sección del túnel es el desarrollado por Protodyakonoy y por Bierbaumer.

3.1.2.- METODO DE PROTODYAKONOV.

Este método de valuación, de fundamento también en ideas de arqueo ha sido desarrollado para materiales granulares, si bien su utilización se ha extendido a rocas y a otros tipos de suelos con buenos resultados para la práctica rusa, que es la que mayor uso ha hecho del método.

EN EL CASO DE SE APLICA ESTE METODO DE VALUACION

3.1.3.- METODO DE BIERBAUMER.

Este método se ha desarrollado durante la construcción de grandes túneles alpinos y su teoría consiste en considerar que la carga que actúa sobre el túnel, corresponde al peso del material que queda comprendido en el interior (en el interior) de una parábola.

3.2.- EXPLORACION DEL SUBSUELO Y DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS.

Los estudios geotécnicos tienen como propósito conocer las propiedades del material en que se efectuará una excavación subterránea para poder establecer el procedimiento de ejecución más eficaz y económico posible, definir el tipo de soporte que requerirá la excavación para mantenerse estable, tanto en la etapa constructiva como durante la vida útil de la obra construída y finalmente, pero no con menor importancia, anticipar el volumen de agua que será necesario extraer de la excavación.

Para el análisis y estudio de los problemas de estabilidad, soporte y filtraciones en las excavaciones, se requiere fundamentalmente del conocimiento de las siguientes propiedades de la roca que se excavará:

A) Propiedades de soporte (Ver figura 1)

- Peso volumétrico y de sólidos.
- Resistencia al esfuerzo cortante, a la y a la tensión.
- Deformabilidad y comportamiento en cuanto a los procesos elásticos, plásticos y viscosos.
- Potencialidad de expansión.

B) Filtraciones: Permeabilidad, (Ver fig. 2) Porosidad.

La valuación de estas propiedades del subsuelo requiere de técnicas y procedimientos muy diversos dependiendo del material del que se trate y del estado y formación geológica en que se encuentre y por ello es necesario contar con antecedentes sobre la geología general del área que interesa para establecer una planeación adecuada de la exploración.

3.2.1.- Antecedentes Geológicos.- De la Geología general puede y debe obtenerse la siguiente información:

3.2.1.1.- Tipos de materiales que se encontrarán, profundidad y extensión.

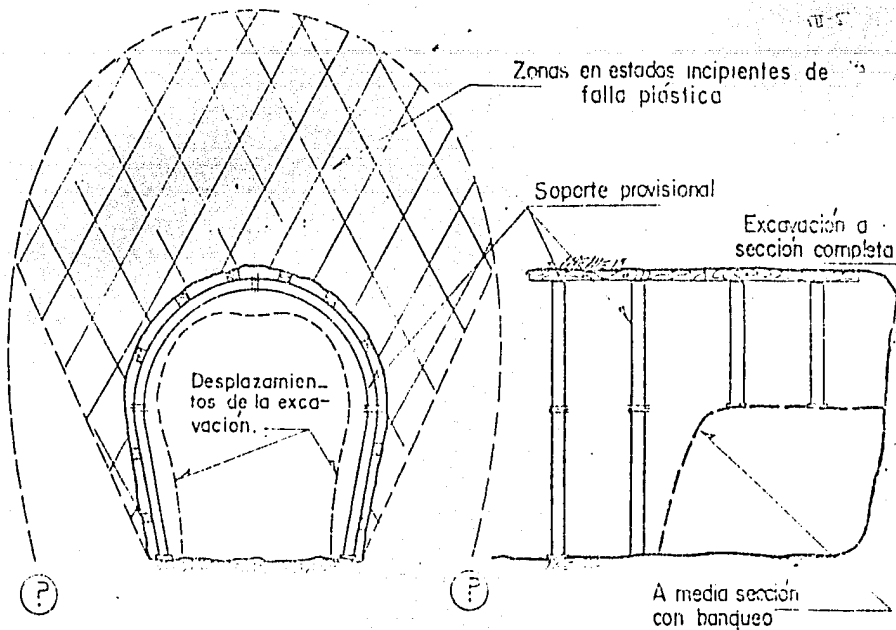


FIG. N° 1.- EL ASPECTO DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

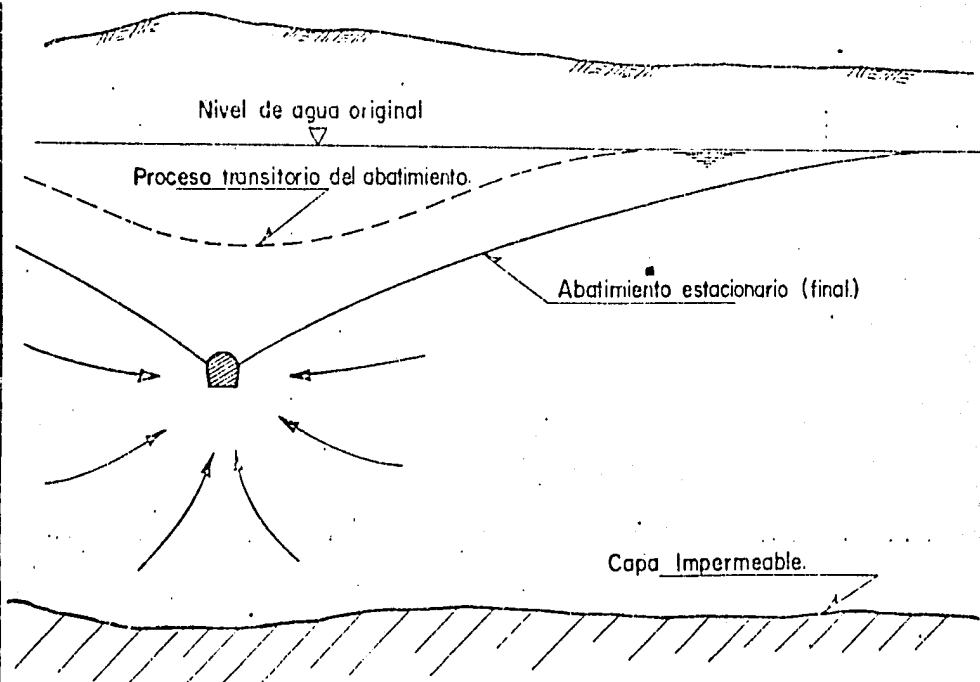


FIG. N° 2.- EL ASPECTO DE LAS FILTRACIONES DE AGUA

3.2.1.2.- Localización y descripción de zonas de fallas y contactos que normalmente pueden representar sitios críticos en la estabilidad y filtraciones.

3.2.1.3.- Indicaciones sobre las estructuras geológicas que pueden estar sujetas a esfuerzos tectónicos de importancia.

3.2.1.4.- Descripción del fisuramiento en las formaciones, disposición (rumbos y echados), frecuencia, aberturas y rellenos, continuidad.

3.2.1.5.- Descripción de las características geohidrológicas: Nivel de agua superficial, tipo de acuíferos, valoración de la recarga por lluvias y por otros procesos si existen.

3.2.1.6.- Diagnóstico preliminar sobre problemas de estabilidad y filtraciones.

3.2.2.- Determinación del muestreo.- Conocidas las formaciones geológicas generales y una idea preliminar de la localización de la excavación a efectuar, puede plantearse el muestreo que se requiere para obtener materiales representativos de los existentes, con los cuales habrán de determinarse las propiedades requeridas.

a.- Tipo de muestreo.

Muestreo indirecto (Geofísico).-En rocas con alta fracturación o en estado suelto en que se anticipa escaso éxito en la recuperación.

-En las formaciones muy profun-

das para conocer su extensión --
o verificar su presencia.

Muestreo directo:

Alberado

--Para verificación de la existen-
cia y extensión de las formacio-
nes en que se perforan barrenos
con propósitos distintos al ex-
clusivo muestreo: como son aque-
llos para pruebas en campo, in-
stalación de instrumentos o duc-
tos de servicios a la obra.

Inalterado

--En general es el tipo de mues-
treo requerido.

Normal

--En sellos con muy diversos ti-
pos de muestreadores, de prefe-
rencia deben obtenerse muestras
de 4" ϕ .

--En rocas: con brocas de de dia-
mante que dan muestras de 2" ϕ -
aproximadamente (HX) pero que no
conservan las aberturas, orien-
tación ni relleno de las fisu-
ras y fracturas.

Integral

--En rocas: permite obtener la ri-
cuencia, abertura y orientación
de las fisuras y el relleno en
ellas. Es un muestreo de tipo -
especial y requiere personal --

bien adiestrado en la técnica.

b.- Alcance del muestreo.- Evidentemente, el muestreo debe incluir la zona en que se ^{efectuarán} las condiciones naturales del subsuelo a causa de la excavación y en las cuales será necesario conocer las propiedades antes mencionadas, en términos generales, el muestreo deberá extenderse como sigue:

	Lumbreras	Túneles
Para <u>estabilidad y soporte:</u>	A toda la profundidad incluyendo aproximadamente 3 diámetros de la lumbrera bajo el fondo.	Una extensión de seis veces el diámetro del túnel hacia cada lado desde el centro.
Para <u>filtraciones:</u>	En toda la profundidad y hasta encontrar una <u>formación inferior</u> de mucho menor permeabilidad que las superiores y cuando menos a 2 veces la <u>profundidad</u> de la lumbrera.	En toda la profundidad hasta alcanzar un estrato o formación impermeable bajo el túnel y no menos de 2 veces la profundidad de éste.

3.2.3.- Planeación y ejecución de pruebas para determinar las propiedades del subsuelo .- Estas pruebas pueden efectuarse en campo y en laboratorio, la selección del procedimiento es imperativa en algunos casos, en otros pueden usarse ambos tipos y entonces es necesario seleccionar uno de ellos de acuerdo a sus ventajas y desventajas, técnicas y económicas.

<u>PRUEBAS</u>	<u>PRUEBAS EN CAMPO</u>	<u>PRUEBAS EN EL LABORATORIO</u>
I.-Determina la resistencia al esfuerzo cortante.	Imperiosa en rocas con superficies de contacto no cementadas o con curvaturas y rugosidades importantes.	Pueden efectuarse en las rocas uniformes y prácticamente homogéneas, algunas para pruebas en contactos rellenos y cementados.
	1.-Prueba de corte directo.(fig. 3.1).	DIRECTAS. 1.-Compresión triaxial. 2.-Corte directo. 3.-Prueba fisiónko. 4.-Torsión.
II.A.-Determinación de esfuerzos "iniciales".	Exclusivamente la prueba en campo lo permite.(- figura 3.2).	Indirectas. 5.-Por compresión simple y tenso-compresión.

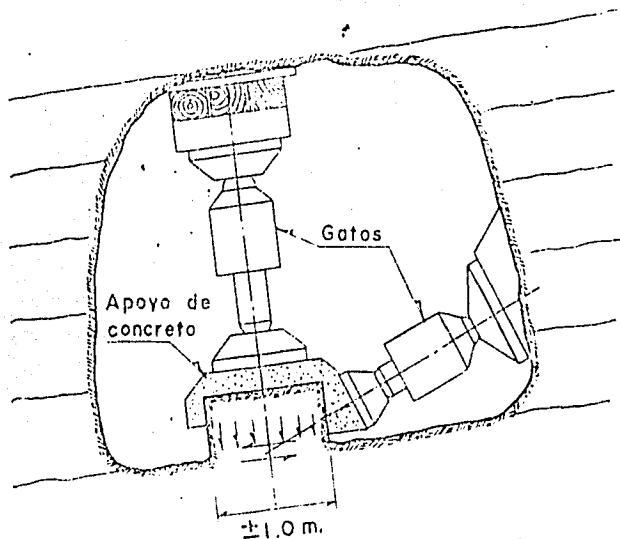
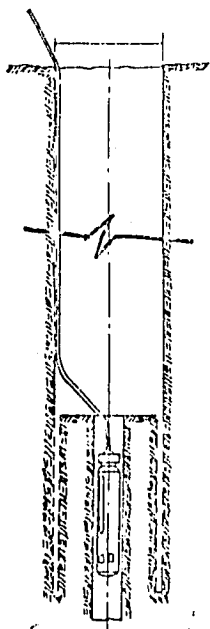
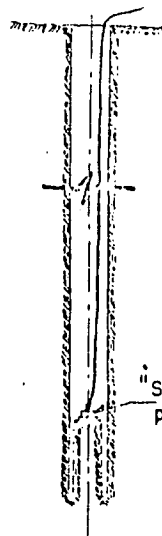


FIG. 3.1.-PRUEBA DE CORTE DIRECTO EN CAMPO



A.- MEDICION DIRECTA DE DESPLAZAMIENTOS RADIALES.



B.- MEDICION DE DEFORMACIONES UNITARIAS RADIALES.

Cortes efectuados
despues de colocar
el instrumento

"Strain gages"
pegados

FIG. 3.2.- MEDICION DE ESFUERZOS INICIALES EN LA MASA ROCOSA (EN CAMPO)

1.-Por medición de desplazamiento diametrales - al cortar un cilindro de roca.

2.-Por medición de deformaciones unitarias en la base de un barre no el en la perforación.

II.B.-Determinación de la deformabilidad.

Imperiosas en rocas firmes las y/o fracturadas con rellenos de poco espesor y en materiales - desgranables que no se pueden muestr estrear inaltera dos en muestras cúbicas (Figura - 3.3).

Recomendables en todas las formas - ciones uniformes en rellenos mues treables de gran espesor y en las matrices rocosas.

1.-Dilatómetro: Medidor de desplazamientos dia metrales al aplí

1.-Módulos de elasticidad en compresión sim ple.

car presión en un barrenocircular.

2.-Gato plano: En superficies descubiertas midiendo los desplazamientos que provoca una presión aplicada en una ranura. Fig. 3.3B

3.-Pruebas de placa en superficies libres o descubiertas. Fig. 3.3C.

2.-Módulos de elasticidad en compresión triaxial.

3.-Pruebas del tipo de consolidación unidireccional.

4.-Pruebas Geofísicas. Transmisión de ondas en trozos de roca.

III.-Determinación de la permeabilidad.

En las formaciones fracturadas con rellenos parciales o fisuras discontinuas es probablemente el único tipo de prueba de la que pueden obtenerse resultados indicativos.

Conviene usarlas en formaciones uniformes aún estratificadas, de terminando la permeabilidad en los dos sentidos, paralelo y normal a los estratos.

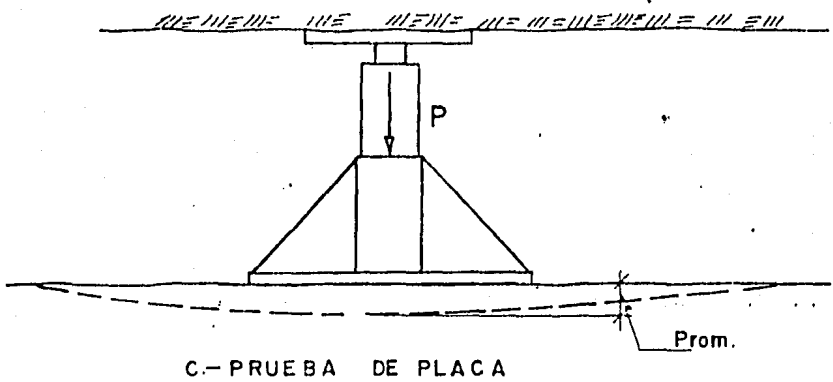
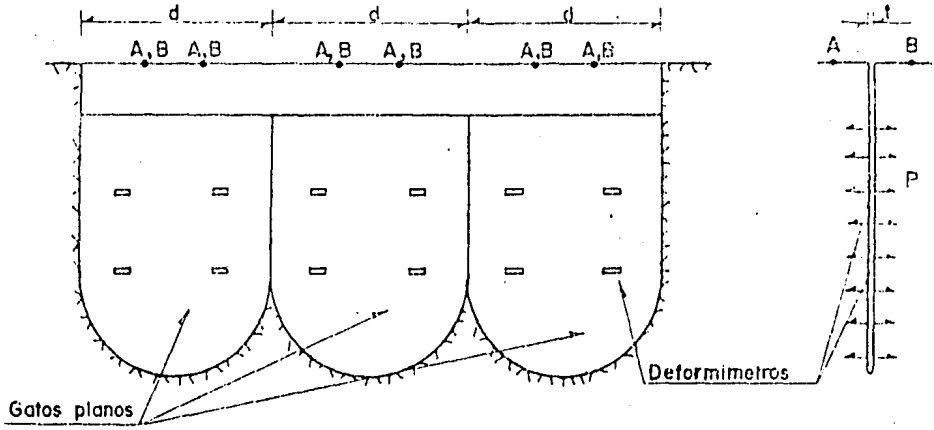
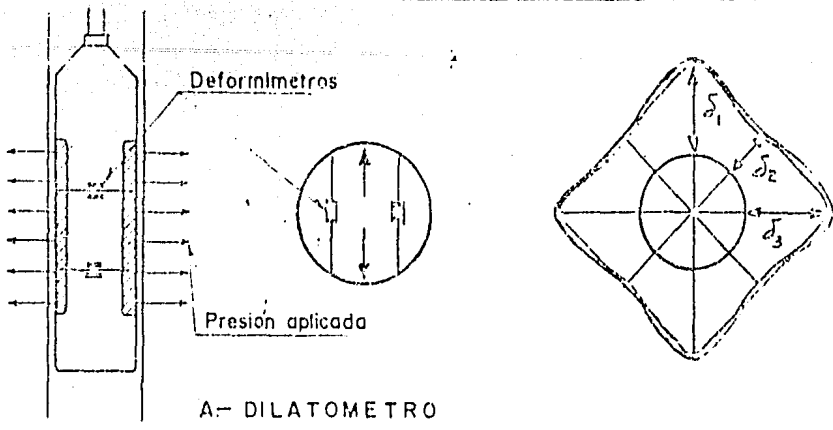


FIG. 3.3.-MEDICION DE LA DEFORMABILIDAD EN CAMPO

1.-Pruebas de bombeo en pozos de diferentes profundidades con registros piezométricos y del nivel libre del abatamiento. (figura 4.1)

2.-Pruebas de inyección Lugeon (Figura 4.2A)

3.-Pruebas de inyección Lefranc usada en materiales granulares. (figura 4.2B).

DIRECTAS

- 1.-En permeámetros de carga variable.
- 2.-En permeámetros de carga constante.

INDIRECTAS

- 3.-Con pruebas de consolidación.
- 4.-Con índices granulométricos.

VENTAJAS

1.-Incluyen un amplio volumen de material en la prueba haciéndose presentes sus características principales generales.

- 1.-Pueden ejecutarse en tiempos y a costos relativamente cortos y bajos.
- 2.-Una vez correlacionadas con pruebas de campo pueden usarse para verificaciones de control.

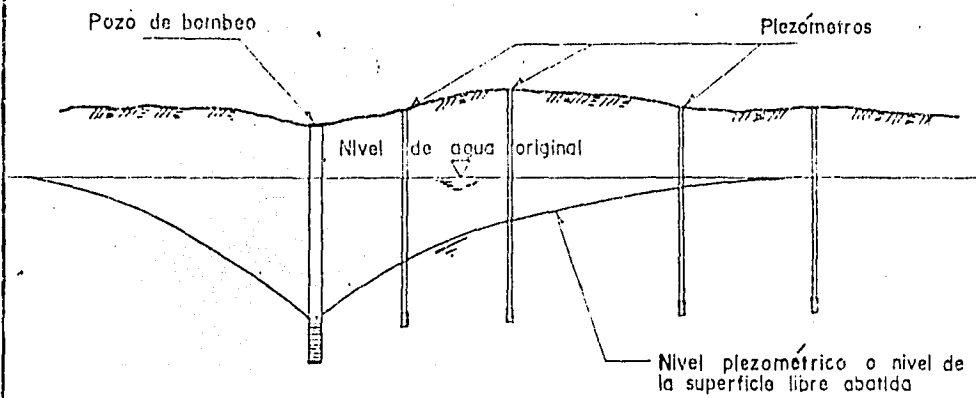
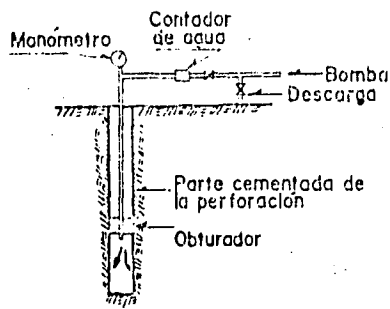
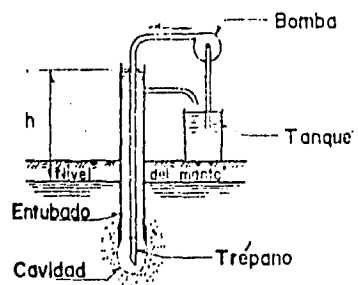


FIG. 4.1.— DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD MEDIANTE EXTRACCION DE AGUA DE LA MASA ROCOSA



A.— ESQUEMA DEL ENSAYE LUGEON

1 Lugeon = 1 Litro por minuto y por metro inyectado a $10^6 \frac{cm^2}{seg}$ durante 10 minutos. ($K = 1.5 \times 10^{-5} \frac{cm^3}{seg}$)



B.— ESQUEMA DEL ENSAYE LEFRANC

$$Q = CK.h$$

FIG. 4.2.— MEDICION DE PERMEABILIDAD MEDIANTE INYECCION DE AGUA EN LA MASA ROCOSA

2.-Permiten deter-
minaciones en ma-
teriales no mues-
trables.

3.-Permiten deter-
minar propiedades
y estados de es-
fuerzos no medi-
bles en el labora-
torio.

4.-Para la per-
meabilidad es la
mejor (única) for-
ma de obtenerla -
con aproximación
aceptable.

3.-Pueden hacerse --
en número suficien-
te para lograr una
descripción estadís-
tica adecuada.

4.-Puede ejecutarse
cualquier tipo de -
prueba con equipos
adaptados.

DESVENTAJAS.

1.-Son costosas --
se justifican eco-
nómicamente cuan-
do se requiere ma-
yor precisión en -
las propiedades y
cuando es la úni-
ca forma de obte-
nerlas.

^{Excepción}
1.- Exepto en sub-
suelos uniformes, -
no son representati-
vas de la masa, sino
de las componentes.

2.- El volumen de -
material probado es
reducido.

2.-Requieren pre-
paraciones que se
ejecutan en tiem-
pos considerables.

3.-En toda forma
sus resultados son
aplicables al sitio
particular en que
se efectuan.

4.-Hasta ahora, su
interpretación se
apoya en teorías -
elásticas de dudo-
sa aplicación en -
medios discontinuos
como rocas fisura-
das o fracturadas.

3.3 Diseño de los sistemas de soporte provisional o temporal.

El sistema de soporte provisional debe tener como propósito estabilizar o mejorar las condiciones de estabilidad de la excavación efectuada, mientras se construye una estructura permanente que llena también ese propósito y satisface los requisitos de acabado interior.

a) Cargas actuantes sobre el sistema .

Tradicionalmente se ha considerado que las cargas actuantes sobre este sistema de soporte son independientes del tipo de ademe usado; los análisis más recientes demuestran que no es así, sobre todo cuando el soporte es colocado dentro de la masa de roca; sin embargo, para algunos tipos de soporte exteriores a la roca, prácticamente pueden considerarse para el diseño los siguientes tipos de presiones:

- I.- Por aflojamiento debido a la decompresión.
- II.-Por expansiones del material.
- III.-Hidráulicas.
- IV.-Tectónicas.

1.- Las presiones de aflojamiento obedecen al fenómeno que se observa se produce al quitar soporte localmente a un material granular o fino cohesivo, que en general provoca el aflojamiento y caída, a menos que se soporte, de un volumen en forma de cuña sobre la excavación. Los métodos tradicionales para el cál

culo de estas presiones se basan en observaciones de campo sobre volúmenes realmente aflojados o caídos y en cargas medidas sobre los elementos del sistema de soporte de algunos túneles.

Todos estos métodos, existen al menos 14, tienden a estimar la altura del material aflojado sobre la clave de la excavación la cual, como puede inferirse, depende de las dimensiones del túnel y en general puede expresarse como :

$$h = K_B = K(b + m) \\ = \alpha(b + 2m \operatorname{tg} (45 - \frac{\phi}{2}))$$

Terzaghi propuso:

$$\alpha = \frac{-1}{2 \operatorname{tg} \phi} = 0.27$$

hasta = 1.1-1.4 Basadas en observaciones de campo y de laboratorio.

Protodyakonov-

Tsimbaryevitch

propusieron:

$$\alpha' = \frac{1}{2f} = 0.025$$

hasta = 1.6 Comprobada en experimentos con modelos y en el túnel de Budapest.

Los más recientes métodos de valuación de las presiones de aflojamiento tienden a tomar en cuenta, de un modo más riguroso, el comportamiento de la roca como elemento elasto-plasto-viscoso - y la interacción que se produce por la presencia del sistema de soporte, ya sea provi⁵sional o permanente. Estos métodos se basan fundamentalmente en las consideraciones de Mohr y Fenner sobre las deformaciones de la roca al ejecutarse la excavación; los -

procedimientos de cálculo con estos métodos son laboriosos pero aplicados a un caso simple pueden verse los principios en que se basan.

Para el caso en que las presiones iniciales horizontal y vertical son iguales y el túnel es circular, se puede calcular el desplazamiento radial ocasionado por la decompresión, como:

$$J = \frac{(p - p_0)R}{2G}$$
 o sea: J es lineal con p .

Si se coloca un ademe circular de espesor "d" y se le aplica una presión radial uniforme, la deformación que se produce es:

$$J = \frac{p d^2}{La d} \left(1 - \frac{v_a}{2} \right)$$
 o sea: J es lineal con p .

La condición de compatibilidad se produce cuando $p=p'$ y $J = J^h$ y se conoce entonces la presión que actúa sobre el ademe y la deformación que se produjo en éste y en el terreno. El efecto viscoso tiende a incrementar esta presión y deformación con el tiempo. (fig. No. 5).

El principio de este análisis puede extenderse a los casos en que la presión no es uniforme y tampoco elasto-Viscosa, sino elasto-plastica-viscosa; el cálculo para estas condiciones debe hacerse por uso sísmico con métodos numéricos y cómputo electrónico.

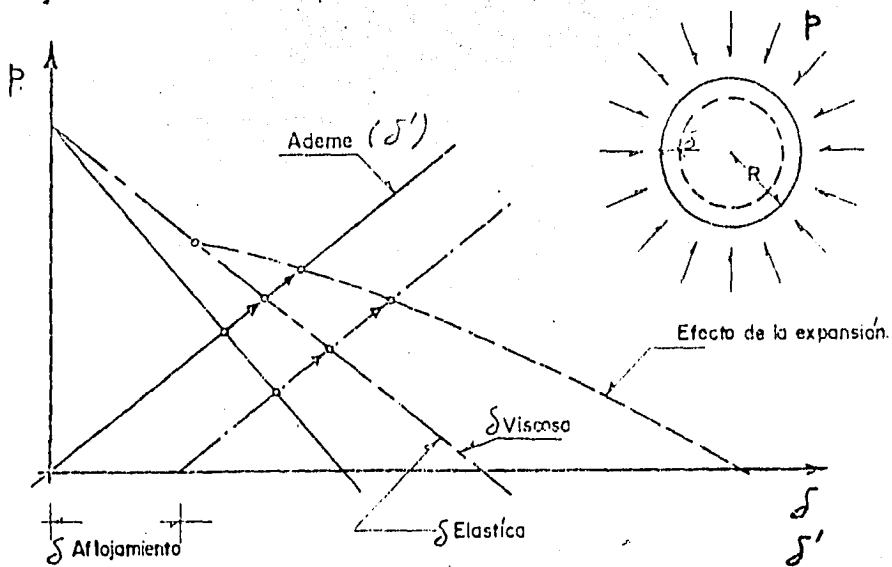


FIG. 5.— INTERACCION ROCA — ADEME

II.- Las presiones inducidas por expansión, que normalmente se produce por fenómenos químicos en la roca, sólo pueden determinarse mediante pruebas de laboratorio y observaciones o mediciones en campo; la restricción que puede dar el sistema de soporte provisional durante la construcción de la relación entre presión y desplazamientos que se muestra en la figura No. 5.

III.-Las presiones hidráulicas a considerar sobre el sistema de soporte provisional pueden obtenerse de la solución al problema de la filtración, sin embargo, para el ademe provisional el valor óptimo de dicha presión es cero, para lograr así un diseño económico de dicho sistema.

IV.-Las presiones tectónicas, normalmente de un orden de magnitud muy considerable cuando se presentan, modifican radicalmente la relación entre presión y desplazamiento y generalmente producen serios problemas de estabilidad en la excavación, en ocasiones no soportables si se permite la generación del aflojamiento del material bajo estas condiciones.

b) Tipos de sistemas de soporte provisional.-

Algunos de los tipos actualmente en uso en excavaciones subterráneas, son los siguientes:

- A.- Ademe de madera (Tradicional Europeo e histórico)
- B.- Marcos de acero y ademe de retaque con madera (Tradicional norteamericano).
- C.- Forro de lámina de acero.
- D.-Anclaje con pernos de tensión o fricción.
- E.-Recubrimiento de protección con shotcrete y anclaje con pernos de tensión

nos de fricción (Nuevo método Austriaco de Excavación de túneles).

F.- Dovelas precoladas con relleno granular contra el subsuelo e inyección de contacto posterior.

Los principales conceptos a considerar en la selección de uno de los tipos de soporte provisional son el costo y el tiempo de ejecución, sobre estos factores de selección, se puede decir que en general están en el siguiente orden, sin que sea indicativo de su relación de costos o tiempos:

Tipo de Ademe:	A	B	C	D	E	F
Costo:	1	5	4	2	3	6
Tiempo de ejecución:	4	3	5	1	2	(6)

c) Selección y diseño del sistema de soporte provisional.- De acuerdo con los factores de selección antes mencionados y los que deseen incluir los grupos participantes, en la obra y que pueden incluir aspectos tan diversos como:

- Disponibilidad de materiales y equipos.
- Preferencia del diseñador, del constructor o del dueño.
- Premura del inicio de la obra, etc.

uno de los tipos de soporte es seleccionado y entóces es necesario proceder a su diseño final; para este propósito los tipos de ademe provisional pueden dividirse en dos grupos:

I.- Ademes exteriores a la masa rocosa (Tipos A, B, C y F antes enlistados).

II.- Ademes interiores a la masa rocosa (tipos D y E).

I.- Ademes exteriores.- Para el diseño de estos tipos de ademe se utilizan los procedimientos normales del análisis estructural tomando en cuenta las presiones de reacción que pueden generar las deformaciones de la estructura del ademe sobre la roca a su alrededor. La interacción entre roca y ademe se ha considerado de muy diversas formas, desde las hipótesis simplificatorias establecidas por Terzaghi para el diseño de marcos de acero, hasta la interacción detallada considerada en los métodos más recientes del análisis de estas estructuras.

El procedimiento simplificado de análisis de Terzaghi se apoya en la hipótesis de la generación de articulaciones plásticas en los puntos de apoyo del ademe contra el terreno, de tal forma que el polígono de fuerzas actuantes sigue líneas secantes al eje de los marcos. Fig. 6.

Los procedimientos más rigurosos consideran las reacciones del terreno dependiente de la deformación inducida y generalmente con una relación lineal $r = k \cdot \delta$. La dificultad de manipulación numérica de este tipo de análisis, obligó al establecimiento de condiciones de compatibilidad de deformaciones en puntos específicos y a establecer de antemano la forma de la distribución de la reacción de la roca sobre la estructura de ademe, como la adoptada por Zarate y Figueroa, Fig. 7, quienes al tener conocida la presión actuante y la forma de la presión de reacción con lo cual sólo debe determinarse la magnitud de esta presión y de la deformación horizontal máxima que son compatibles al ademe y a la masa rocosa; una vez conocidas estas magnitudes, pueden determinarse los elementos mecánicos actuantes sobre el ademe. La determinación de las deformaciones en la estructura del ademe se

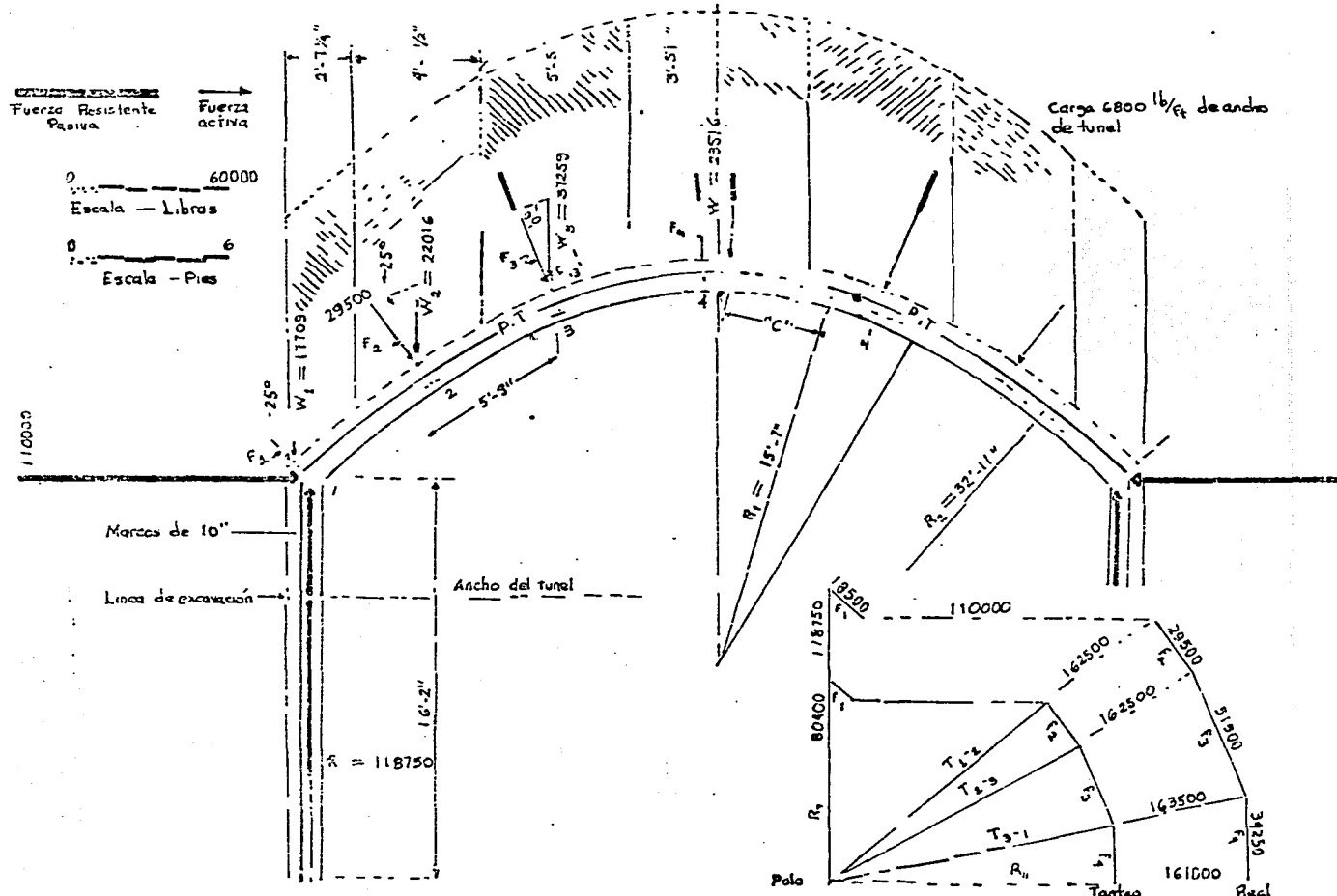
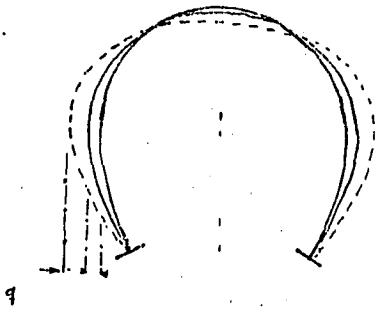


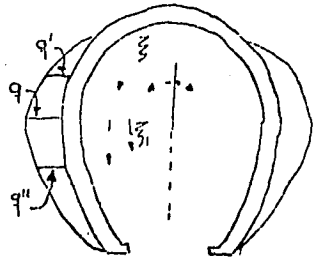
FIG - 6 CONSIDERACIONES SOBRE LAS PRESIONES ACTUANTES Y DE REACCION SOBRE LOS SOPORTES PROVISIONALES (TERZAGH!)



$$\delta h = \delta h_p - q \delta h_i = \frac{q}{c}$$

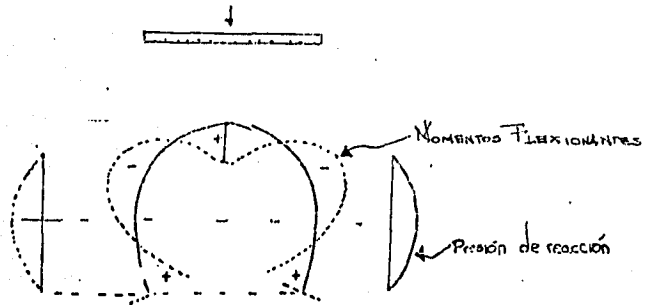
δh_p : Con cargas externa
 $q \delta h_i$: Con reaccion del subsuelo
 δh : Final

A.- DESPLAZAMIENTOS



$$q' = q \left(1 - \frac{\cos^2 \xi}{\cos^2 \xi_0} \right); q'' = q \left(1 - \frac{\sin^2 \xi_1}{\sin^2 \xi_0} \right)$$

B.- HIPOTESIS SOBRE LA DISTRIBUCION DE LA PRESION DE REACCION



$$l' = 3.0m$$

C.- RESULTADOS TÍPICOS QUE SE OBTIENEN

FIG N°7.- ANALISIS DEL ADEME PROVISIONAL CONSIDERANDO INTERACCION CON LA ROCA EN FORMA APROXIMADA (ZURABOV Y BOUGAYEVA)

lleva a cabo usando, por ejemplo, los métodos de la "Analogía de la columna" y/o del principio del "trabajo virtual".

Los más recientes métodos de análisis tienden a lograr la compatibilidad de deformaciones entre el ademe y la roca en todos los puntos de contacto y no en uno solo, el método de cálculo es necesariamente numérico y las técnicas de solución son muy variadas, incluyendo la del "Elemento Finito" que fue establecida precisamente con fundamento en la forma de solución del problema de estructuras formadas por elementos de características geométricas y de deformabilidad conocidas; la técnica consiste en expresar las fuerzas actuantes en porciones de la masa rocosa como

$$(F)^e = (k)^e (\delta)^e \quad \text{Para cada elemento o porción.}$$

Por equi-

librio: $\sum (F)^e = (R)$ Reacciones o fuerzas externas en el sistema completo.

y por

tanto: $(R) = \sum (k)^e (\delta)^e = (\sum (k)^e) (\delta)$

o sea $(R) = (k) (\delta)$ Que es un sistema de ecuaciones que permite obtener los desplazamientos y de ellos las deformaciones unitarias y esfuerzos inducidos.

II.- Ademes interiores (Anclajes).- El diseño de este tipo de soportes se apoya en una hipótesis fundamental de funcionamiento y en diversas hipótesis de cálculo según sus autores. La hipóte-

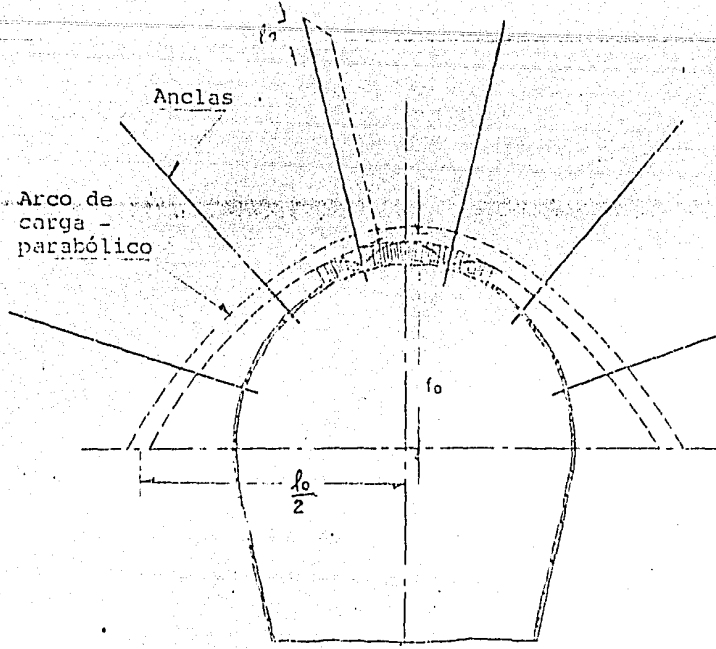
sis fundamental es:

El elemento principal para la estabilización y soporte de la excavación es la masa rocosa misma, reforzada con las anclas y no el shotcrete (shotcrete).

Las hipótesis de cálculo del sistema de anclaje, aún partiendo del mismo fundamento, son muy diferentes; los dos métodos representativos de las tendencias de cálculo son los siguientes:

a.- Método de Rouinsky (Fig. 9.A). - De bases mecanicistas o físicas, considera la generación de un arco en la masa rocosa que trabajando a compresión será el que soporte las presiones inducidas alrededor de la excavación. El material que se encuentre abajo de este arco deberá ser soportado por las anclas, el shotcrete y cualquier otro elemento exterior que forme parte del sistema de ademe.

b.- Método de Rabcewicz (Fig. 8.B). - De bases semi-empíricas establecidas de acuerdo con los modos de falla observados en túneles reales, considera la ocurrencia de fallas por cortante en la masa rocosa a lo largo de superficies simétricas que además hacen participar en la falla a cualquier elemento colocado para el soporte: anclas, shotcrete, marcos de acero, etc. La resistencia del sistema es una presión horizontal determinada como la suma de resistencias de la roca y de los elementos colocados; esta presión resistente horizontal se relaciona con la actual vertical según comportamientos establecidos en modelos a escala reducida y depende de la relación entre el espesor del ademe y las dimensiones de la excavación, y de los radios de curvatura de ésta. Un procedimiento de aproximaciones sucesivas debe ser usado para establecer todas las características geométricas de la superficie de fa-



Longitud requerida para desarrollar la adherencia.

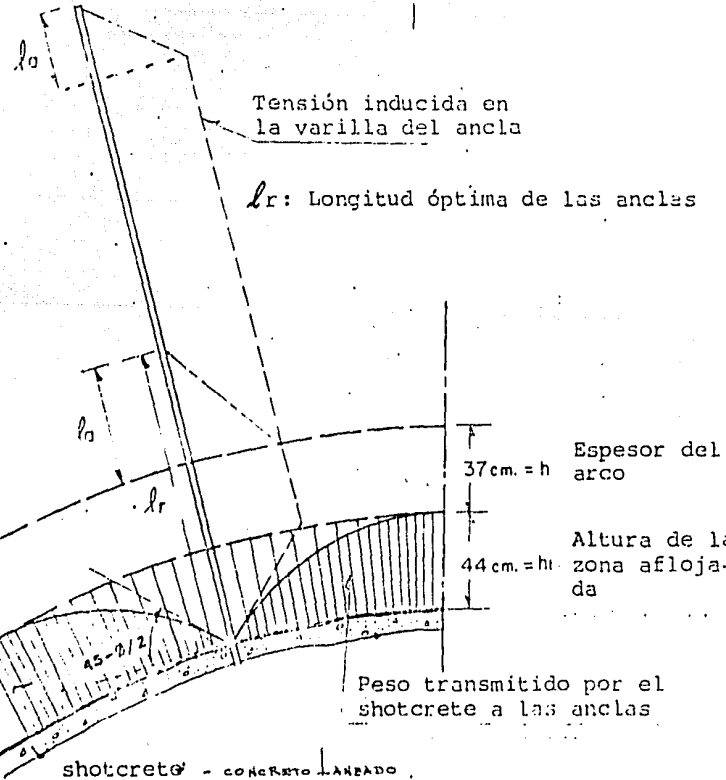
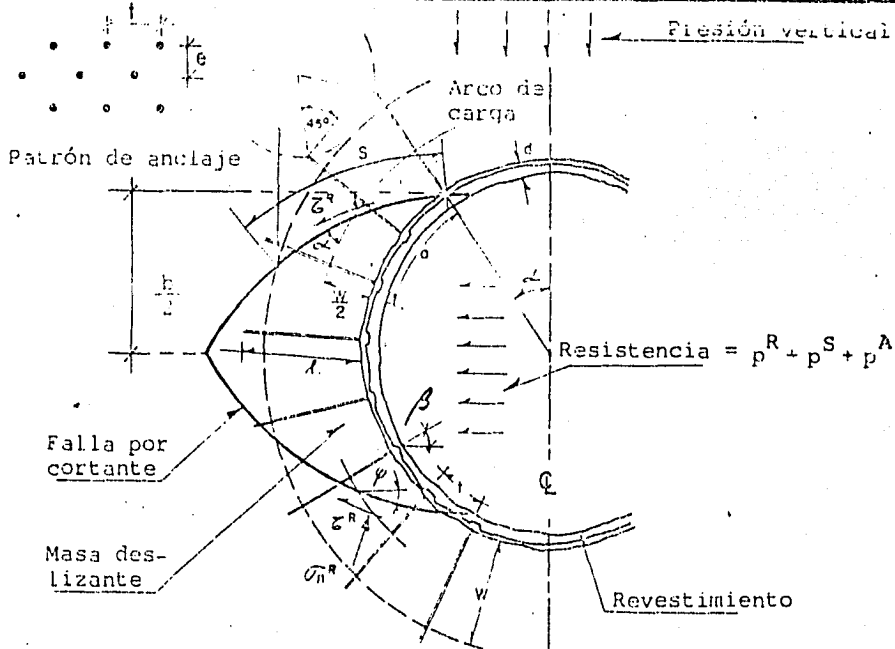


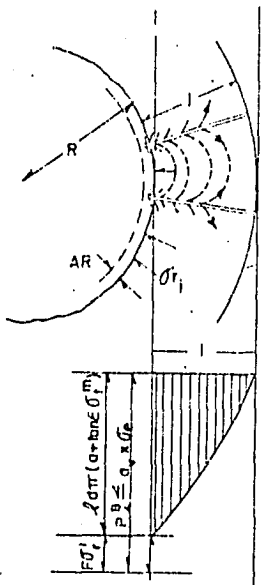
FIG. 8.A.- INTERACCION PROPUESTA ENTRE LA ROCA Y LAS ANCLAS. (V.M.ROGUINSKY)



$$p^S = \frac{d \cdot \sigma_c}{\text{sen} \alpha (b/2)}$$

$$p^A = \frac{A_s \cdot f_s}{e \cdot t} \cdot \frac{a \cos \beta}{(b/2)}$$

$$p^R = \frac{S \cdot \sigma^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n^R \text{sen} \psi}{b/2}$$



ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO DE INTERACCION ENTRE LA ROCA, LAS ANCLAS Y EL REVESTIMIENTO, PROPUESTO POR RARCEWICZ.

lla dependiendo de la resistencia al esfuerzo cortante de la roca.

3.4.- DISEÑO DE SISTEMAS DE SOPORTE DEFINITIVO.

El diseño definitivo del sistema de soporte definitivo debe tener en cuenta, además de las condiciones de servicio, los requisitos de acabado interior necesarios, los cuales dependen de la finalidad del túnel; por ejemplo: en tóneles cierta rugosidad, completa impermeabilidad en túneles para propósitos de conducción de aguas, seguridad contra desprendimientos en túneles para tráfico, además de impermeabilidad cuando están bajo mantos de agua, etc.

a) Cargas que obran sobre el sistema de soporte definitivo.

Los tipos de presiones actuantes en este sistema son los mismos que obran sobre los sistemas provisionales, más algunas adicionales con el tiempo debido a los efectos plasto-viscosos de los materiales del subsuelo, ya que, desde los estudios iniciales de este fenómeno, se ha observado que tanto las presiones de aflojamiento como las de expansión se incrementan con el tiempo.

i.- Presiones de expansión.- De acuerdo con los resultados de las pruebas en el laboratorio, esta presión también se incrementa con el tiempo siguiendo una ley asintótica y por ello es necesario incluir este efecto en el cálculo del sistema de soporte definitivo.

ii.-Presiones hidráulicas.- Es conocido el hecho de que el nivel de agua del subsuelo se recupera al suspender la extracción de agua, siguiendo un proceso que es muy rápido inmediatamente después de suspender la extracción y muy lento posteriormente; sin embargo, es un hecho cierto que prácticamente se recuperará el nivel inicial del agua en el subsuelo en toda masa que tenga posibilidad de recarga, lo cual ocurre en prácticamente todas las formaciones geológicas naturales.

La variación de las presiones por reacondo y expansión y su interacción con el ademe se muestra en la figura No. 5 para el caso más simple posible.

iii.- En esta estructura deben considerarse además las cargas de servicio del túnel; será necesario considerar las cargas de vehículos y estructuras auxiliares en túneles de tráfico, etc.

b) Tipos de soporte definitivo.- Los tipos más comunes de este soporte son los siguientes:

ii.- Concreto colado in-situ, ya sea por tramos o a sección completa; normalmente requerido en túneles para propósitos hidráulicos.

iii.- Concreto lanzado (shotcrete) y anclaje. Usado en varios túneles de tráfico.

iv.- Revestimiento de acero y concreto. Usado cuando el soporte provisional consistió de camisas o láminas de acero y requiere un acabado liso y uniforme.

v.- Dovelas de concreto precoladas.

c).- Selección y diseño del sistema de soporte definitivo.- Como en el caso de los soportes provisionales, la selección del tipo a emplearse dependerá fundamentalmente de los factores de: Funcionalidad requerida, costo y tiempo de ejecución, sin embargo, otros factores como la técnica y la economía pueden incluirse para establecer el orden de preferencias de las alternativas consideradas y poder decidirse por una de ellas.

El diseño del ademe definitivo sigue en general los procedimientos del análisis estructural de marcos o anillos cerrados ya que es

la geometría más común en este tipo de soporte. Los métodos de Analogía de la columna " y del "Trabajo virtual" son los más comúnmente empleados para la determinación de elementos mecánicos y deformaciones en la estructura de ademe y se incluye también el efecto de interacción con la masa rocosa del perímetro; además, en algunos casos es necesario tomar en cuenta la participación de la estructura de ademe provisional trabajando conjuntamente con la de ademe definitivo en el soporte de todas las presiones y cargas actuantes y presiones generadas como reacciones.

3.5.- ANALISIS DEL METODO DE PROTODYAKONOV.

Método de Protodyakonov.- En esencia, este método de valuación para el cálculo de presiones en ademes y revestimientos se fundamenta en ideas de arqueo, si bien en un principio se desarrolló para materiales granulares, ha tenido buenos resultados en su utilización en rocas y otros tipos de suelos. El efecto de arqueo indica la capacidad del suelo situado sobre el techo de un túnel para transmitir la presión debida a su peso a las masas colocadas a los lados del mismo. Este efecto se produce como una consecuencia de la relación de esfuerzos causada en el techo de la perforación.

Protodyakonov supuso que sobre la cavidad se desarrolla un arco que puede considerarse triarticulado, cuyo equilibrio solo puede garantizarse si los esfuerzos a lo largo de la línea A O B, son de compresion y no hay esfuerzos de flexión.

En el desarrollo de las ideas que fundamentan este procedimiento de valuación se considera que la excavación de la galería produce un arqueo, de manera que el equilibrio de la masa que queda abajo del arco formado está asegurado por los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de la línea A O B.

El arco se considera una parábola.

Las fuerzas actuando en cualquier sección DO del arco son:

a) La resultante horizontal, T, de las reacciones que actúan desde el lado derecho sobre el punto O.

b) $P = \sqrt{z} X$, resultante de las presiones verticales actuantes sobre el tramo de arco considerado.

c) La reacción tangencial R' en el punto D, causada por las acciones del tramo del arco a la izquierda de D.

Si se toman momentos de estas fuerzas con respecto al punto D, se obtiene:

$$M_D = -T y + \sqrt{z} \frac{X^2}{2} = 0 \dots\dots\dots 1$$

De donde:

$$\sqrt{z} \frac{X^2}{2} = T y \dots\dots\dots 2$$

Si se considera una articulación A y otras en O y B, podrá -- considerarse actuante en A la reacción R, con componentes horizontal y vertical, la reacción vertical tiende a abrirlo en sus soportes y la horizontal tiende a abrirlo, pero cualquier desplazamiento debe ser impedido por las fuerzas de fricción desarrolladas en el plano A B, sujeto a presiones verticales.

Así puede expresarse:

$$\text{Reacción horizontal por fricción} = H_f = V \cdot F \dots\dots\dots 3$$

Donde H_1 representa la restricción por fricción al desplazamiento -
to A.

$$V = \sqrt{z} \frac{B}{2} \dots\dots\dots 4$$

y ϕ con β para materiales granulares, donde β es el ángulo de fricción interna del material.

La reacción horizontal H debe incluir tanto el efecto H_1 como el de la presión lateral \sqrt{x} de manera que se puede expresar:

$$H = \sqrt{z} \frac{B}{2} F - \sqrt{x} h \dots\dots\dots 5$$

La ecuación 2 es la de una parábola que pasa por D. Si esta -
ecuación se aplica en el punto A, en el cual:

$$x = B/2 ; y = h ; T = H$$

Se obtendrá teniendo en cuenta la ecuación 5 :

$$\sqrt{z} \frac{B^2}{2x^4} = \left[\sqrt{z} \frac{B}{2} F - \sqrt{x} h \right] h \dots\dots\dots 6$$

De donde :

$$\sqrt{x} = \sqrt{z} \frac{B}{2} \frac{4hF - B}{4h} \dots\dots\dots 7$$

La altura del arco natural que se forme realmente debe estar asociada con el máximo esfuerzo \sqrt{x} que el material pueda desarrollar. El concepto anterior proporciona un método matemático para encontrar h , que consistirá en derivar \sqrt{x} con respecto a h y despejar este valor de la derivada igualada a cero:

$$\frac{d\sqrt{x}}{dh} = \sqrt{z} \frac{B}{2} \cdot \frac{\frac{B}{2} - Fh}{h^3} = 0 \quad \dots\dots 8$$

Despejando h se obtiene:

$$h = \frac{B}{2F} \quad \dots\dots\dots 9$$

Esta última expresión da la altura del arco natural que se desarrolla en el material sobre la galería, en condiciones de esfuerzo admisibles y compatibles con el equilibrio.

Si este valor de h se sustituye en la expresión 7 se obtiene:

$$\sqrt{x} = \frac{\sqrt{z}}{2} F^2 \quad \dots\dots\dots 10$$

Conviene ahora llevar este valor a la expresión 5 para tener:

$$H = T = \sqrt{z} \frac{B}{2} F - \sqrt{z} \frac{B}{4} F$$

por lo tanto :

$$T = \sqrt{z} \frac{B}{4} F \quad \dots\dots\dots 11$$

La expresión anterior puede llevarse a la ecuación de la parábola que pasa por D (ecuación No. 2), para obtener:

$$\sqrt{x} \frac{k^2}{2} = T y = \sqrt{z} \frac{B}{4} F y \quad \dots\dots\dots 12$$

De donde:

$$y = \frac{2x^2}{BF} \quad \dots\dots\dots 13$$

La carga que actúa sobre el túnel es el peso del material que queda debajo de esa parábola. La carga correspondiente al material que queda sobre y a los lados de la parábola se transmite, por arqueo, fuera del túnel, sin que ejerza presión sobre los ademes. El área bajo la parábola vale:

$$A = \frac{2}{3} B h \dots\dots 14$$

Por lo tanto, la carga que recibe el ademe por unidad de longitud del túnel será:

$$C = \frac{2}{3} \gamma_m B h \dots\dots 15$$

Siendo γ_m el peso volumétrico del material de cobertura. Teniendo en cuenta el valor encontrado para h en la fórmula 9, puede escribirse :

$$C = \frac{1}{3} \gamma_m \frac{B^2}{F} \dots\dots 16$$

Con $F = \tan \phi$ (materiales granulares)

La anterior expresión permite calcular la carga que han de resistir los ademes por unidad de longitud de túnel, en función de elementos conocidos o posibles de valuar en forma razonable. Si se considera que la carga C actúa sobre un área B, la presión vertical a contrarrestar es :

$$V_v = \frac{1}{3} \gamma_m \frac{B}{F} \dots\dots 17$$

El método de Protodyakonov ha sido verificado por una gran cantidad de experiencias que han puesto de manifiesto que con excepción de los cubrimientos menos espesos, las presiones medidas no dependen de la profundidad a la que está localizado el túnel.

Estas experiencias han dado oportunidad a extender el campo de aplicación del método originalmente establecido para materiales granulares, como se dijo.

La extensión a suelos cohesivos se ha hecho manejando un coeficiente de relación entre la relación horizontal debida a la fricción y la relación vertical diferente del valor $\tan \phi$, que se ha manejado en la exposición precedente y que debe usarse en los materiales granulares.

En suelos puramente cohesivos, este coeficiente recibe el nombre de coeficiente de resistencia y se expresa como:

$$F = \frac{c}{qu} \dots\dots\dots 18$$

De este modo; en el caso general de suelos con cohesión y fricción, el coeficiente de resistencia quedará expresado como:

$$F = \frac{c}{qu} + \tan \phi \dots\dots\dots 19$$

En rocas, se ha utilizado el método de Protodyakonov con un coeficiente de resistencia igual a :

$$F = \frac{quc}{100} \dots\dots\dots 20$$

Donde quc es la resistencia a la compresión de la roca, en una prueba sin confinamiento y hecha sobre un espécimen cúbico. El valor 100 tiene unidades Kg / cm^2 .

La tabla que se presenta a continuación recoge un conjunto de

Faltaba

m-43

valores empíricos del coeficiente de resistencia para varios suelos y rocas.

Según la práctica soviética, que incluye la construcción de un gran número de túneles en suelos y rocas, el método de Protodyakov está ampliamente verificado para profundidades que oscilan entre:

$$\frac{B}{2 \tan \phi} \quad \text{y} \quad \frac{B}{\tan \phi}$$

Las dos principales objeciones que se han hecho al método son - las siguientes:

a) La altura del arco de carga, expresión 9 resulta ser una función lineal del ancho del túnel y se ha dicho que esta relación es excesivamente simple como para esperar que tome en cuenta todos los factores que influyen.

b) La tabla de valores empíricos del coeficiente de resistencia F proporciona para una amplia gama de casos los valores del coeficiente de resistencia con que se aplica el método resulta excesivamente poco precisa, de manera que una selección bien intencionada de tal coeficiente puede resultar oscilando entre límites muy amplios.

C A P I T U L O ~~I-V.~~ III

Generalidades sobre el procedimiento constructivo tipo túnel de la línea 7 del metro.

- 34.1.- Trazo de la línea.
- 34.2.- Estratigrafía.
- 34.3.- Geometría de la sección.
- 34.4.- Diseño del revestimiento.
- 34.5.- Interacción suelo-estructura.
- 34.6.- Procedimiento constructivo.

GENERALIDADES SOBRE EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO TIPO TUNEL
DE LA LÍNEA "7" DEL METRO.

4.1 TRAZO DE LA LÍNEA.

La definición del trazo en planta para la línea 7 se llevó a cabo considerando dos alternativas planteadas por diferentes avenidas, las cuales se verificaron en los resultados de programas de simulación origen-destino, alimentados por los medios de transporte de superficie de la zona.

Posteriormente se realizó un programa intenso de estudios con objeto de definir la estratigrafía y las características físicas y mecánicas del subsuelo donde se alojarán los túneles.

En la determinación de la profundidad de esta línea del Metro, - fué necesario tomar en cuenta dos conceptos fundamentales: el techo mínimo para llevar a cabo un procedimiento constructivo seguro según el tipo de suelo y la ubicación adecuada de los accesos a las estaciones para evitar que los usuarios recorran grandes - profundidades.

4.2 ESTRATIGRAFÍA.

En la línea 7 la estratigrafía del subsuelo donde se alojarán -- los túneles está constituida en términos generales por limos arenosos de compacidad variable, estos se dividen en compactos y muy compactos y en general son cementados, que corresponden a los suelos denominados "de lowas" de la zona.

En algunos casos se encuentran pequeñas lentes de arena pumítica atravesando el túnel. En ningún tramo se detectó la presencia - del nivel freático.

En la zona norte de esta línea, se tiene la presencia de un estrato de arcilla blanda de aproximadamente cuatro metros de espesor,

el cual se localiza a ocho metros arriba de la clave del túnel, lo que obligó a diseñar procedimientos constructivos más cuidadosos.

Después de un análisis extenso y apoyados en planos de estratigrafía se decidió construir el túnel alojado en suelos duros. Se estableció una distancia mínima entre la clave y el nivel del terreno natural de una a una y media veces el diámetro de la sección excavada, y una distancia mínima entre la clave del túnel y la frontera entre los estratos de suelo duro y de suelo blando, igual al diámetro de la sección excavada.

4.3 GEOMETRIA DE LA SECCION.

Para definir la geometría de la sección se tomaron en cuenta -- tres aspectos fundamentales: Los gálibos necesarios para el paso del metro y sus instalaciones; la estabilidad de la sección durante la construcción, considerando el período que transcurre entre su excavación y el colado del revestimiento definitivo y; el comportamiento de la estructura ante las cargas que le transmite el terreno.

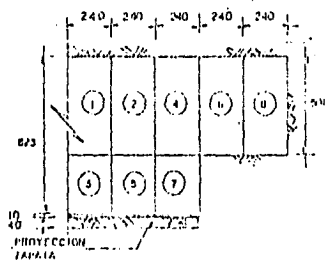
El túnel tendrá una sección circular, intersectada en su parte inferior por una losa de sección variable.

Cuando se trata de excavación de túneles en suelos sin escudo, es una práctica común realizar el revestimiento en dos fases.

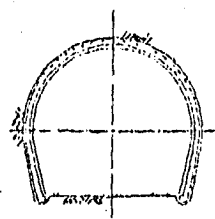
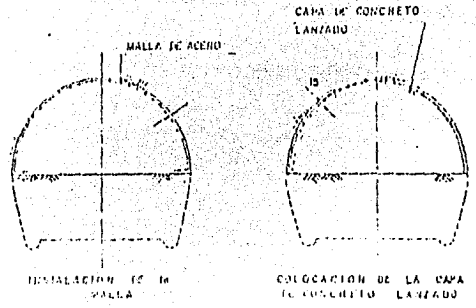
Dicha práctica se realiza con el fin de facilitar el proceso de construcción, ya que se diseña el primer revestimiento (primario) para que sea simple y fácil de ejecutar evitándose al máximo la interferencia con las actividades de excavación del frente y rezaga del material excavado reduciéndose los tiempos de construcción y garantizándose la seguridad del túnel durante la misma.

Posteriormente se realiza el segundo revestimiento (definitivo)

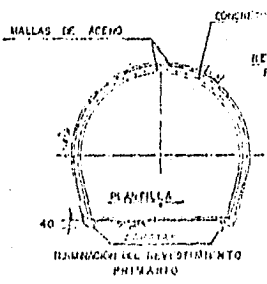
PROCESO CONSTRUCTIVO



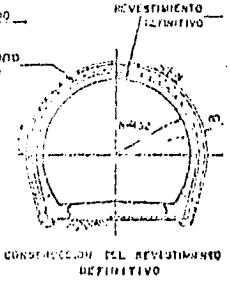
ETAPAS DE EXCAVACION



BARRIDO E INSTALACION DE LA MALLA REFERIDA



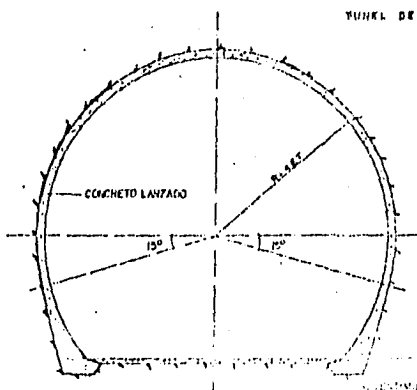
DISEÑO DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO



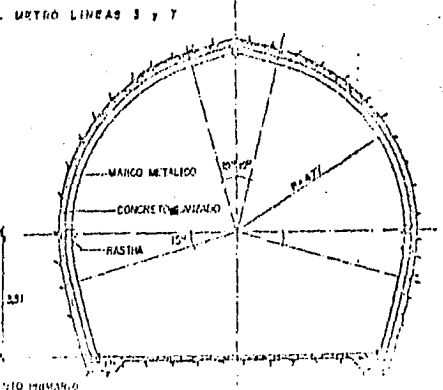
CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

TUNEL DEL METRO LINEAS 3 Y 7

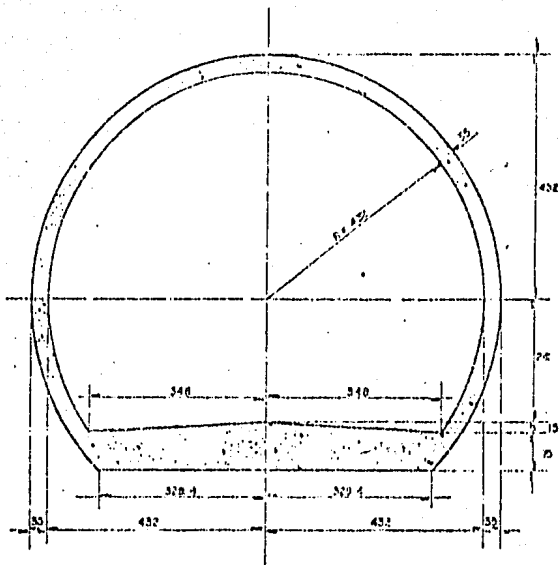
TUNEL DEL METRO LINEAS 3 Y 7



DE CONCRETO LANZADO



DE CONCRETO LANZADO Y MARCOS



REVESTIMIENTO DEFINITIVO

TUNEL DE 100 TONELAS 3 y 7
GALPO DE DOS VIAS

11.6

en cuyo diseño se consideran todas las cargas y factores que intervengan durante el servicio de la estructura.

El revestimiento primario tiene por objeto sustituir el confinamiento y apoyo que proporcionaba el suelo excavado, evitándose -

Es común realizar este tipo de revestimiento con concreto lanzado, con concreto lanzado y marcos metálicos o con concreto lanzado y anclas.

El revestimiento definitivo formará, junto con el primario y el suelo perimetral, una estructura que deberá ser capaz de soportar las cargas que con el tiempo actúan sobre dicho conjunto.

4.4 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO.

El diseño del revestimiento definitivo de los túneles se llevó a cabo mediante el uso de un modelo de interacción "suelo - estructura", considerando las cargas de alojamiento que operan sobre la clave de los túneles y las cargas dinámicas que actuarán a corto y largo plazo.

Se investigaron los diferentes criterios para valor las cargas verticales que actúan. Se tomó en cuenta que para las propiedades del suelo y las características de la sección del túnel, el más adecuado fué el de Terzaghi.

Las cargas verticales sobre el túnel calculadas mediante este método, para las distintas profundidades varían entre 12 y 13 toneladas por metro cuadrado, obteniéndose esta última donde la distancia entre el terreno natural y la clave era la mayor, y el subsuelo presentaba poca cohesión.

Las cargas horizontales se calcularon entre 9 y 12.5 toneladas por metro cuadrado considerando el empuje del suelo en reposo.

La sección del túnel se dividió en dovelas, y mediante el empleo de computadora se analizó la estructura propuesta bajo la acción -

de las cargas anteriores sumando el peso propio de la misma.

Dicho análisis se realizó considerando que la estructura se deforma horizontalmente hacia el terreno, empujando sobre él y -- que verticalmente la losa de piso se deforma más en su zona central que en sus extremos.

cargas mayores a la del empuje en reposo y que el suelo del piso tenga una reacción mayor en los extremos que en la zona central. Estos aspectos al ser considerados, disminuyen el trabajo de la estructura y con ello el acero de refuerzo.

4.5 INTERACCION SUELO -ESTRUCTURA.

Se procedió a realizar el análisis considerando la interacción -- "suelo - estructura", idealizando el suelo perimetral como un conjunto de barras verticales y horizontales que rodean a la estructura y con una rigidez igual a la del mismo suelo.

Los resultados del análisis en que se considera la interacción -- suelo - estructura, muestra una distribución de la reacción diferente a las consideraciones tradicionales de uniforme y empuje en reposo, con concentraciones en los extremos de la sección del túnel y en la mitad de su altura.

Con los elementos mecánicos así obtenidos, el esfuerzo de la sección se calculó empleando el criterio de diseño por carga última para piezas de concreto en flujo compresión, siguiendo los lineamientos marcados en la sección de diseño y construcción de estructuras de concreto de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

4.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

La determinación de los procedimientos constructivos estuvo basada en el criterio del "Nuevo Método Austriaco de Construcción de túneles, pero adaptado a nuestros recursos y necesidades que pre-

senta un suelo como el de la Ciudad de México.

Este criterio consiste, básicamente, en utilizar un revestimiento primario en base a concreto lanzado reforzado con malla de acero, colocado inmediatamente después de excavado cada tramo de túnel - recurriendo, en algunos casos, a la instalación de anclas.

Conociendo la geología y el perfil del túnel, se estableció el procedimiento constructivo de cada una de las zonas donde se ubicaron los túneles, tomando en cuenta principalmente los siguientes factores:

- A) Distancia del terreno natural a la clave del túnel.
- B) Ubicación de estratos de arcilla blanda cerca de la clave, como en el caso del tramo Tacuba - Marina Nacional en la línea 7, en el que una parte de la clave del túnel se excava en arcilla muy blanda y ha obligado al uso de un escudo .
- C) Zonas donde la geología indica cauces de antiguos ríos en partes cercanas a la clave con aperturas de agua, como en el Río San Joaquín, Tacubaya, y San Antonio en la línea 7 y el Río Tequilazgo y Magdalena en la línea 3 Sur.
- D) Ubicación de la Frontera entre materiales sueltos y muy compactos cercanos a la clave del túnel.
- E) Lente de arena y de arena pumítica en el piso, paredes o clave del túnel.
- F) La presencia de boleos en las paredes o en la clave.
- G) La presencia de viviendas y estructuras por encima del túnel, como el caso del puente sobre pilotes de la vía rápida San Joaquín en la línea 7, que hizo necesario bajar el perfil del túnel en esa zona.

H) La presencia de estructuras importantes muy cercanas al túnel que proporcionan cargas asimétricas.

I) La presencia de roca sobre la clave del túnel en la estación M. A. de Quevedo en la línea 3 Sur.

J) La concentración de varios túneles en áreas reducidas como el caso de todas las estaciones que ha obligado a seguir un orden de excavación y de revestimiento para evitar problemas de estabilidad y de movimientos excesivos en la superficie.

Con todos estos factores se decidió bonificar los tramos y proporcionar un procedimiento constructivo y de excavación típico de cada zona, con objeto de lograr reducir al máximo los riesgos de una falla y de agilizar lo más posible los ciclos de excavación.

Se han propuesto cinco zonas típicas en las cuales se detalla claramente las medidas que deben tomarse en cuenta durante la excavación:

ZONA 1.- La excavación del túnel se realizará con un escudo de frente abierto. El diámetro exterior de este escudo será de 9.14 metros.

ZONA 2.- Sin marcos. La excavación del túnel se hará por medio de un banqueo, dividiéndose la sección transversal del túnel en dos secciones: Sección media superior y sección media inferior.

La longitud de avance máximo será de 1.20 m. y el avance de banco será de 2.40 m.

El recubrimiento provisional será de concreto lanzado de 25 cm. de espesor con doble malla electrosoldada del tipo 6" x 6" 4/4.

En la sección media inferior se construirán zapatas de apoyo de 0.80 x 0.40 m.

Con marcos metálicos. La excavación del túnel se efectuará por medio de un banqueo dividiendo la sección transversal del túnel en dos secciones.

La longitud de avance máximo y de avance de banco será similar a la indicada para la zona anterior.

El recubrimiento provisional será con marcos metálicos, concreto lanzado de 15 cm. de espesor y una malla electrosoldada.

También deberán construirse zapatas de apoyo al marco de 0.80 x 0.40 m. en la sección media inferior.

ZONA 3.- La excavación del túnel se efectuará a media sección por medio de banqueo. La longitud de avance será de 2.40 m. y el avance de banco 4.80 m.

El recubrimiento provisional estará constituido por concreto lanzado de 15 cm. de espesor y doble malla electrosoldada. En la sección media inferior se construirán zapatas de apoyo de 0.80 x 0.40 m.

ZONA 4.- El recubrimiento ^{Provisional} constructivo se realizará en forma análoga al indicado para la zona 3 a excepción de que el espesor de concreto lanzado será de 25 cm.

ZONA 5.- La excavación se efectuará a media sección por medio de un banqueo, la longitud de avance máximo será de 2.40 m., y el avance de banco será de 4.80 m. El recubrimiento provisional será con marcos metálicos y concreto lanzado de 15 cm. de espesor.

Como en esta zona existe arena pumítica sobre la clave del túnel, será necesario colocar gunita con malla de gallinero o lámina acanalada, con objeto de evitar caídas.

En la sección media inferior deberán construirse zapatas de apoyo al marco.

Asimismo se estudió y diseñó un sistema de instrumentación, en base a extensómetros, inclinómetros y medidas de convergencia en el interior de los túneles con objeto de conocer y garantizar el comportamiento satisfactorio de sus estructuras a corto y largo plazo.

Como se mencionó anteriormente la línea 7 corre a través de la zona de Lomas, que ultimamente se prefiere denominar zona Pétreá por la evidente presencia en ella de rocas, para fines de ingeniería de cimentaciones manifiesta mucho mejores condiciones que las otras zonas, por ser sus materiales constitutivos más competentes. Sin embargo, más en detalle, no deja de plantear problemas propios.

Por ejemplo, las Lomas del poniente de la Ciudad, donde se encuentra el tramo Auditorio - Constituyentes, que trata este trabajo, están constituidas por materiales de la formación tarango, que es una formación volcánica muy extendida en la cuenca de México y relativamente conocida para los Ingenieros, por haber realizado en ella numerosas obras, formada por abanicos volcánicos de las sierras mayores, Mio - Pliocénicas, originadas en la fase explosiva del vulcanismo de la región.

Estos materiales de la formación tarango, en general son fáciles de excavar, resistentes y estables.

En contraste con estos atributos, está la presencia de una cantidad no despreciable de cavernas y galerías de explotación de arenas.

En realidad las obras subterráneas antiguas localizadas en la formación tarango son minas de arena. Se trata de coyoterías o galerías, por lo general de menos de 10 m². de sección y formas que van de la rectangular a la elíptica. Han sido recibidas algunas desde la época colonial, para localizar y extraer materiales de construcción muy apreciados, tales como gravas, gravillas, y arenas volcánicas (Arena roja y Arena azul), que forman parte de los horizontes piroclásticos de arena lapillo y pómez.

La localización de estas cavernas y galerías es en cierto modo aleatoria, y muy difícil de precisar desde la superficie, sea por métodos de prospección geofísica, sea por sondeos directos, solo con la inspección y levantamientos directos desde huecos o entradas, muchas veces encontrados por casualidad, se puede hacer un reconocimiento preciso.

La línea 7 del Metro tiene un trazo más o menos paralelo al interceptor Centro - Poniente y se ha venido excavando en seco. Los materiales son principalmente limoarenosos y arenolimosos - muy parecidos a los tepetates, con capas intercaladas de grava y de arenas.

En grandes longitudes se observa una deposición rítmica u ordenada de los estratos, propia de ambientes lacustre o aluvial de corrientes tranquilas. Se hace mención a las cualidades de los diferentes estratos debido a que en algunos tramos se excava - bajo casas y edificios de cinco niveles o a proximidad de cimentaciones de pilotes inclinados (Viaducto) o de pilotes y pilas verticales (Edificios de 8 y 10 niveles). Para evitar desconfinamiento y desplazamiento de estos elementos estructurales, se han protegido con cortinas de inyecciones de lechadas de cemento y silicatos que quedan localizadas entre el túnel y la cimentación respectiva.

Tanto en la Línea 3 Sur como en la línea 7, más de las dos terceras partes de los suelos que se encuentran al nivel del túnel y a un diámetro arriba de la clave, tienen una alta compacidad que, en prueba de penetración estándar, da valores superiores a 40 golpes y muchas veces más arriba de 60.

Estos tramos se han venido excavando normalmente a base de máquinas rozadoras de ataque selectivo, a sección completa en los

túneles para una sola vía y con sección superior adelantada 2.5 m. en los túneles para dos vías. La excavación se realiza completamente en seco ya que el nivel freático no se localiza dentro de la sección del túnel.

En los demás tramos, de poco techo o de suelos arenos compactos, se ha exigido llevar avances más cortos ademe más grueso de concreto lanzado (25 cm) y, en tramos, principalmente de arena, el uso de marcos IPR de 6" a cada metro y pegados a la frente. Los marcos en general quedan semicubiertos con concreto lanzado.

Se han encontrado horizontes de arena pómez en varios tramos. Esta arena, como se sabe, muestra cementación volcánica, pero es de baja densidad y poco peso volumétrico y su estructura es relativamente deformable, por lo que ha dado lugar a valores de convergencia del perímetro del túnel algo más altos que los que se han registrado en los otros materiales.

Anteriormente se mencionó que el horizonte de pómez que se encuentra a no más de 13 m. de profundidad ha sido profusamente explotado a través de galerías.

Un tramo intermedio de la línea 7 que se encuentra en la parte baja de la zona de lomas, se está excavando bajo una de estas redes de galerías, por lo que se han tomado medidas especiales mencionadas en la especificación de procesos constructivos, estas especificaciones corresponden a la zona 5. Aunque en este tramo se tiene a favor un techo intermedio de buen tepetate de no menos de 10 m. de espesor.

C A P I T U L O V.

" PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ESTACION "

- 5.1.- Descripción y construcción de la Lumbre CTA-1 correspondiente a la sección en túnel de la estación Constituyentes línea 7 del Metro.
 - 5.1.1.- Introducción.
 - 5.1.2.- Descripción constructiva para excavación y construcción de la Lumbre CTA-1.
 - 5.1.2.1.- Dimensiones generales de la lumbre.
 - 5.1.2.2.- Descripción del tipo de lumbre.
 - 5.1.2.3.- Excavación y colocación del concreto lanzado.
 - 5.1.2.4.- Algunas recomendaciones que observarse durante la excavación de la lumbre CTA-1.
- 5.2.- Procedimiento de construcción para el anclaje en el inicio del túnel de distribución (suspensión) de la estación Constituyentes.
 - 5.2.1.- Tipos de túneles del Metro.
 - 5.2.2.- Colado de la trabe de borde.
 - 5.2.3.- Colocación de marcos de acero.
- 5.3.- Procedimiento en la excavación y construcción de los túneles de distribución que comunica a los túneles de andén de la estación Constituyentes de la línea 7 del Metro.
 - 5.3.1.- Introducción.
 - 5.3.2.- Excavación de la sección del túnel.
 - 5.3.3.- Rezaga del material producto de la excavación.
 - 5.3.4.- Colado del concreto provisional.
 - 5.3.5.- Colocación del revestimiento definitivo.
- 5.4.- Procedimiento para la excavación y construcción del túnel de conexión entre la lumbre pendiente CTA-1 y el túnel de andén de la estación Constituyentes.

5.4.1.- Generalidades.

5.4.2.- Procedimiento constructivo.

5.4.2.1.- Revestimiento primario.

5.4.2.2.- Revestimiento definitivo.

5.5.- Procedimiento en la excavación y construcción del túnel de andén.

5.5.1.- Generalidades.

5.5.2.- Procedimiento constructivo.

5.5.3.- Excavación y construcción de la sección del túnel de andén

5.5.3.1.- Colocación del revestimiento definitivo.

5.5.3.2.- Excavación y construcción del túnel de andén oriente (auxiliar "B").

5.5.3.3.- Cambio de sección túnel de andén a tramo cabecera norte.

5.5.3.4.- Factores y recomendaciones que se deben observar en la excavación de los diferentes frentes de ataque de los túneles de andén oriente y poniente.

5.6.- Subestaciones.

5.6.1.- Introducción.

5.6.2.- Procedimiento constructivo para la excavación y construcción de la subestación eléctrica.

a) Ademe provisional.

b) Ademe definitivo.

5.7.- Accesos.

5.7.1.- Acceso poniente.

5.7.1.1.- Primera fase.

5.7.1.1.1.- Etapa A.

5.7.1.1.2.- Etapa B.

5.7.1.1.3.- Etapa C.

5.7.1.1.4.- Etapa D.

5.7.1.2.- Segunda fase.

5.7.1.2.1.- Etapa 1.

5.7.1.2.2.- Etapa 2.

5.7.1.2.3.- Etapa 3º

5.7.2.- Acceso oriente.

5.7.2.1.- Seguridad fase.

C A P I T U L O V.

Procedimiento Constructivo Estación Constituyentes.

5.1.- Excavación y construcción de la lumbrera CTA-1 con el propósito de la conexión en túnel de la estación constituyente número 7 del metro.

5.1.1.- Introducción.

Se entiende por lumbrera una excavación vertical o próxima a la vertical, abierta a la superficie del terreno solamente por su extremo superior.

La construcción de un túnel que no cuenta con portales de acceso en laderas de montañas, como ocurre comúnmente en zonas urbanas, requiere la excavación de una o más lumbreras para la realización de las operaciones de ^{trabajo} tunicado.

Las lumbreras pueden ser estructuras temporales o permanentes. En el primer caso, su única función es facilitar la construcción del túnel, por lo que al terminar el proyecto se rellenan nuevamente, en cambio, las lumbreras permanentes (como es el caso de la lumbrera CTA-1 construida en la estación constituyente) se convierten posteriormente en estructuras de ventilación, cámaras de acceso o de bombeo, captación de colectores, etc.

Las características de su sección transversal dependerán del espacio requerido para la realización de las maniobras o funciones a las que estarán destinadas.

5.1.2.- Proceso Constructivo para Excavación y Construcción de la Lumbreira GTA-1.

y poder introducir el equipo necesario para construir el túnel de metro en los tramos Auditorio-Constituyentes y Constituyentes-Tacubaya correspondientes a la línea 7, será necesario construir la lumbreira GTA-1, cuya ubicación en planta se indica en la figura No. 5.1.1.

En esta lumbreira será necesario efectuar una excavación adicional en la cual deberá alojarse un carcamo de bombeo, los detalles del proceso constructivo se indican a continuación.

5.1.2.1.- Dimensiones Generales de la Lumbreira.

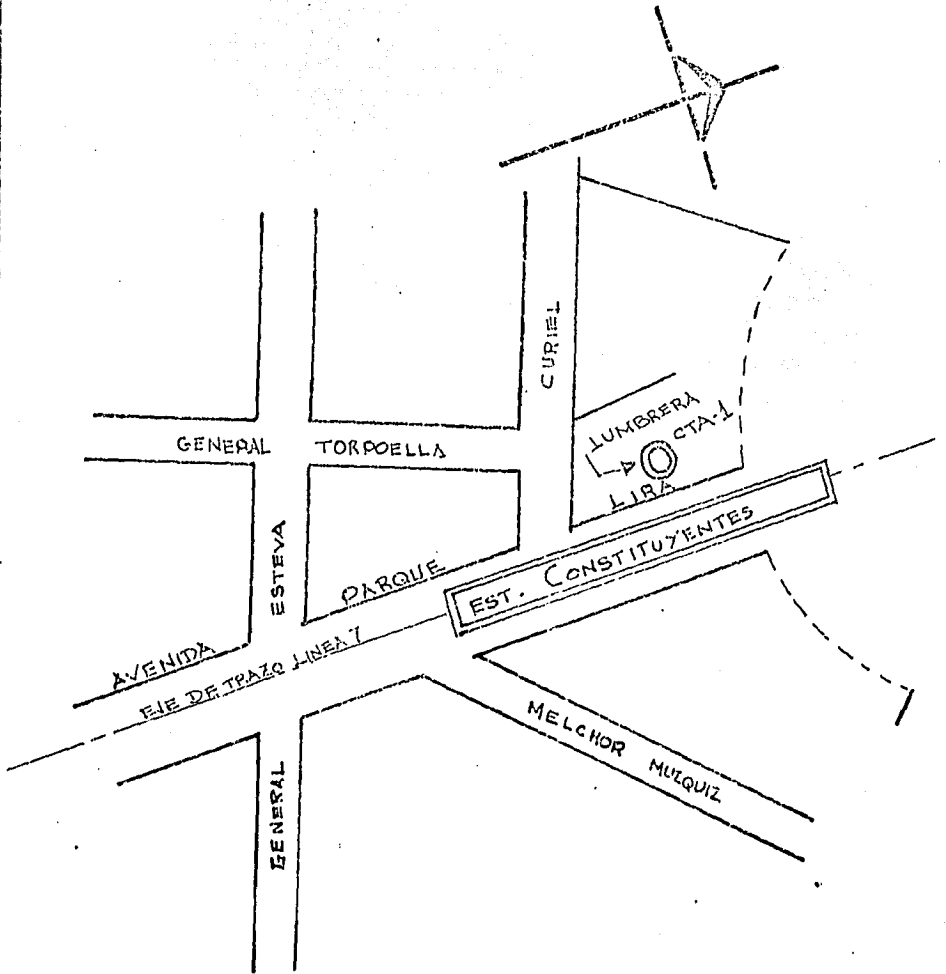
La lumbreira será de sección circular con un diámetro libre de 10.20m la sección excavada tendrá un diámetro aproximado de 11.0m, según se muestra en la figura No. 5.1.2.

El nivel máximo de excavación de la lumbreira será 29.535m y en la zona del carcamo 27.035m (Fig. 5.1.3 y 5.1.4) los cuales corresponden aproximadamente a las profundidades 33.12 y - 35.62m.

5.1.2.2.- Construcción del Brocal.

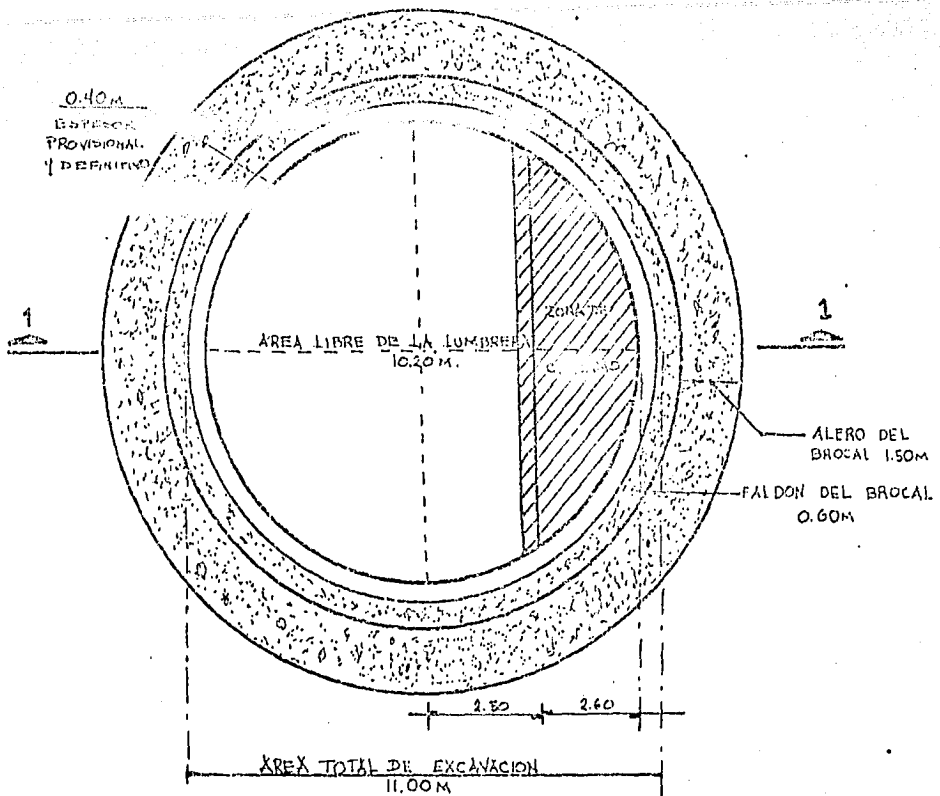
Una vez que sobre el terreno, se haya definido el trazo de la lumbreira, se excavará a mano o con maquinaria hasta una profundidad de 3.15m y en un ancho de 1.0m, donde quedarán construidos los faldones del brocal, los cuales se colocarán por medio

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

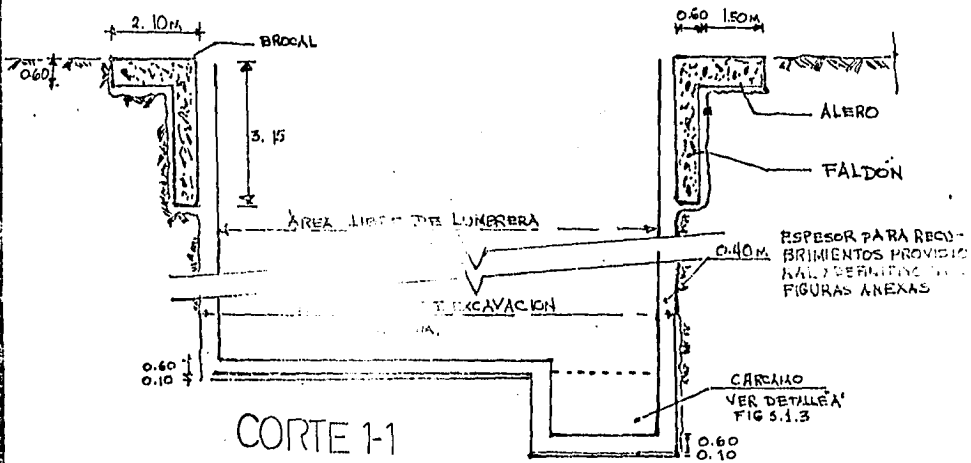


CROQUIS DE LOCALIZACION

FIG 5.1.1

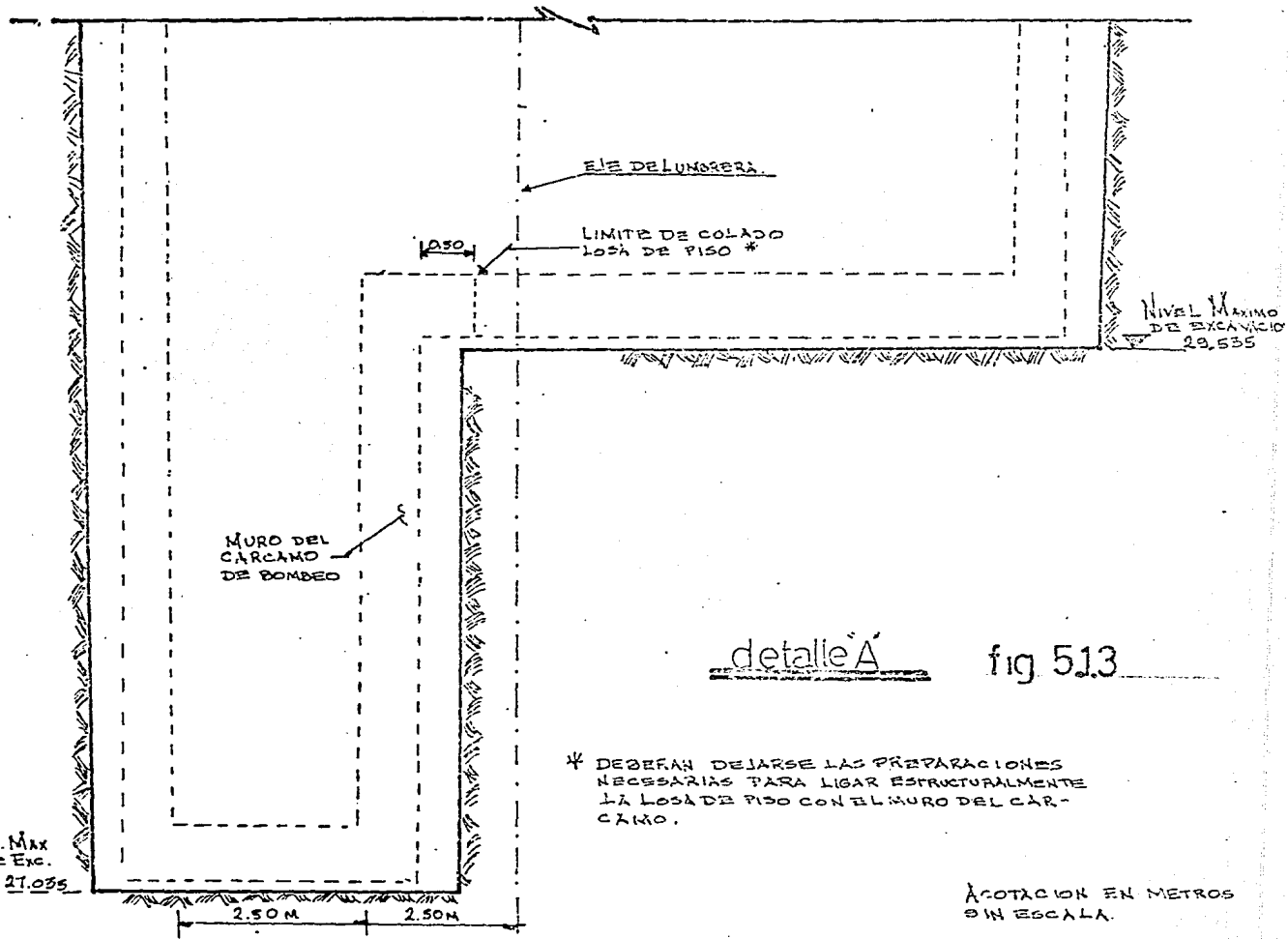


PLANTA



CORTE 1-1

fig 512

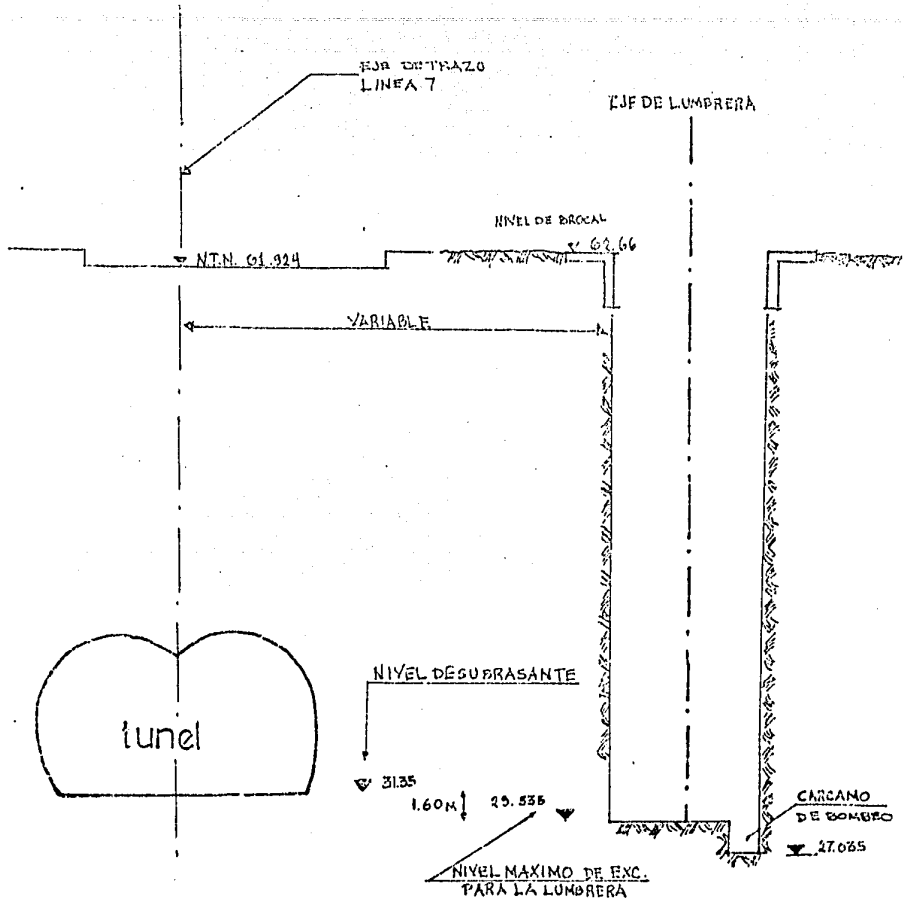


detalle A fig 5.13

* DEBERÁN DEJARSE LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LIGAR ESTRUCTURALMENTE LA LOSA DE PISO CON EL MURO DEL CARCAMO.

ACOTACION EN METROS SIN ESCALA.

1



CORTE ESQUEMATICO fig 5.14

lumbrera CTA-1

de una cimbra apoyada contra el terreno de la excavación.

En caso de que el material del perímetro exterior del faldon presente problemas de agrietamiento, este deberá retirarse unicamente en la zona afectada, procediendo después a rellenar esos huecos con material producto de la excavación, exento de desperdicios, el cual deberá compactarse hasta un grado del 85% con respecto a la norma aashto estandar.

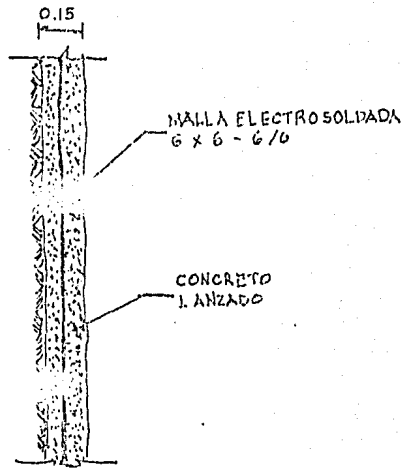
La rama horizontal del brocal (alero), constituye una pequeña losa, la cual servira para que la máquina de excavación pueda rodar libremente, sin peligro de que produzca algún caído en la superficie de la lumbrera. Este brocal se construirá unicamente en el perímetro exterior de la lumbrera, la sección de brocal se indica en la figura No. 5.1.2.

5.1.2.3.- Excavación y colocación del concreto lanzado.

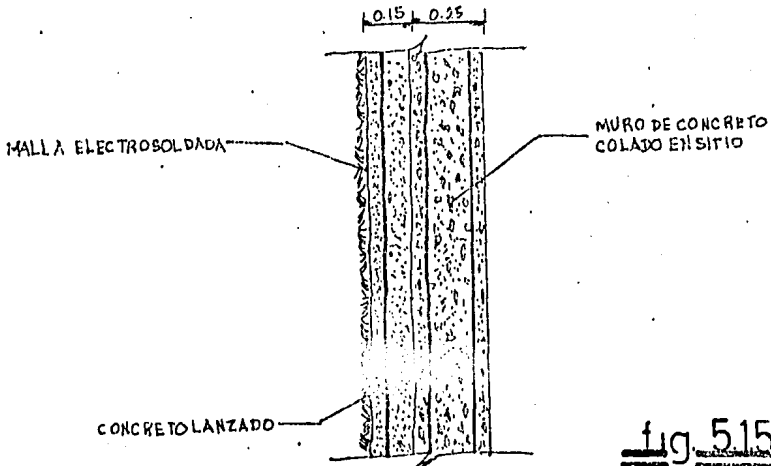
La excavación se realizará en tramos de 2.0m de profundidad, los cuales deberan ademasrse tan pronto como se vayan descubriendo.

El tipo de ademe consistirá en una capa, de concreto lanzado de 15cm de espesor, el cual se colocará en combinación con una malla electrosoldada del tipo 6x6 - 6/6, tal como se muestra en la figura No 5.1.5

Este proceso se repetira tantas veces como sea necesario, hasta alcanzar la profundidad máxima de proyecto de la lumbrera.



DETALLE DE RECUBRIMIENTO
PROVISIONAL CON CONCRETO LANZADO
REFORZADO CON UNA MALLA ELECTRO
SOLDADA DEL TIPO 6 x 6 - 6/6



DETALLE DEL RE CUBRIMIENTO
DEFINITIVO FORMADO POR UN MURO DE
CONCRETO ARMADO COLADO EN SITIO

fig. 515

Una vez alcanzado dicho nivel se procederá al colado de una --
plantilla de concreto pobre de 10cm de espesor y seis horas --
después deberá iniciarse el armado y colado de la losa de piso,
el cual deberá efectuarse respetando el área de excavación que
ocupara el carcamo de bombeo.

Inmediatamente después de colada la losa de piso, deberá --
continuar con la excavación del carcamo de bombeo la cual de
berá realizarse en una sola etapa, procediéndose a la colocación
del ademe en la misma forma indicada anteriormente para la lum
brera.

Al termino del colado de la losa de piso del carcamo, se --
iniciará la colocación del ademe definitivo en toda la lumbrera,
el cual consistirá en recubrimiento de concreto armado y --
colado con cimbra deslizante, ver figura 51.5.

5.1.2.4.- Algunas recomendaciones ha observarse durante la ex-
cavación de la lumbrera CTA-1.

- A) Cuando se proceda a excavar los tramos comprendidos entre --
los 10.0m y 15.0m así como entre 18.0m y 22.0m de profundi-
dad, se debora dar aviso al departamento de geotécnica lo su-
lbs, con la finalidad de observar si existen signos de est-
bilidad en los paredes de la lumbrera y decidir sobre la --
conveniencia de colocar anillos metálicos.
- B) Sera condición necesaria que para poder iniciar la excava--
ción del tramo subsecuente, se haya colocado completamente --
el recubrimiento provisional en el tramo anterior.

C) En caso de que se presenten filtraciones hacia la lumbrera, durante el proceso de excavación, estas deberán controlarse durante el desarrollo de la excavación, las cuales reconocerán hacia carcamos contruidos de 30x30x30cm, desde donde se extraera el agua producto de las filtraciones por medio de bombas autocebantes de gasolina. Este procedimiento deberá seguirse para cada tramo de excavación donde se presenten dichas filtraciones.

D) Durante el deslucamiento de la cimbra para revestimiento definitivo en la zona de la sección en túnel, deberá dejarse el espacio libre necesario cubierto con madera para dar salida posteriormente al túnel.

E) Se cree que durante la excavación de la lumbrera, se encontraran túneles de mina, por lo que en dado caso que dichos datos se confirmen en obra, sera necesario taponar los huecos con material producto de la excavación, construyendo -- además un muro de tabique.

5.2.- Procedimiento de construcción para el empujamiento en el inicio del túnel de distribución (sur-poniente) de la estación constituyentes.

5.2.1.- Tipos de túneles de metro.

Aunados a los túneles que albergarán el convoy del metro - se encuentran otros de menor magnitud pero tan importantes como los primeros, dichos túneles se han denominado secundarios y servirán para:

- a) Accesos y distribución de los usuarios hacia el andén.
- b) Comunicación entre túneles para efectos constructivos.
- c) Fosa de mantenimiento preventivo del material rodante.
- d) Nichos para subestaciones.
- e) Nichos para puestos de rectificación.

Todos estos túneles son denominados de la siguiente manera:

Túnel de tramo.-Para alojar una o dos vías, su construcción se aplicó en tramos interestacionales.

Túnel de andén.-Aplicable en las estaciones.

Túnel de conexión.-Para comunicar una lumbrera con estación o con tramo.

Túnel de acceso.-Para uso definitivo en estaciones, su función es comunicar los andenes con el exterior.

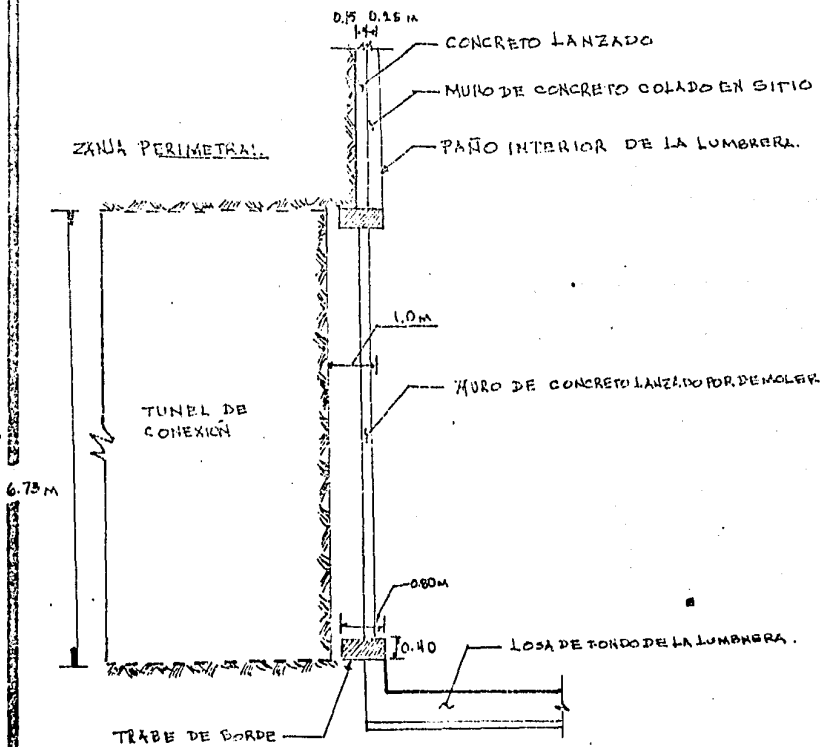
Túnel de distribución.-Para distribuir el flujo de los usuarios a lo largo de los andenes.

Con el fin de obtener una mayor estabilidad en el terreno al inicio de la excavación del túnel, será necesario colocar un empotramiento constituido por una trabe de borde y marcos de acero con retaque de madera, cuyo procedimiento de colocación se describe en párrafos posteriores y su localización en planta se indica en la figura No 5.2.1.

5.2.2 Colado de la trabe de borde.

Después de construido el revestimiento definitivo de la lumbrera se procederá a descubrir en el interior de la misma el área correspondiente a la sección del túnel (ver fig 5.2.2); una vez descubierta esta área se excavará en toda la sección en una profundidad de 1.0m para construir una trabe de borde en todo el perímetro del túnel.

Esta trabe de borde será de tipo estructural que se construye en la intersección de una lumbrera con el túnel o bien en la intersección de dos o más túneles y tiene por objeto observar las deformaciones que se generan al inicio de la excavación del túnel por construir.



CORTE 1-1

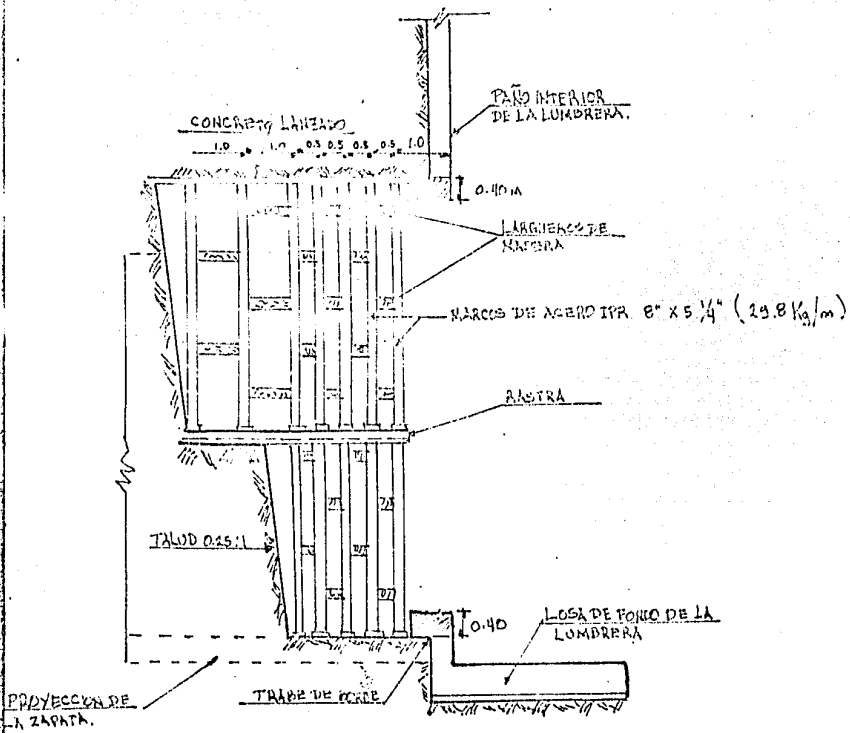
fig 522

5.2.3.- Colocación de marcos de acero.

Una vez que la trabe de borde alcance su resistencia de proyecto se continuara con la colocación de los marcos (5 en total) los cuales se colocarán con una separación de 0.50m, colocando el primero a una distancia de 1.0m contada a partir del palo interior de la lumbrera. Ver figura No 5.2.3.

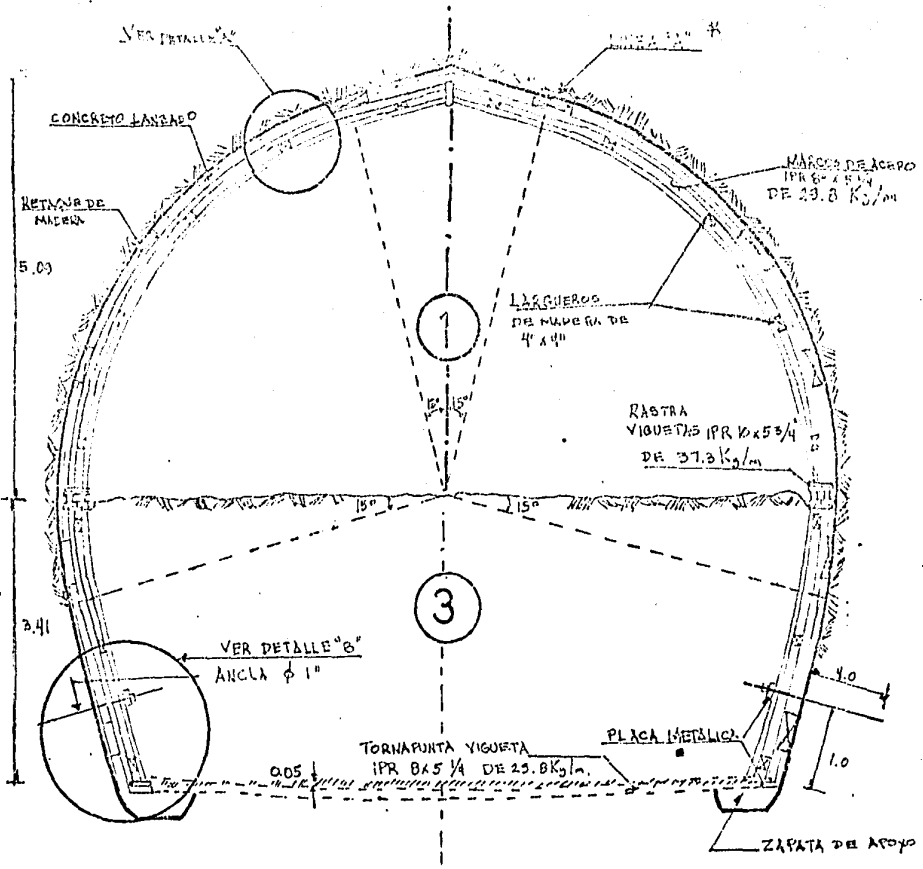
Estos marcos de acero estan seccionados en cuatro partes y el proceso de colocación se describe a continuación:

- 1a. Etapa. Se iniciara la excavación de la parte media superior, en tramos de 1.20m de longitud. Una vez descubiertas las paredes se procedera a colocar una malla de acero del tipo 6x6- 6/6 dejando 30cm de malla para traslape con la malla de la sección inferior e inmediatamente después se deberá lanzar una primera capa de concreto de 5cm de espesor. Ver figuras 5.2.4. y 5.2.5.
- 2a. Etapa. Colocada la primera capa de concreto lanzado se pondrán unas rastras formadas por dos viguetas IPR 10"x 5 3/4" (37.3 Kg/m) soldadas patin con patin tal como se observa en la figura 5.2.3. Estas rastras se colocaran en el piso del túnel ya que servirán de apoyo para la localización de la parte superior del marco.



CORTE LONGITUDINAL

fig 5.23

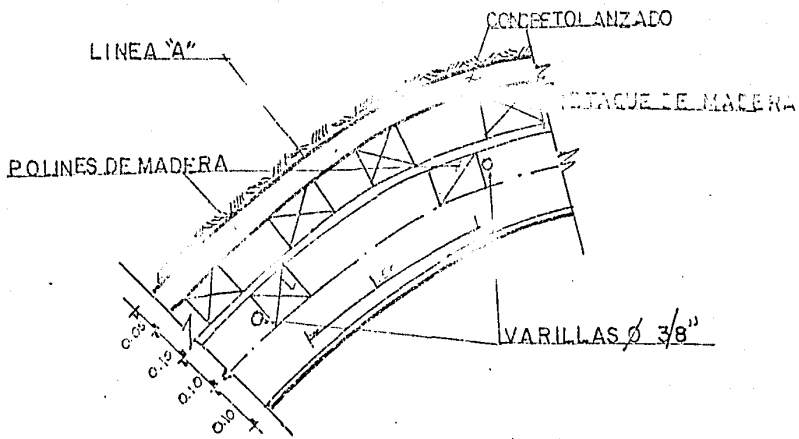


CORTE TRANSVERSAL

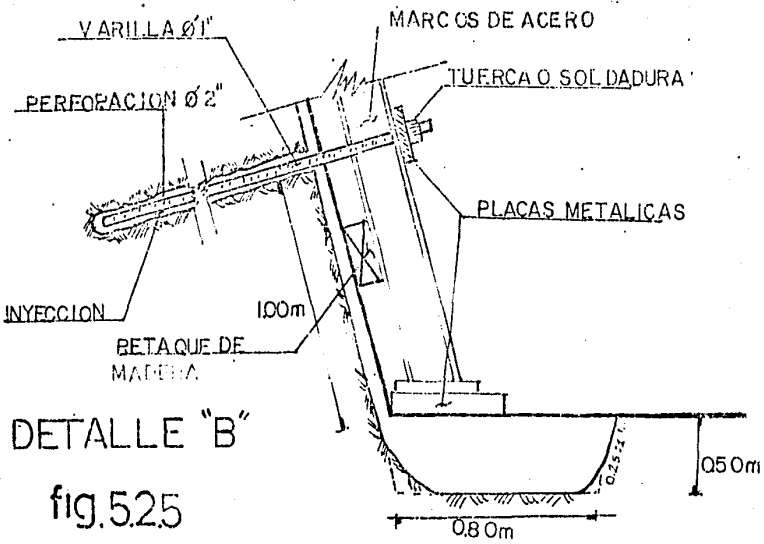
fig 524

* LA EXCAVACION DEBERA EFECTUARSE HASTA LA LINEA "A"

ACOT. EN METROS SIN ESCALA.



DETALLE "A"



DETALLE "B"

fig.525

3a. Etapa. Una vez instaladas las rastras, se colocara la parte superior del marco, el cual estara formado por dos viguetas IPR 8" x 5 1/4" (29.8 Kg/m) soldadas en sus tres puntos de unión. Esta media sección se castigara contra el concreto lanzado por medio de un retaque de motora, tal que permitan una holgura entre el marco y el concreto lanzado de aproximadamente 10cm.

4a. Etapa. Entre un marco y otro se colocarán largueros formados por polines de 4" x 4" separados entre si 1.50m la colocación de los largueros entre cada marco quedara desfasada 0.50m, ver figura 5.2.3. Estos largueros se apoyaran sobre varillas colocadas en la vigueta, por lo que sera necesario hacer perforaciones con el fin de colocar varillas de 3/8" de diámetro en el alma de las viguetas.

5a. Etapa. Colocados los largueros entre los marcos, se procedera a lanzar una segunda y última capa de 10cm de espesor.

Una vez colocado el primer marco, se continuara colocando los demás en la misma forma como se indico anteriormente. la separación entre cada marco sera de 0.50m.

6a. Etapa. Al terminar la colocación de la sección superior del marco en toda la longitud de empotramiento se continuara con la excavación de la parte media inferior del túnel así como las zanjas que alojaran a las zapatas de apoyo, en tramos de 1.2m de longitud e inmediatamente después se lanzara una primera capa de concreto de .5cm de espesor incluyendo las zapatas.- Después de lo anterior se procedera a colocar la malla de acero soldada (6 x 6 - 4/4) efectuando amarre y traslope con la malla de la sección media superior. Asimismo esta malla debera prolongarse hasta constituir el refuerzo de la zapata.

Una vez colocada la malla de la zapata , se terminara el colado de la misma hasta el desplante de la losa del piso.

7a. Etapa. Posteriormente al colado de la zapata , se colocara una placa metalica donde se apoyara el marco de la sección media inferior, mismo que debera soldarse - en todos sus puntos de apoyo. Y acudira en la forma ya descrita en la etapa 3.

8a. Etapa. Se continuara con lo indicado en las etapas 4 y 5.

9a. Etapa. Después de lanzar la segunda capa de concreto, deben colocarse dos anclas a los extremos del marco, las cuales tomarán las fuerzas horizontales de cocción del mismo.

En la colocación deberán realizarse dos perforaciones de 2" de diámetro a los extremos del marco, de 4m de longitud separada entre sí 35cm con respecto al centro de la viga. Realizada la perforación se colocará una ancla en cada una de ellas, la cual estará constituida por varillas de 1" de diámetro ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$); posteriormente se procederá a inyectar en el espacio anular una lechada de agua - cemento, en una proporción de dos partes de cemento por una de agua y con una presión de 2 Kg/cm^2 .

NOTAS.

- A) Las anclas de acero deberan colocarse despues de la segunda capa de concreto lanzado.
- B) En caso de utilizar varillas de $3/4$ " de diámetro en la colocación de las anclas, la perforación para alojar dicha varilla deberá ser de $1\ 3/4$ " de diámetro.
- C) En caso de que en la clave del túnel aparezcan arenas sueltas y no se adhiera al terreno el primer lanzado, deberá colocarse una malla de gallinero y proceder a lanzar en dicha zona 3cm de espesor de gunita (concreto lanzado sin agregado grueso) con muy poca presión. La gunita deberá contener mayor cantidad de acelerante de fraguado (5% mínimo) en peso del cemento.
- D) En la parte media superior deberan colocarse dos marcos más con el fin de facilitar la colocación de la parte media inferior del marco de la zona de emportalamiento.

5.2.- Descripción de la excavación y construcción de los túneles de distribución que comunican a los túneles de andén de la estación Constituyentes.

5.3.1.- Descripción.

A continuación se describe el procedimiento constructivo para llevar a cabo la excavación y construcción del túnel de distribución de la estación Constituyentes. Estos túneles tienen la finalidad de distribuir el flujo de los acuarios. En el andén, contará esta estación con dos en el lado poniente y dos en el oriente.

5.3.2.- Metodología, para poder iniciar la excavación de la sección de túnel.

A) Los túneles de distribución localizados en el lado poniente de la estación, podrán atacarse en forma simultanea a partir del túnel de conexión, una vez que el revestimiento definitivo correspondiente al túnel de andén poniente se encuentre 10.00m. adelante en ambos lados de la zona de intersección entre los túneles de conexión y andén, tal como se muestra en la figura No. 5.3.1.

B) Los túneles de distribución localizados en el lado oriente de la estación, podrán atacarse en forma simultanea a partir del túnel de conexión, una vez que el frente de excavación de dicho túnel se encuentre 6.00m. adelante de la zona de intersección con los túneles de distribución ya mencionados. (ver figura No, 5.3.2)

5.3.3.- SECUENCIA DE EXCAVACION Y CONSTRUCCION.

El ciclo de trabajo comprende las actividades que a continuación se enueneran:

- a) Excavación de la sección del túnel.

Una vez trazada la sección del túnel de distribución en las paredes del túnel de conexión se procederá a colocar la trabe de borbón correspondiente. Una vez realizado lo anterior se continuará con la excavación del túnel; lo cual se iniciará en la mitad superior del frente de trabajo e irá avanzando un tiempo según longitud. La máxima de avance será de 2.40m; es decir, se excavará primero la sección media superior y posteriormente se excavará la sección media inferior. (Ver figura 5.3.3.)

El talud del frente de la excavación será vertical y el ataque del frente se hará con martillos o pistolas neumáticas y cargadores frontales (traxcavos).

Es importante mencionar que dependiendo de las condiciones de estabilidad del terreno la longitud de ataque podrá incrementarse.

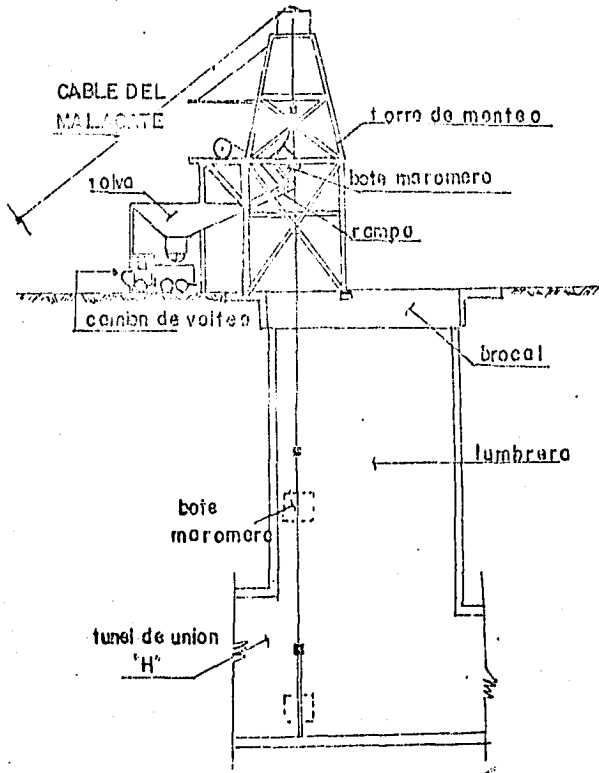
b). Extracción de la roca.

Conforme se acumule el material producto de la excavación en el frente de trabajo, este se irá depositando en camiones con capacidad de caja de 7 a 9m³ por medio de un cargador frontal, los que transportarán el material hasta la base de la lumbre. Donde se procederá a vaciarlo en tolvas receptoras. (ver fig. 5.3.3b).

c) Colocación del ademe provisional.

Primera etapa.- Una vez descubiertas las paredes y la clave de cualquier etapa de la sección media superior, se colocará de inmediato una primera etapa de concreto. El espesor de 5cm. de espesor.

El concreto lanzado se coloca mediante máquinas "lanzadoras" - cuyas especificaciones se tratan en el capítulo VI. inciso 7.3.5.- Estas lanzadoras lo aplican utilizando aire comprimido inyectado a la máquina y a través de una manguera que suministra el agua para



PROCESO DE REZAGA

fig. 5.33b

Formar la mezcla cuyas características se mencionan en el inciso - 7.3.

Apartir de la cuarta etapa de excavación, el espesor de esta - primer capa de concreto lanzado, será de 3.00cms.

Segunda Etapa:

Habiendose lanzado la primer capa de concreto, se colocará una malla electrosoldada del tipo 6"x6"-4/4, dejando 30cms. de malla en exceso para amarre y traslape con la primer malla que se coloca ráposteriormente en la sección media inferior.

Tercera Etapa:

Concluido el evento anterior, se colocará una segunda capa de concreto lanzado de 10cms. de espesor.

Apartir d. la cuarta etapa d. excavación, el espesor de esta - segunda capa, será de 9cms.

Cuarta Etapa:

Concluida la colocación de la segunda capa de concreto lanzado se instalará una segunda malla electrosoldada, del mismo tipo que la ya indicada d. jando 30cms. de malla en exceso para efectuar ya posteriormente el amarre y traslape con la segunda malla, ya se e colocara en la sección media inferior.

Quinta Etapa:

Una vez terminada la colocación de la segunda malla, se lanzará una tercer capa de concreto de 5cms. de espesor.

A partir de la cuarta etapa de excavación, el espesor de la ter cer capa de concreto lanzado será de 3cms.

Concluido el lanzado de la tercer capa de concreto, quedará en esta forma constituido el espesor total del revestimiento primario correspondiente a la sección media superior.

Sexta Etapa:

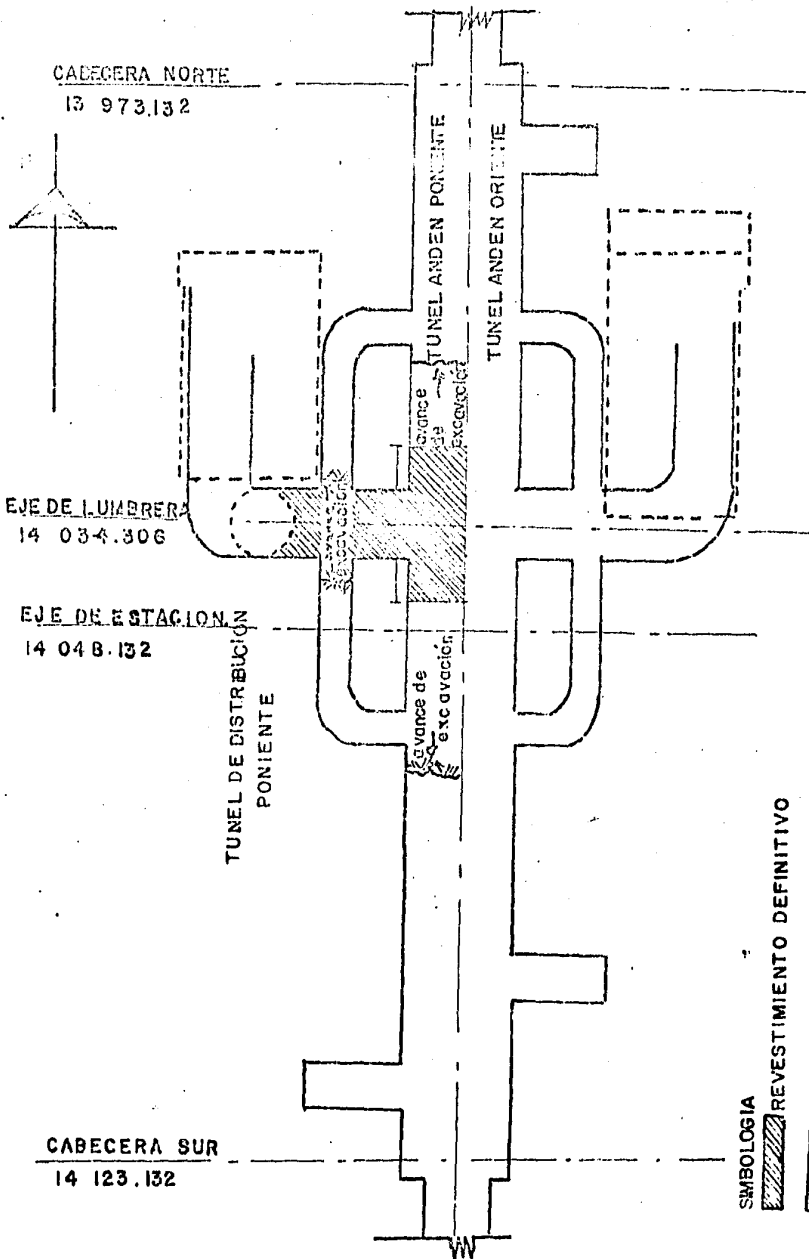
Al excavar cada una de las etapas de la sección media inferior, se procederá de inmediato a la colocación del revestimiento primario de acuerdo con las indicaciones realizadas para la sección media superior. Durante la excavación y construcción del revestimiento primario de la sección media inferior, se llevará a cabo la construcción de las zapatas de apoyo de dicho revestimiento, traslapando y amarrando las mallas de la sección media superior con las de la sección media inferior, además estas mallas constituirán el acero de refuerzo para las zapatas de apoyo ya mencionadas.

d) Colocación del revestimiento definitivo.

Una vez concluida la excavación y construcción del revestimiento primario a todo lo largo del túnel de distribución correspondiente, se iniciará la construcción del revestimiento definitivo.

La secuencia de colados será la siguiente: Primero se cuelan guarniciones, en seguida el marco y por último la losa.

El colado se realizará utilizando concreto lanzado con excepción de la losa de fondo que será de concreto hidráulico, ambos concretos tendrán una resistencia de 200Kg/cm².



dibujo esquemático
 sin escala

FIG. 5.3.1

CABECERA NORTE
13+973.132

EJE DE LUMBRERA
14+034.306

EJE DE ESTACION
14+048.132

CABECERA SUR
14+23.152

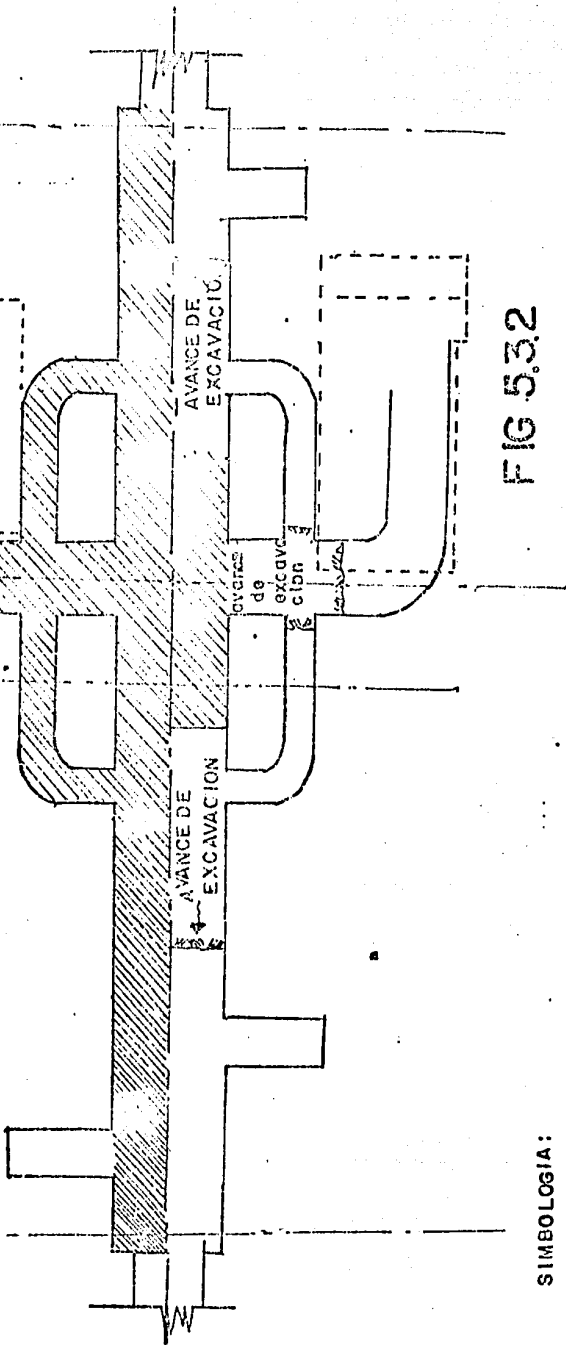
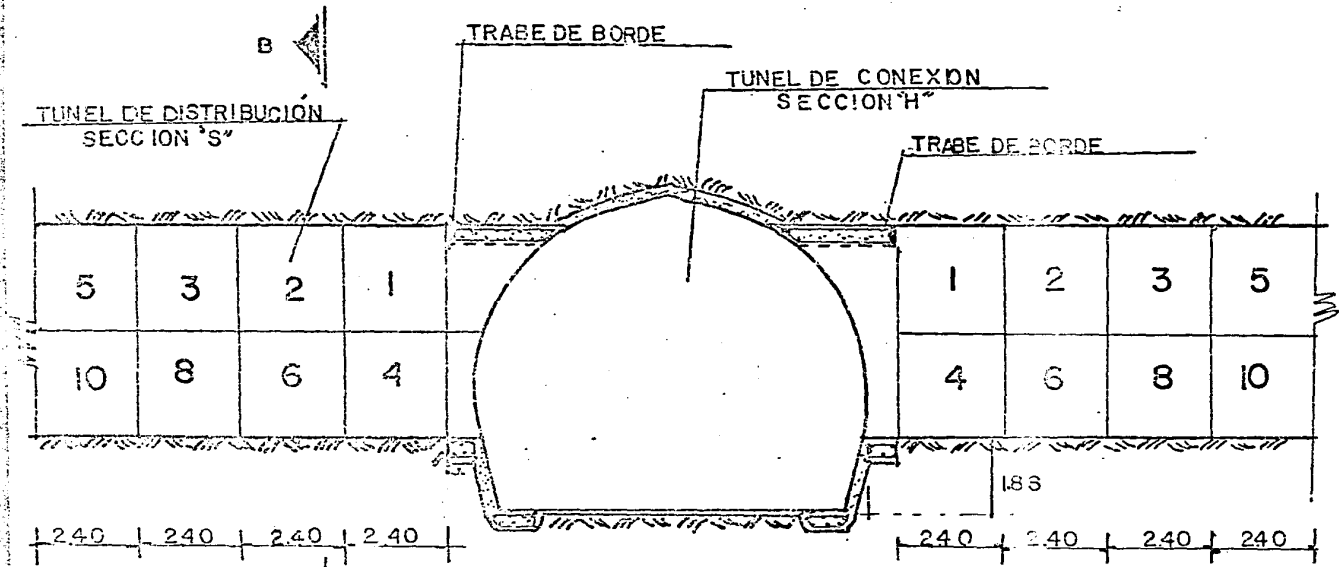


FIG 5.3.2

SIMBOLIA:
REVESTIMIENTO DEFINITIVO
FRENTE DE EXCAVACION

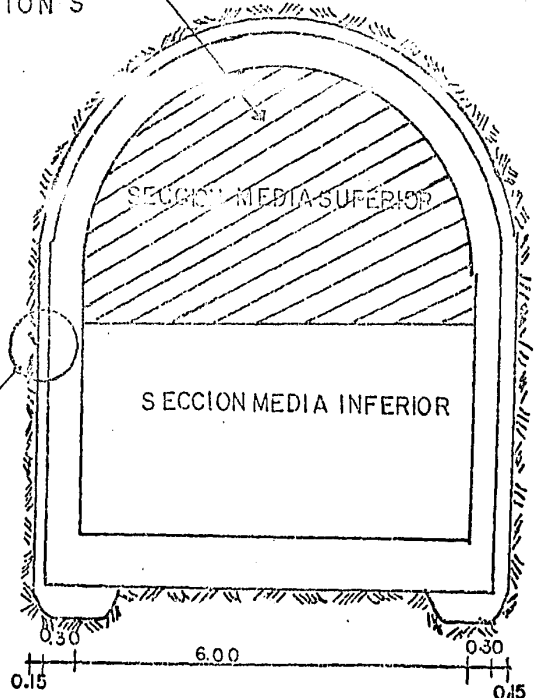
DEBIDO ESQUEMATICO
SIN ESCALA



ETAPAS DE EXCAVACION EN TUNEL DE DISTRIBUCION

FIG 533

TÚNEL DE DISTRIBUCIÓN
SECCION S



VER DE TALLE

SECCION MEDIA SUPERIOR

SECCION MEDIA INFERIOR

3cm 3cm
9cm



mallas electrosoldadas

CAPAS DE CONCRETO LANZADO

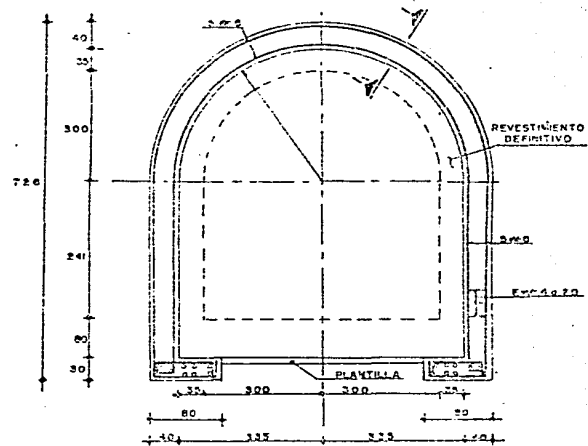
5cm 5cm
10cm

0.30 6.00 0.30
0.15

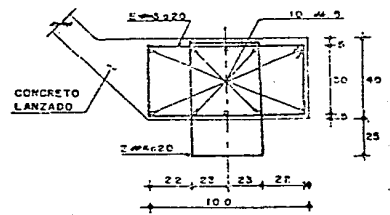
CORTE BB

FIG. 5.34

detalle



SECCION S



CORTE I-I

Fig.53.4' Trobe de Borde en el Revest. Primario

V-25

5.4.- Procedimiento para la excavación y construcción del túnel de conexión entre la lumbreña poniente CTA-1 y el túnel de andén de la estación Constituyentes.

5.4.1.- Generalidades.

Para lograr una comunicación entre la lumbreña poniente CTA-1 y el túnel de andén de la estación Constituyentes se construirá un túnel llamado de conexión. Este túnel servirá para suministrar material, maquinaria, personal, ventilación a los frentes de ataque de los túneles de andén poniente y oriente así como para la remoción de materiales.

Una vez que se coló la losa de fondo de la lumbreña CTA-1 y posteriormente se colocó el revestimiento secundario de concreto hidráulico de abajo hacia arriba con cimbra deslizable, se procede a descubrir la sección que llamaremos "H" del túnel de conexión en el revestimiento definitivo de la lumbreña. Después construida la trabe de borde y enportalamiento correspondiente, se iniciará la excavación del túnel de conexión hasta alcanzar una longitud de 9.905 M., después de la cual se construirá un muro tímpano cuyo objeto es darle estabilidad al cambio de sección geométrica de "H" a "U". (Ver detalle 1.)

5.4.2.- Procedimiento Constructivo.

El ataque del túnel de conexión se dividirá en dos zonas tal como se muestra en la figura 5.4.1, en la cual se observa que el túnel de conexión se construirá hasta dos metros al norte del eje de trazo (construcción temporal) hasta la excavación para construir el túnel de andén.

La secuencia de excavación y colocación de la estructura de soporte provisional y definitiva será diferente para las dos zonas mencionadas:

- a) Túnel de conexión hasta la intersección con el túnel de andén poniente.

b) Túnel de conexión después de la intersección con el túnel de andén oriente.

a) Túnel de Conexión hasta la intersección con el túnel de andén oriente.

Una vez descubierta la sección geométrica "II" del túnel de conexión (Fig. 5.4.2.), en el revestimiento definitivo de la lumbrera, será condición necesaria para iniciar la excavación que se haya construido la trabe de borde y empotramiento correspondiente a la entrada del túnel. La excavación del túnel se realizará con pistolas neumáticas y se llevará a cabo por tramos de 1.20 M., llevando un banco con una longitud máxima de 2.40 M., y un talud vertical en el frente de avance como se observa en la Fig. 5.4.5.

5.4.2.1.- Revestimiento Primario.

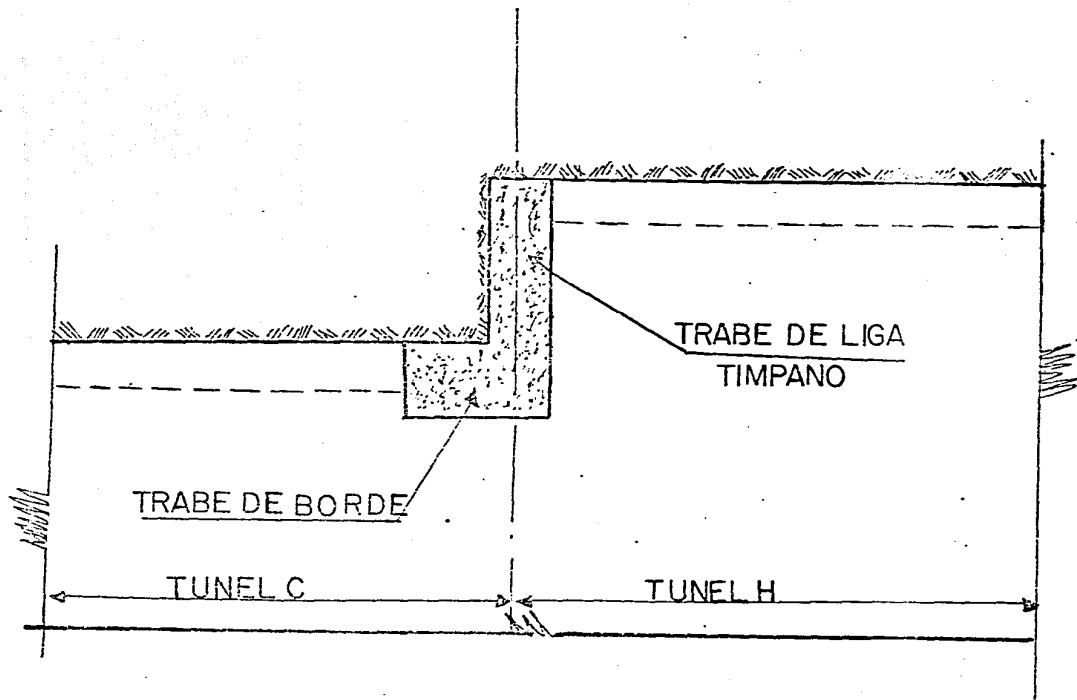
La colocación del revestimiento primario se llevó a cabo de acuerdo a la secuencia siguiente:

1a. Etapa.- Una vez descubierto cada tramo de 1.20 M. de longitud en la sección media superior del túnel de conexión se colocará una malla electrocolada de 6" x 6" - 4/4.

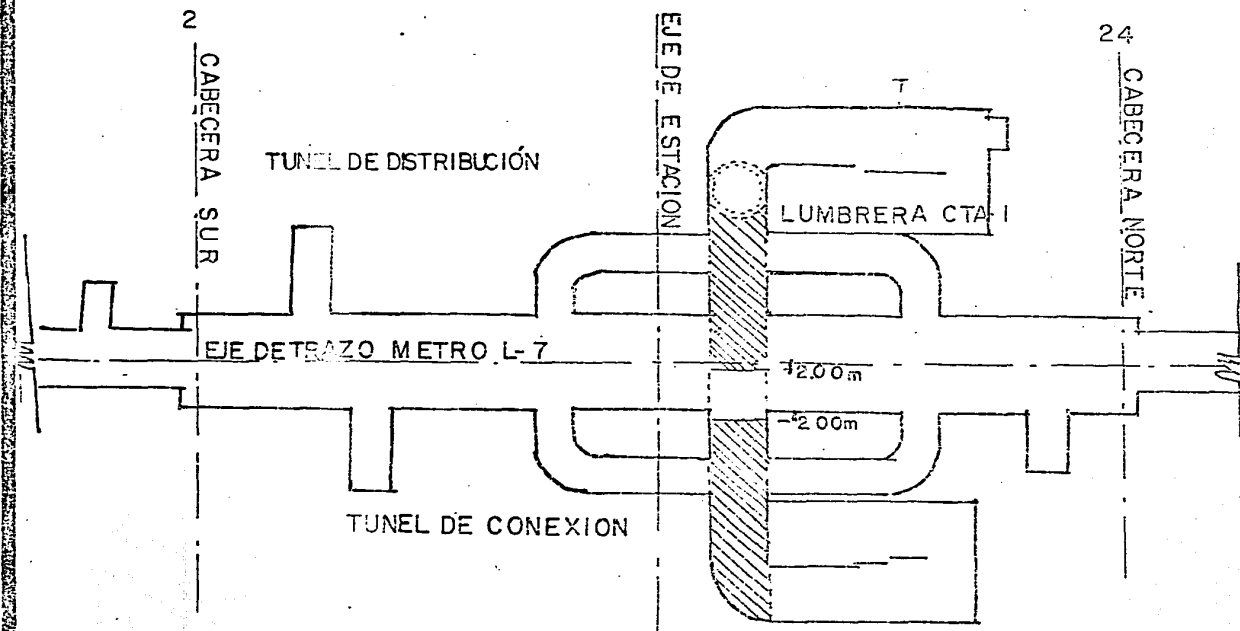
2a. Etapa.- Colocación de la primera capa de concreto lanzado de 5 cm. de espesor, en este tramo se espera encontrar estratos de arena en las paredes y bóveda del túnel, esta arena provoca que no se adhiera el concreto lanzado. La solución propuesta para estos casos es sustituir la malla mencionada en la primera etapa por una malla del tipo tela de gallinero, así como colocar una capa de grava de 2 cm. de espesor, esta capa debe estar sujeta a presión.

3a. Etapa.- Concluida la etapa anterior, se procede a lanzar una segunda capa de concreto de 15 cm. de espesor y se colocará sobre esta una segunda malla electrocolada.

4a. Etapa.- Sobre la segunda malla inmediatamente después, se colocará una tercera capa de concreto lanzado, esta vez de 5 cm. de espesor.



DETALLE I



PLANTA ESTACION
CONSTITUYENTES

fig 54.1

0001. ems.
sin escala

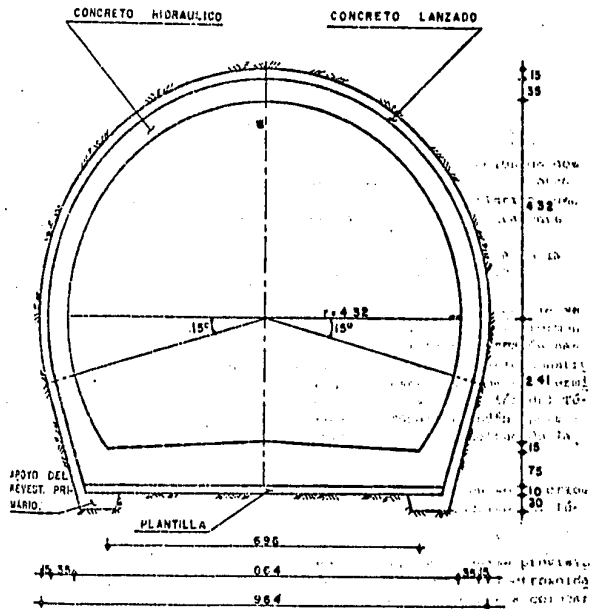
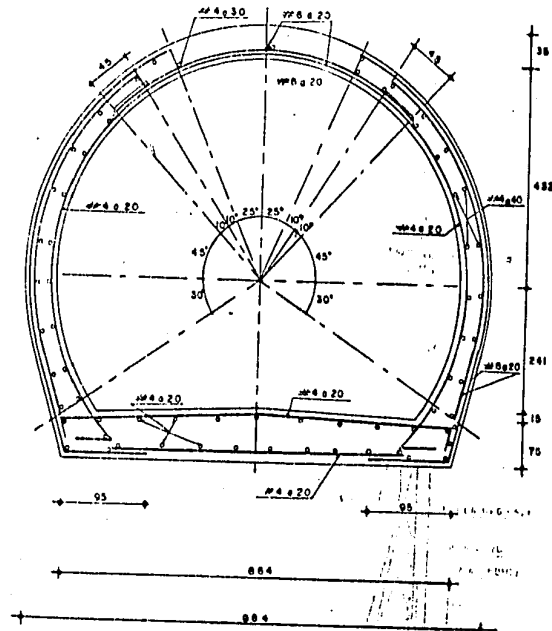
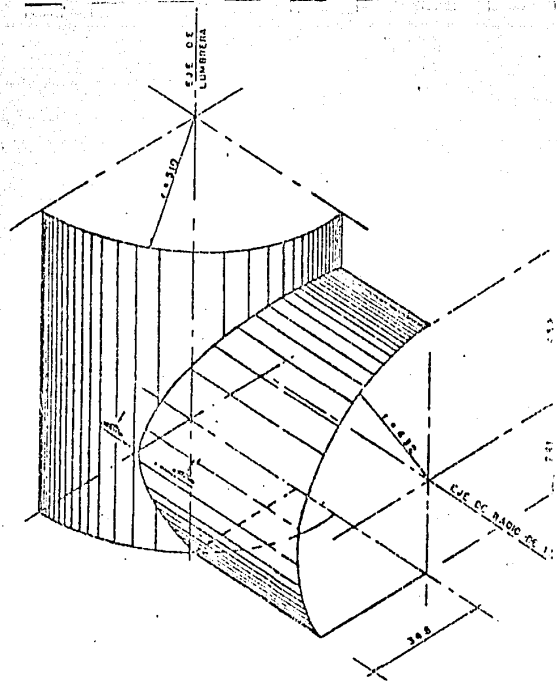


FIG 54.2 Túnel de Unión Sección "H".

Fig. 54.3 Armado en Túnel "H".



Acor. cm8 Sin escala



ARISTA DE UNION DE TUNEL CON LUMBRERA
(TUNEL "H")

Figura 5.4.4

EJE DE TRAZO
DEL METRO

EJE DE LUMBRERA

14.095

15.405

▼ N.T.N 61.970

LUMBRERA

TUNEL DE
ANDÉN

TC

TC

9 7 5 3 2 1

T M

6 6 4

← N 30.985

12 12 12 12 12

ESTACION DE TRANSFERENCIA

FIG 545

3a. Etapa.- Se iniciará la excavación de la conexión media inferior en avances de 1.20 m. de longitud, incluyendo la excavación de las botijas que alojaren las zapatas de apoyo para el revestimiento primario. Una vez que se hayan descubierto las paredes de la conexión se comenzarán las etapas 1a., 2a., 3a., 4a., incluyendo el empujado y colado de las zapatas de apoyo, para el revestimiento primario.

Para llevar a cabo la excavación de la zona de cruce entre túnel de conexión y túnel de andén poniente, deberá efectuarse el encajillado correspondiente.

Al concluir estas etapas se excavarán y construirán los túneles de andén poniente y oriente.

b) Túnel de andén oriente. Se iniciará la excavación del túnel de andén oriente.

Para comenzar con la excavación de este tramo del túnel de conexión, el avance del revestimiento primario del túnel de andén oriente, debe encontrarse por lo menos a un diámetro y medio (que son alrededor de 15 M.), de distancia a partir del patio exterior del túnel de conexión.

Una vez terminado el revestimiento primario del túnel de andén oriente hasta la distancia mencionada, se procederá a instalar anclas en la zona de intersección sobre la bóveda del túnel de andén oriente en la longitud y distribución que se muestran en las figuras 5.4.6 y 5.4.7. Las anclas estarán constituidas por varillas de 4 M. de longitud y 1" de diámetro con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, las cuales se alojarán en perforaciones de 2" de diámetro de la misma longitud de las varillas.

Instaladas las anclas, se continuará con la construcción de la traza de borde en el inicio del túnel de conexión tal como se muestra en las figuras.

Cuando la trabe de borde haya alcanzado su resistencia de proyecto, se podrá iniciar la excavación del túnel de conexión siguiendo las etapas ya mencionadas.

5.4.2.2 - Revestimiento Definitivo.

Una vez colocado el revestimiento primario en el túnel, se iniciará el arriado y el colado del revestimiento definitivo en forma convencional o mediante concreto lanzado.

Los detalles del arriado y el colado del revestimiento se pueden apreciar en las figuras.

La secuencia del colado del revestimiento definitivo se indica en la figura 5.4.10, donde se observa que primero se colarán las guarniciones del túnel, después el resto del arco y por último la losa de piso.

Se recomienda que durante el colado de losa de piso se aislen aquellas áreas destinadas para la excavación de la pasarela de cambio de andén.

El colado de la losa de piso se debe realizar hasta el final, de tal manera que no interfiera con el transporte de la roca.

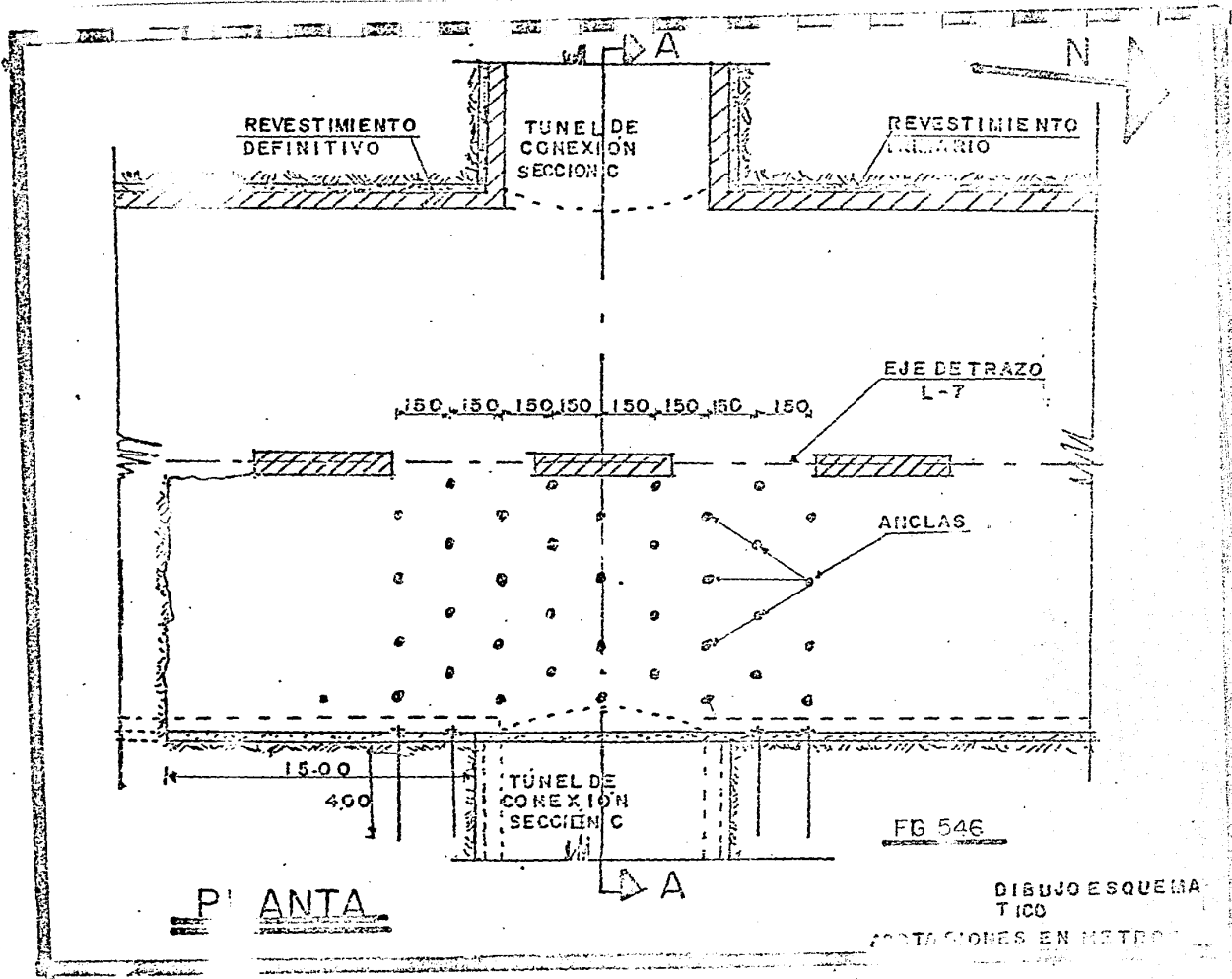
Durante el colado del revestimiento definitivo deberán colocarse cajas de madera en las zonas donde se localizan los túneles de distribución quedando así dichas zonas únicamente con el revestimiento primario.

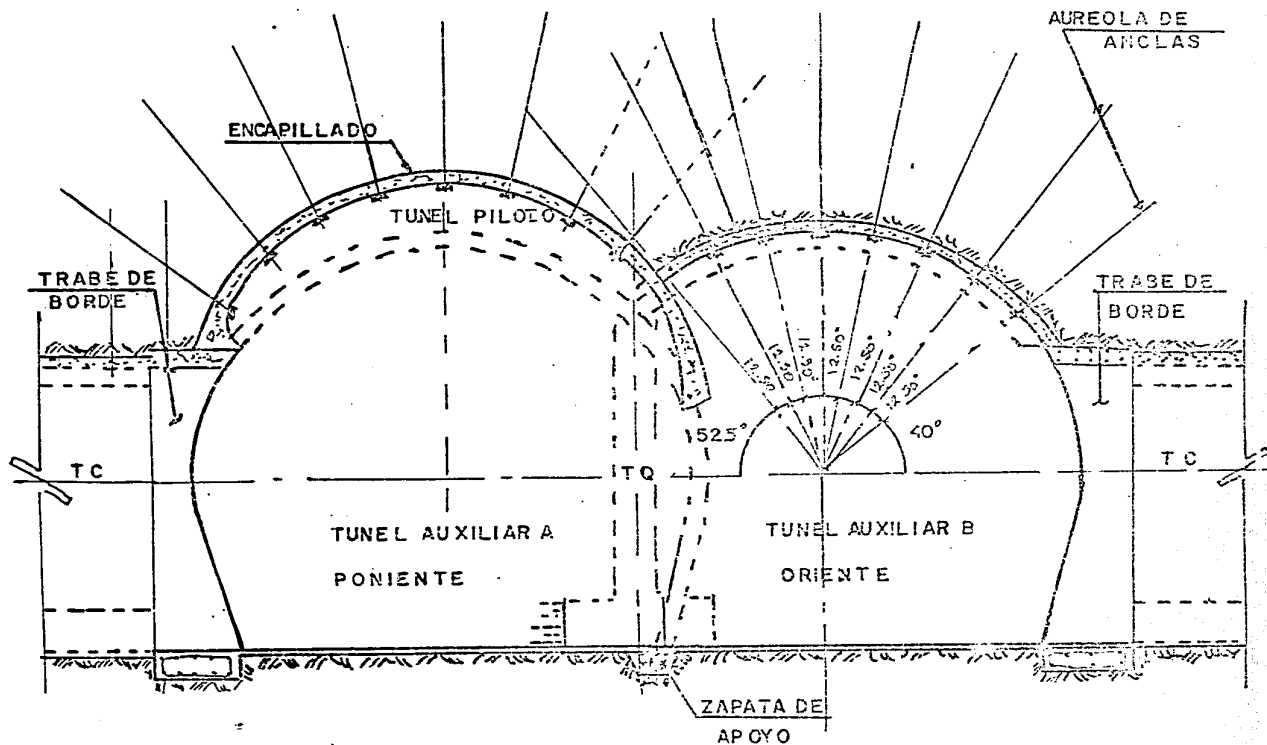
5.5 Procedimiento en la excavación y construcción del túnel de andén.

5.5.1 Generalidades.

El túnel de andén es el túnel principal en la estación, al ser el punto de acceso al andén.

El túnel de andén en la Línea 7, presenta tres alternativas de diseño, la primera que consta de dos túneles independientes de tramo; la segunda, un túnel de dos vías con columnas al centro; la tercera un túnel igual que el anterior pero sin columnas al centro.

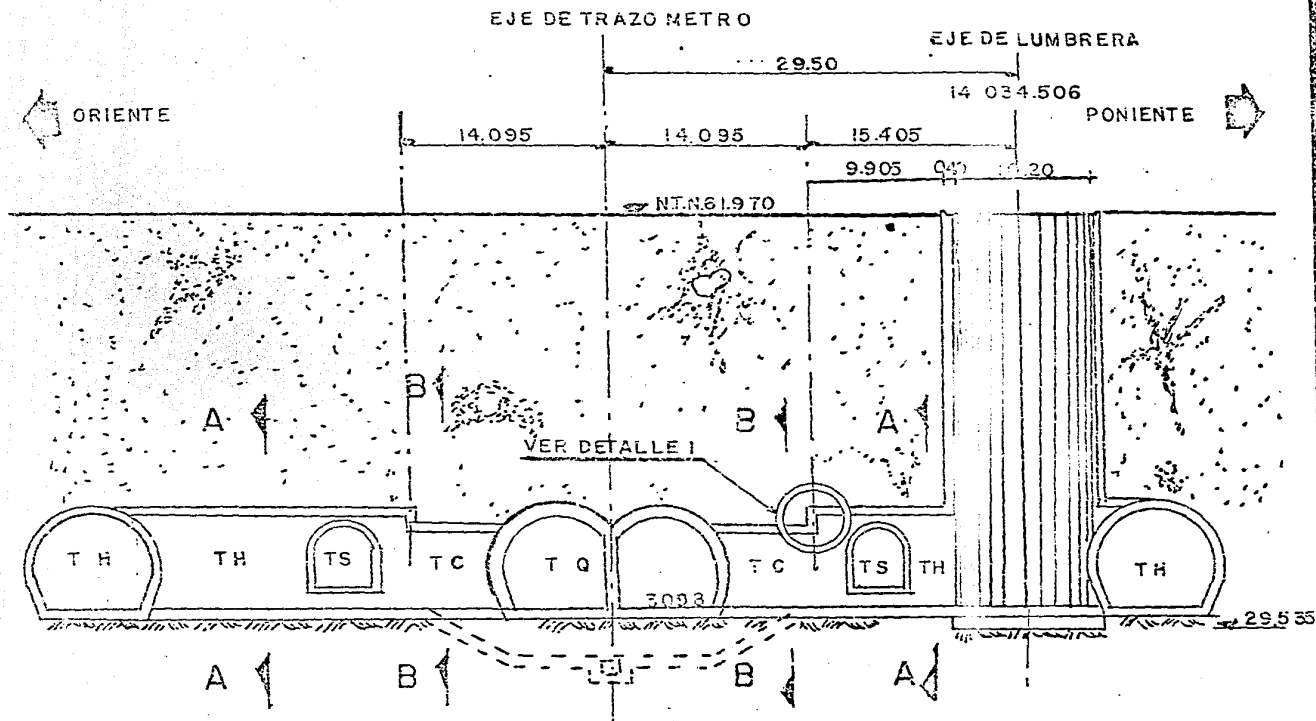




CORTE A-A.

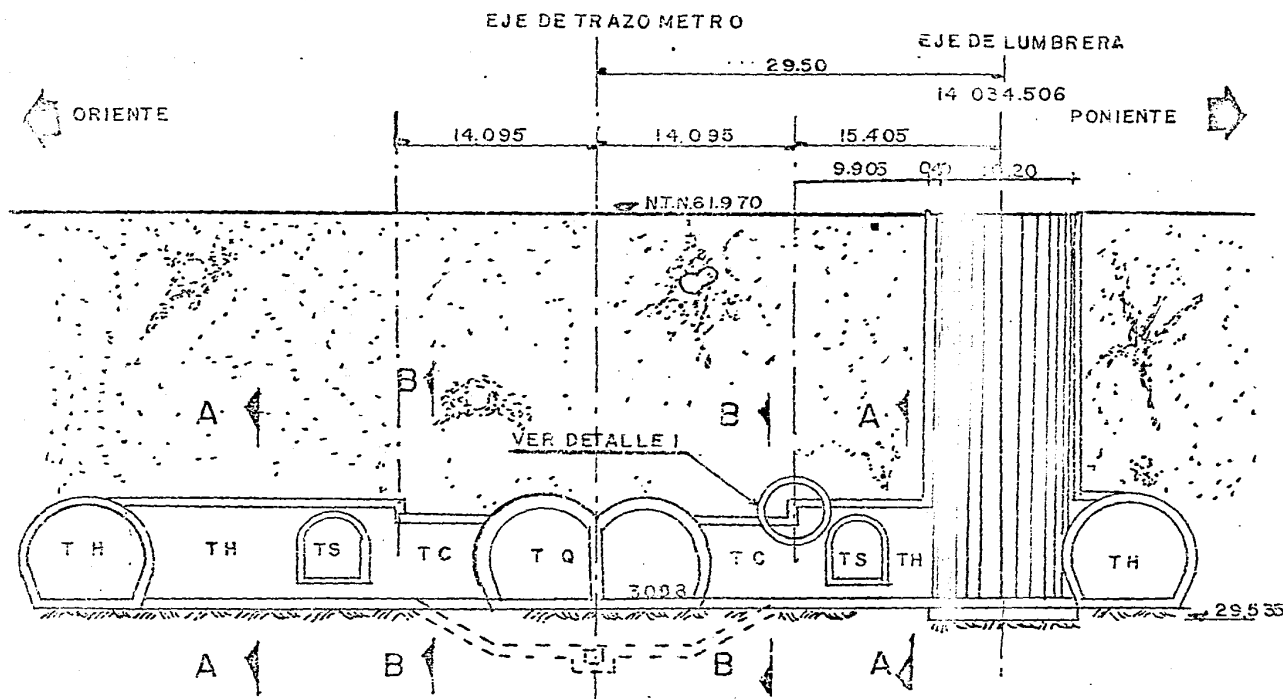
fig. 547

DISEÑO ESQUEMATICO
EN ESCALA



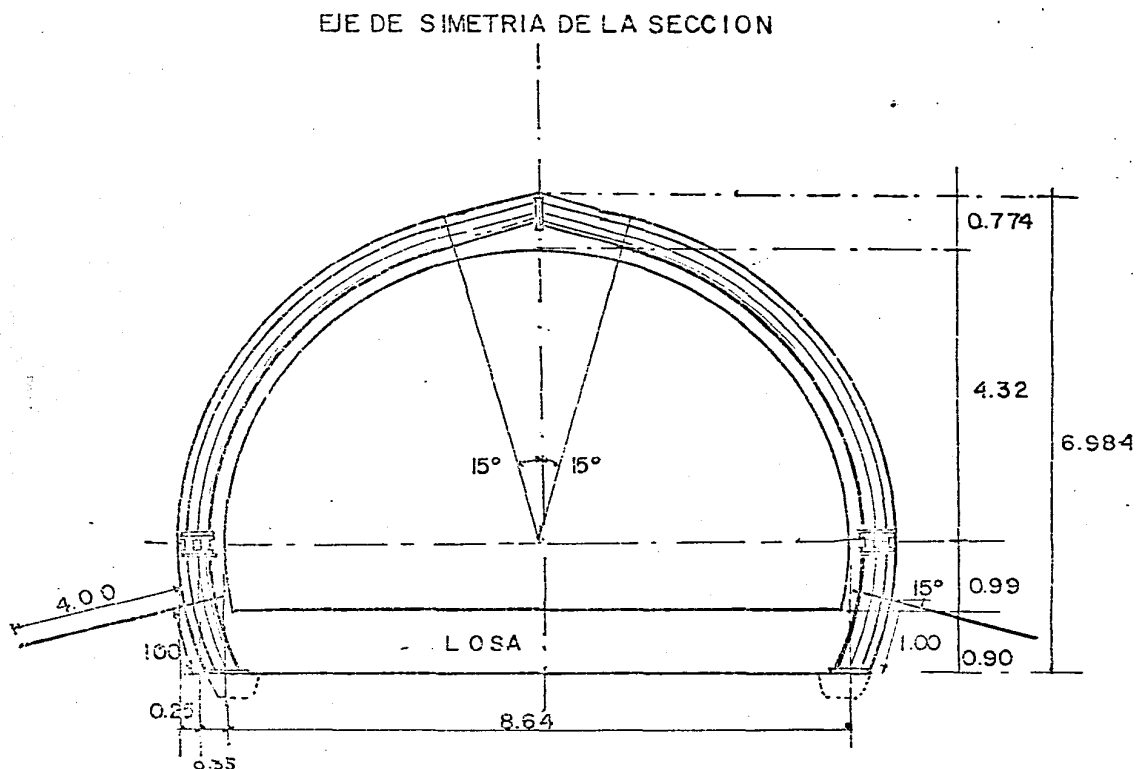
CORTE TRANSVERSAL

FIG. 5.48

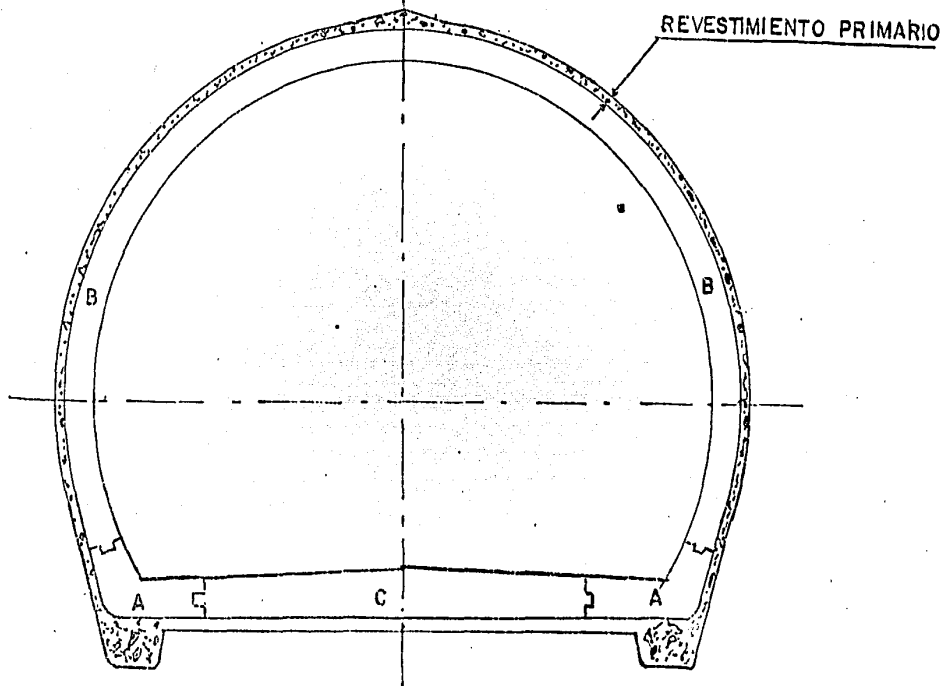


CORTE TRANSVERSAL

FIG. 5.48



CORTE B-B SECCION "C" fig.54.9.



SE CUENCIA

- A - GUARNICIONES
- B - ARCO
- C - LOSA DE PISO

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

fig 5.4.10

La construcción del túnel de andén de la estación Constituyentes estará conformada por dos túneles, Auxiliares "A" y "B" con columnas al centro.

La excavación se iniciará en la intersección con el túnel de conexión.

La excavación de estos túneles A. y B. tendrán un ademe provisoria a base de concreto armado, para posteriormente colocar el definitivo formado por concreto reforzado colado en sitio. Para efectuar la excavación y construcción del túnel auxiliar "A" será necesario llevar a cabo la excavación y construcción del escapillado correspondiente a la intersección del túnel de conexión con el túnel de andén poniente o Auxiliar "A", tal como se puede apreciar en la figura 5.5.1.

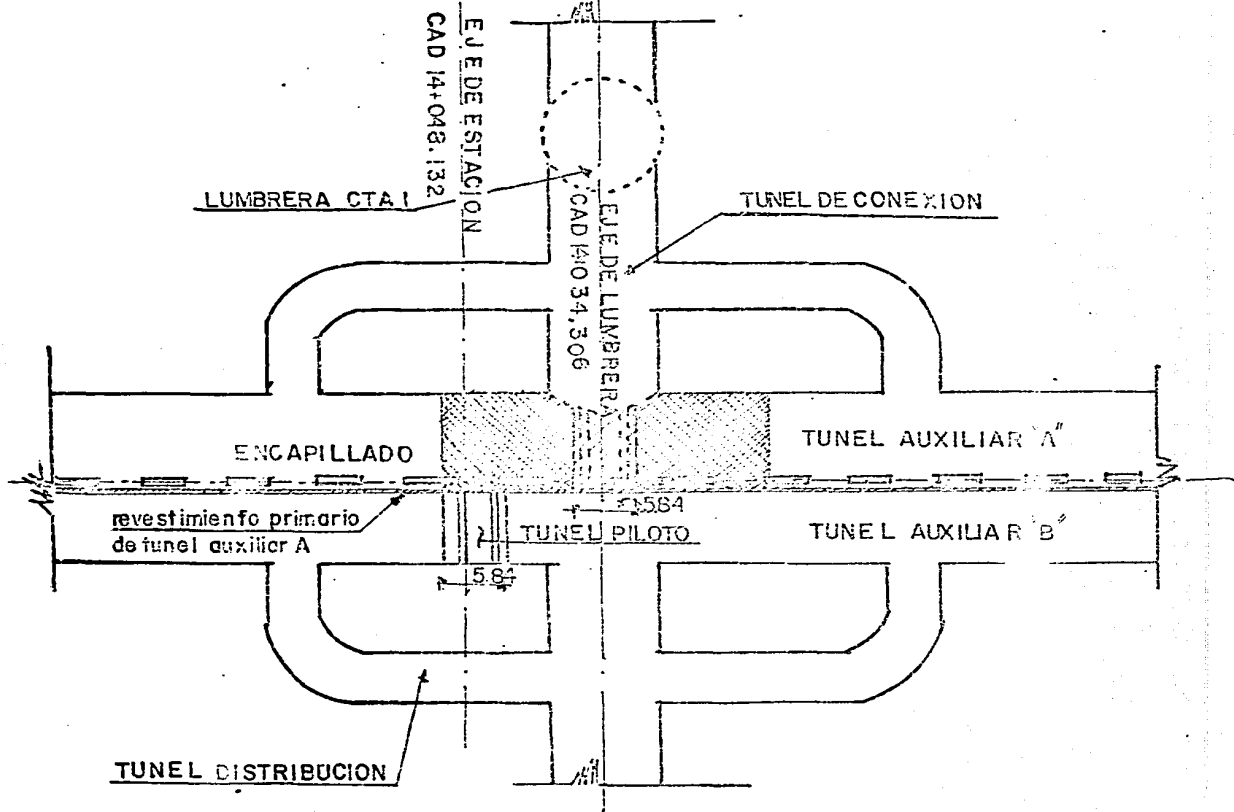
La excavación y construcción del túnel de andén oriente o Auxiliar "B" se iniciará después de colocado el revestimiento definitivo a todo lo largo del túnel de andén poniente o Auxiliar "A".

5.5.3. - Excavación y Construcción de la Sección del túnel de Andén Poniente. (Auxiliar "A".)

La excavación se iniciará en la mitad superior del frente de ataque por ^{transversal} 2.40 M. formando banquito cuya longitud máxima será de 4.30 M. (Fig. 5.5.2). La inclinación del frente de la excavación será de 1:1, el talud de la excavación se hará con un talud de 1:1 y se hará el trazo para excavar la sección inferior o banco.

Después de concluido la excavación de cualquier etapa en la parte media superior del túnel Auxiliar "A", se procederá a aplicar el revestimiento primario que a continuación se describe:

- a) Después efectuada la excavación de cualquier etapa se lanzará una primera capa de concreto de 3 cm. de espesor.
- b) Habiéndose lanzado esa primera capa de 3 cm. de concreto se -



PLANTA

fig. 5.5.1

acotaciones en mts.

fig 5.5.2 Ubicación

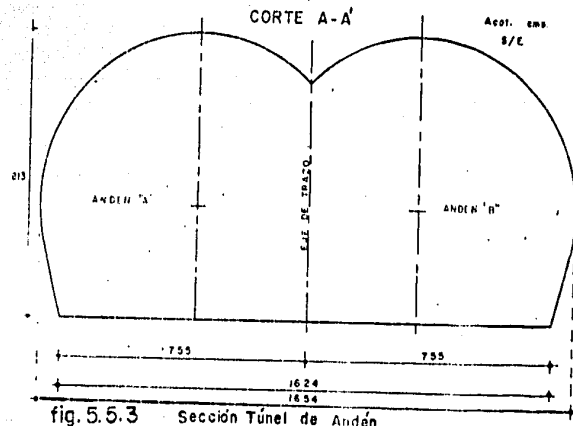
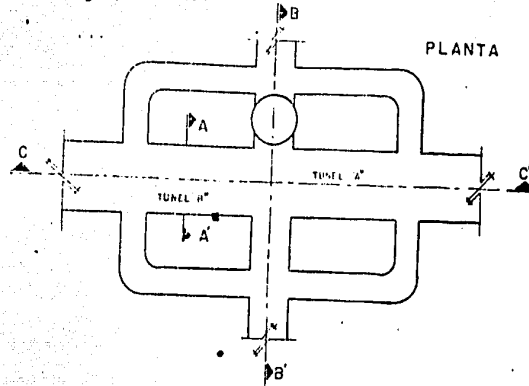
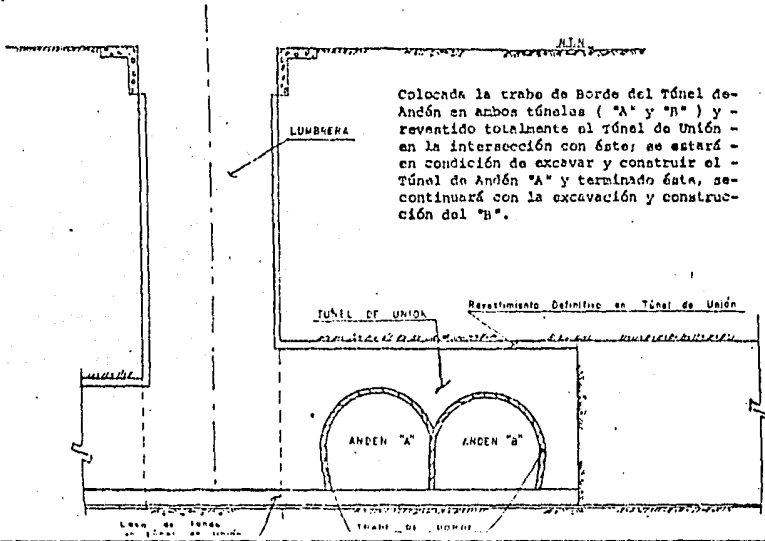


Fig. 554 Corte B-B' Túnel de Andén.



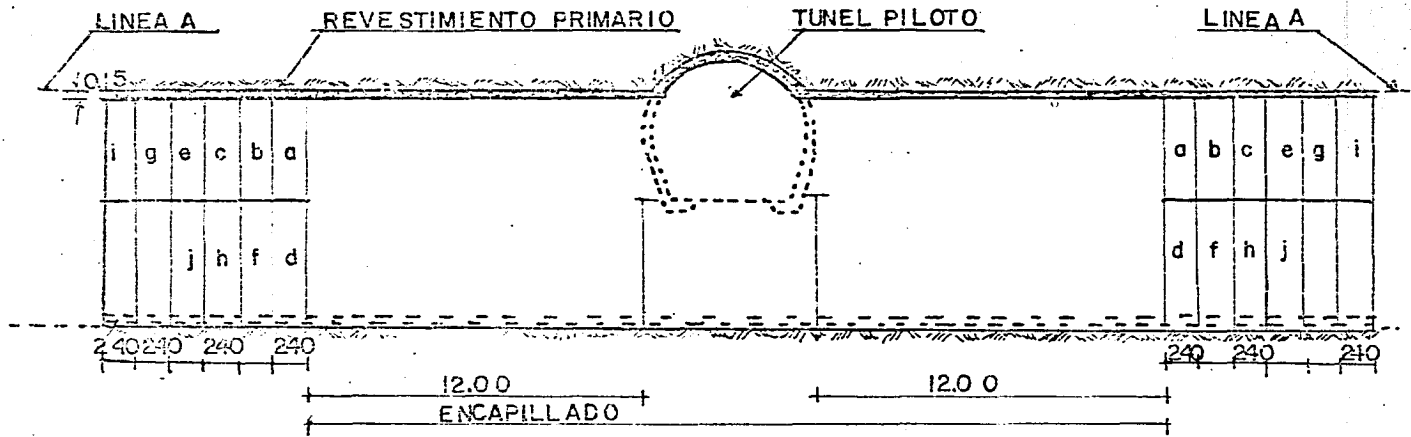


fig. 5.56

CORTE LONGITUDINAL
secuencia de excavacion en tunel
de metro

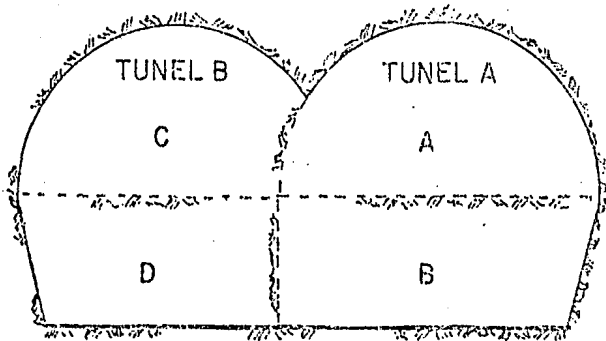
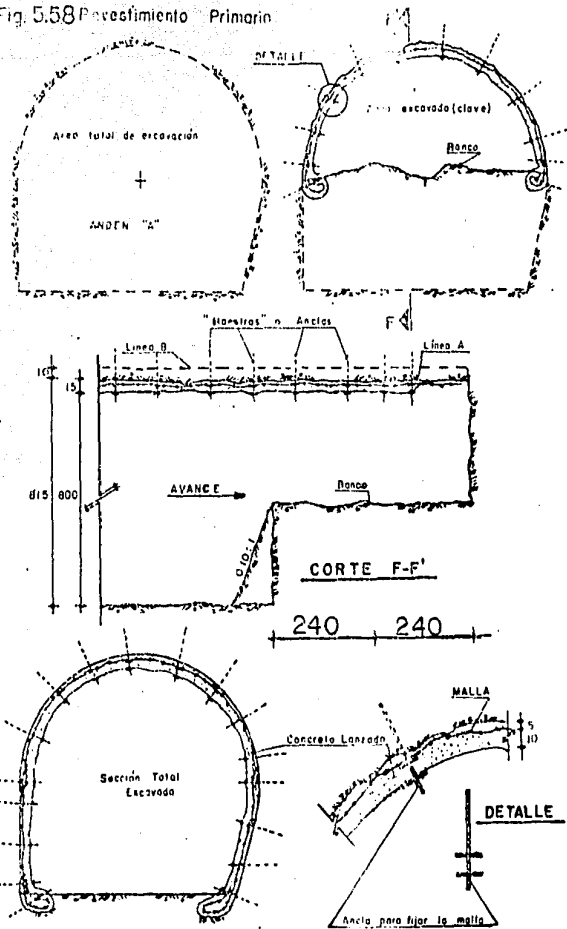


fig. 5.5.7 SECUENCIA DE
EXCAVACION

las literales indican la secuencia de excavacion

Fig. 5.58 Revestimiento Primario



colocará una malla electrosoldada del tipo 6" x 6" - 4/4 dejando 30 cm. para traslaparla con la primer malla que se colocará en la sección media inferior.

c) Concluido el evento anterior se lanzará una segunda capa de concreto de 9 cm. de espesor.

d) Después de lanzado de esta capa de 9 cm., se colocará la segunda malla del mismo tipo de la actividad "b".

e) Al terminar de colocar la segunda malla se iniciará la colocación de una tercera capa de concreto lanzado de 3 cm. de espesor quedando de esta forma constituido el revestimiento primario de la sección media superior.

Después de la sección inferior se procederá inmediatamente después de excavar cada una de las etapas a la colocación del revestimiento primario de acuerdo a lo indicado para la sección media superior, debiendo llevarse a cabo la construcción de las zapatas de apoyo, el amarre y traslape de las mallas del revestimiento primario de las secciones media superior e inferior.

Habiéndose colocado el revestimiento primario en toda la sección del túnel Auxiliar "A", se estará en posibilidad de iniciar el colado del revestimiento definitivo en la forma convencional dejando las preparaciones necesarias para efectuar la liga con el revestimiento definitivo del túnel "B".

5.7.2.3 Colado del Revestimiento Definitivo.

El revestimiento definitivo será de concreto hidráulico, con el tipo de concreto que se mencionan en el artículo 7 de las especificaciones.

El concreto de concreto hidráulico será transportado por medio de plantas premezcladoras.

Los camiones revolvedora "ollas" de la planta, descargarán en una tolva colocada en la lumbrera CTA- 1. La tolva esta conectada a -

12 pulgadas

una tubería de "X", existiendo en la parte inferior un bloque amortiguador del cual se descarrará directamente a las bombas de concreto.

Una vez concluida la actividad de armado del acero de refuerzo, la cual debe cumplir con los planos estructurales, se iniciará el proceso de cimbrado.

El tipo de cimbra utilizarse en este proceso constructivo será cimbra metálica seccional, en módulos de 6.0 M. de longitud ^{longitud} para la clave y las guarniciones. Este tipo de cimbra se colocará sobre guarniciones colocadas sobre la guarnición, desmenuzándose mediante "Tirfer".

Desde el colado del revestimiento definitivo de los túneles de andén "A" y "B" se deberán colocar cajas de madera en aquellas áreas donde se define la excavación y construcción de túneles de distribución, los locales técnicos y subestación, para que en estas zonas solo se cuente con revestimiento primario que posteriormente se demolerá.

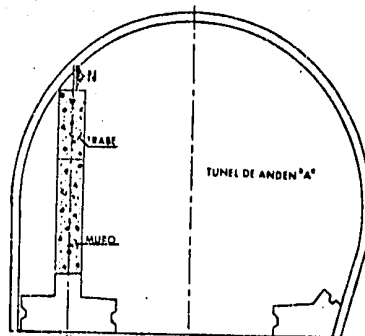
Una vez colada la clave, el tiempo de fraguado será de 12 horas, después del cual se desmontará. Esta sección de cimbra se correrá mediante rieles a nueva posición. Las etapas respectivas se muestran en las figuras 5.5.9, 5.5.10, 5.5.10 b, 5.5.10 c y 5.5.10 d. El maro y losa de andén se colarán hasta haber terminado de revestir el túnel Auxiliar "B".

5.5.4. Excavación y Construcción del túnel de andén oriente (Auxiliar "B").

Antes de iniciarse la excavación de este túnel B, será condición necesaria para ello hayan colocado los tensores y el revestimiento definitivo en toda la longitud del túnel Auxiliar "A".

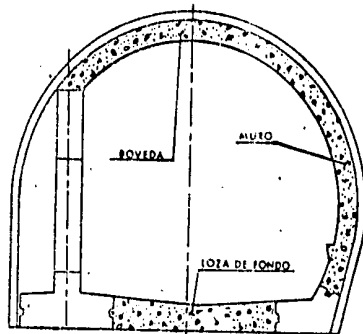
Para iniciar la excavación del túnel Auxiliar "B" se excavará un túnel piloto en el espacio comprendido entre las columnas localizadas a ambos lados del eje central de la estación (OAD.14+0.48.132)

Para llevar a cabo la construcción de este túnel "piloto" se deberá demoler el revestimiento primario existente entre las colum-



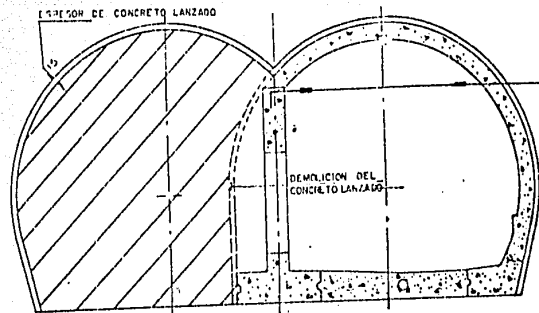
En las figs. 58 y 59-B
y C se muestra el
armado de la Trabe,
Columnas e Muro y
Contrarobas.

3ra. ETAPA: Colado de columna central y la trabe superior, dejando las preparaciones para colocar los tensores.

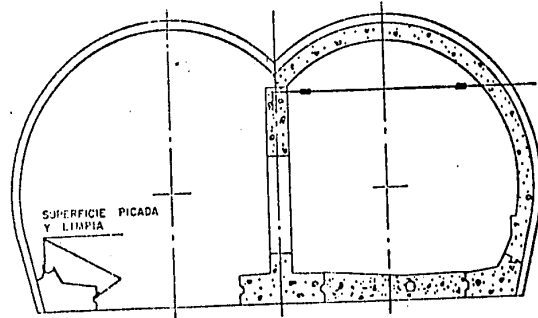


4ta. ETAPA: Colado de muros y boveda del túnel - dejando paso para la inyección, colado de loza y colocación de tensores.

Fig. 55 | O Revestimiento Definitivo en el Andén "A".

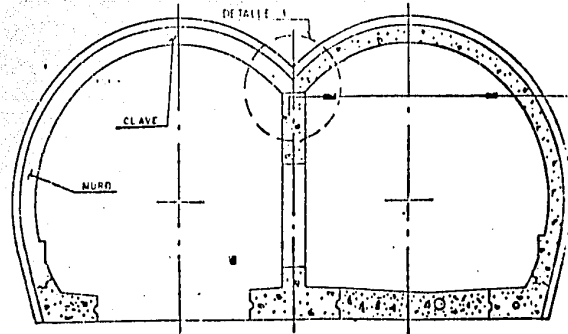


5ta. ETAPA: Excavar la sección faltante, recubriendo las paredes y la bóveda de ella con concreto lanzado, además de demoler el espesor de concreto lanzado del Túnel "A" que queda dentro del Andén "B".



6ta. ETAPA: Armado y colado de la guarnición del Túnel "B", -- dejando las preparaciones que indique el proyecto.
Colocación de Anclas en el Túnel "B" (Ver Fig. No. 5.12)

Fig.5.10b . . . Excavación y Colado de Apoyo en Andén "B".



7ma. ETAPA: Armado y colado de la pared y bóveda del túnel "B" dejando pasos para la inyoccción.

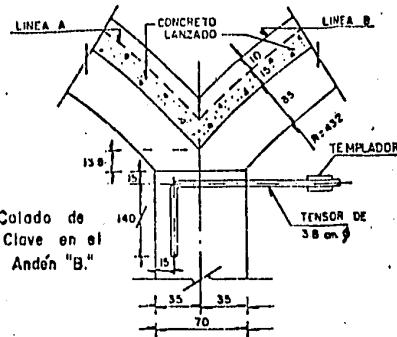


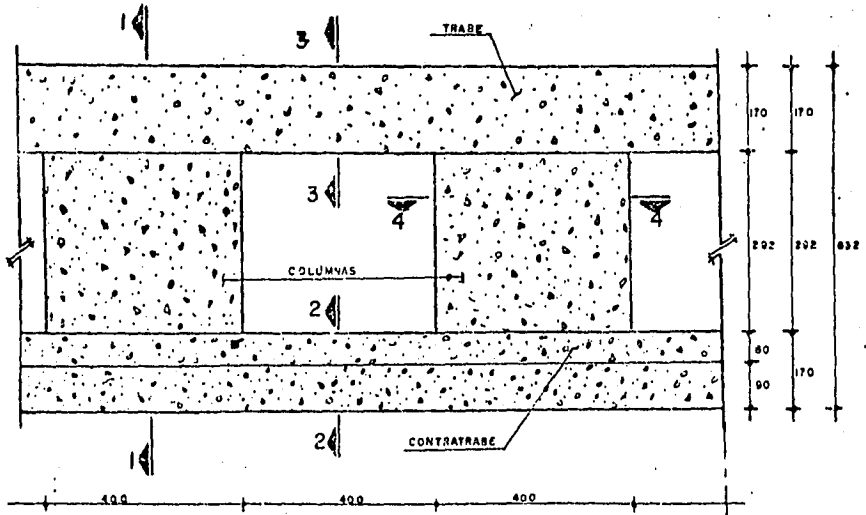
Fig. 5510 Colado de Muros y Clave en el Túnel de Andón "B."

DETALLE - 1

(NO SE MUESTRA REFUERZO)

10-1

Fig. 5.11 Trabe, Columnas y Contratrabe.



Acot. cms.
 Sin esc.

CORTE N-N'

Columna, Trabe y Contratrabe.

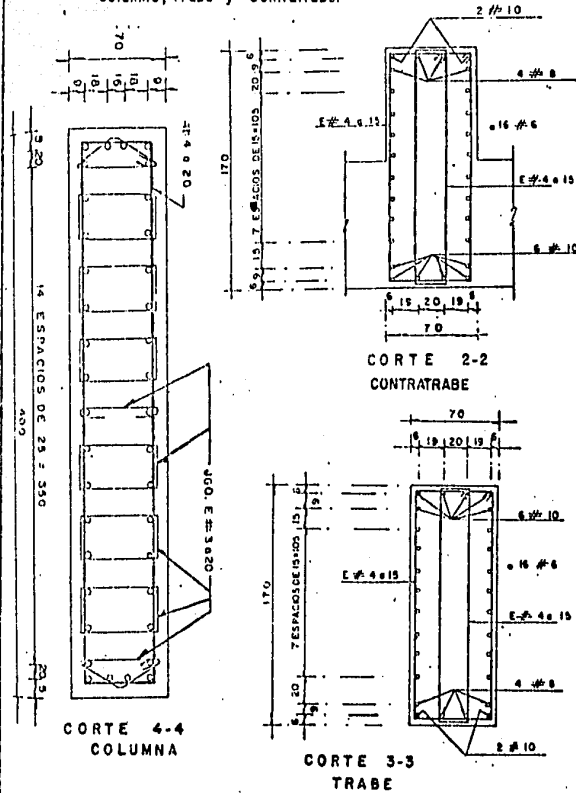


Fig 5,11B

7-68

nas antes mencionadas para descubrir la sección media superior del túnel de anclón oriente (Auxiliar "B") y construir el encapillado correspondiente que a continuación se describe:

Concluido el encapillado del túnel Auxiliar "B" se continuará con la obra de talud y con el revestimiento primario y definitivo para las secciones media superior e inferior de dicho túnel siendo los mismos linamientos descritos para el túnel "A" y con el objeto de talud se referencian a las figuras 5.5.10 a, b, c, d.

Para facilitar el proceso de resaca en el túnel Auxiliar "B" no se colocará la contratrabe ubicada en la zona del túnel piloto en las secciones entre las citadas. Además se efectuará una demolición de unos 60 cm. tal como se aprecia en la Figura 5.5.11, con la finalidad de que puedan circular vehículos de resaca por ese espacio.

Se debe recordar que no podrá iniciarse la excavación de una etapa sino se ha colocado el revestimiento primario en la etapa inmediata anterior.

Una vez que se ha excavado para descubrir la parte media superior de la sección del túnel de anclón "B" se procede a colocar anclas tal como se describe a continuación:

- 1.- Se realizarán 6 perforaciones de 2" de diámetro sobre las paredes del Túnel y con una distribución que se indica en la figura 5.5.12. La profundidad de las perforaciones será de 6.0 M.
- 2.- Una vez realizada la perforación, se colocará una ancla en cada una de ellas, la cual será fijada al terreno por una varilla de 1" de diámetro ($\sigma = 4000 \text{ Kg/cm}^2$), posterior a esto se procederá a inyectar esta zona con mezcla de agua cemento en una proporción de dos partes de cemento por una de agua.
- 3.- Cuando la ancla haya quedado fijada al terreno, se colocará una placa metálica en la punta de la varilla para posteriormente fijarla a ésta por medio de una tuerca o soldadura (Fig. 5.5.12).

4.- Estas anclas se colocarán en secciones separadas a cada 2 metros salvo cuando las características del material requieran otra separación.

Una vez excavados y revestidos ambos Túneles, se procederá a colocar un muro tapón en las cabeceras del Túnel en ambos lados ("A" y "B"), ubicados en los extremos de éste, el espesor de éste será de 35 cm. (Figs. Nos. 5.5.13 y 5.5.14).

Por último para dar por finalizada la construcción del Túnel de Andén, se procederá a construir la losa y el muro de andén en ambos Túneles "A" y "B", elementos que se muestran en la Fig. No. 5.5.11.

5.6.- SUBESTACIONES.

5.6.1.- Introducción.

Cada estación del Metro comprende dos subestaciones eléctricas, las cuales se localizan en locales llamados: Subestación Vía 1 para el andén oriente y subestación Vía 2 para el andén Poniente.

La Estación Constituyentes constará de dos nichos para subestaciones que son pequeños túneles donde estarán alojadas estas a los lados de los túneles de andén Oriente y Poniente como se aprecia en la Fig. 5.6.1.

5.6.2.- Alternativas de Construcción.

Para poder iniciar la excavación de los Túneles de Andén Oriente y Poniente, deberá cumplirse con las condiciones alternativas que se describen a continuación:

5.6.2.1.- Alternativa:

Esta alternativa se realizará cuando en el Túnel de Andén Poniente se haya completado y colado el revestimiento definitivo, habiendo

4-71

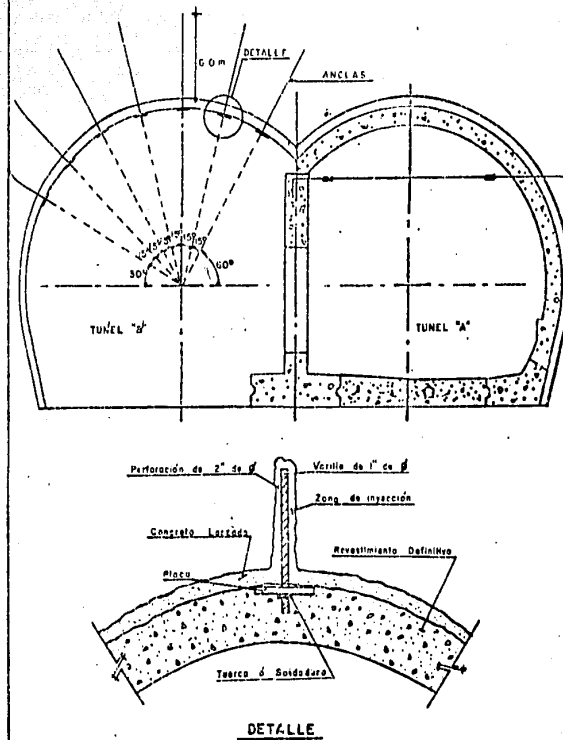


Fig. 5.5.12 Colocación de Anclas en el T. de Andén "B"

V-72

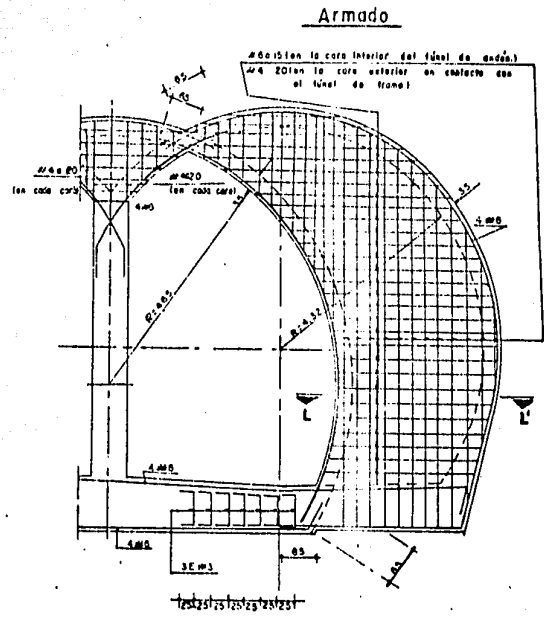
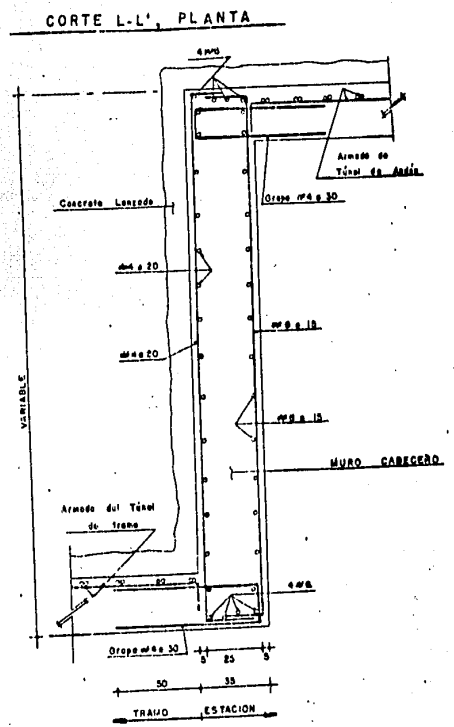


FIGURA 5.5.13 Muro Cabecero

4-73



Muro Cobecero.

FIGURA 5.5.14

J-74

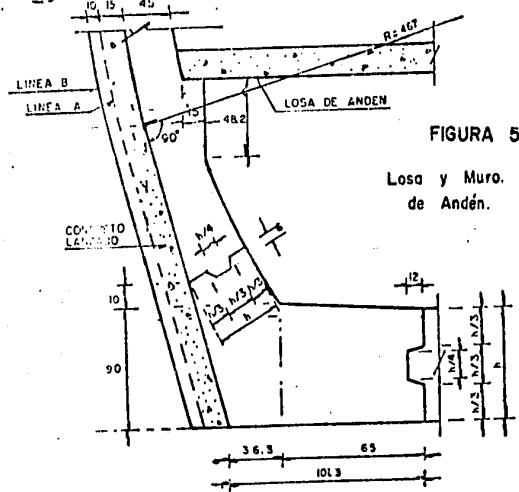
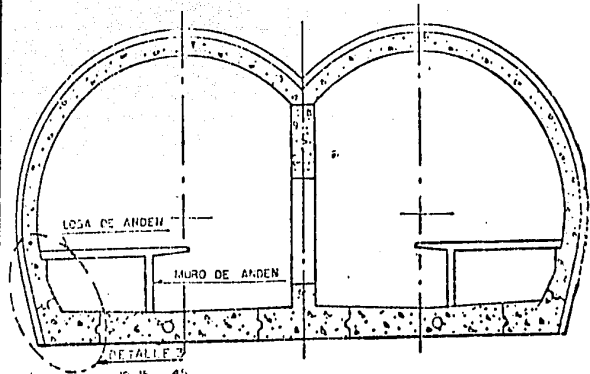


FIGURA 5.5.15

Losa y Muro de Andén.

DETALLE - 3
I NO SE MUESTRA REFUERZO I

dejado las preparaciones necesarias en la salida del Túnel Transversal, de acuerdo con el proceso siguiente:

a) Una vez colado el revestimiento definitivo en el Túnel de Andón se procederá a armar y colar la trabe de borde en el inicio del Túnel Transversal, tal como se muestra en las figuras Nos. 5.6.2 y 5.6.3.

El colado de la trabe de borde podrá ser mediante concreto lanzado, cuyas dimensiones y detalles se muestran en la Fig No. - - - 5.6.3 B.

b) Cuando la trabe de borde haya alcanzado su resistencia de proyecto, se podrá iniciar la excavación del Túnel transversal de acuerdo con el procedimiento constructivo que será descrito posteriormente.

Segunda Alternativa:

Esta alternativa se aplicará cuando el avance del revestimiento primario del Túnel del Andón se encuentre por lo menos a 15.0 m. de distancia a partir del rajo exterior del Túnel Transversal y de acuerdo a las indicaciones siguientes:

a) Una vez colado el revestimiento primario hasta la distancia antes mencionada, se procederá a instalar anclas en la zona de intersección sobre el Túnel de Andón en la longitud y con la distribución que se muestra en las figuras Nos. 5.6.4 y 5.6.5

Las anclas estarán constituidas por varillas de 4.0 m. de longitud y 1" de diámetro ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$), las cuales se alojarán en perforaciones de 2" de diámetro de la misma longitud que las varillas.

b) Instaladas las anclas, se continuará con el armado y colado de la trabe de borde en el inicio del Túnel Transversal tal como se muestra en las figuras antes mencionadas.

c) Para iniciar la excavación de los Túneles de Subestación y Local Técnico, se deberá realizar lo indicado en el inicio "b" de la primera alternativa.

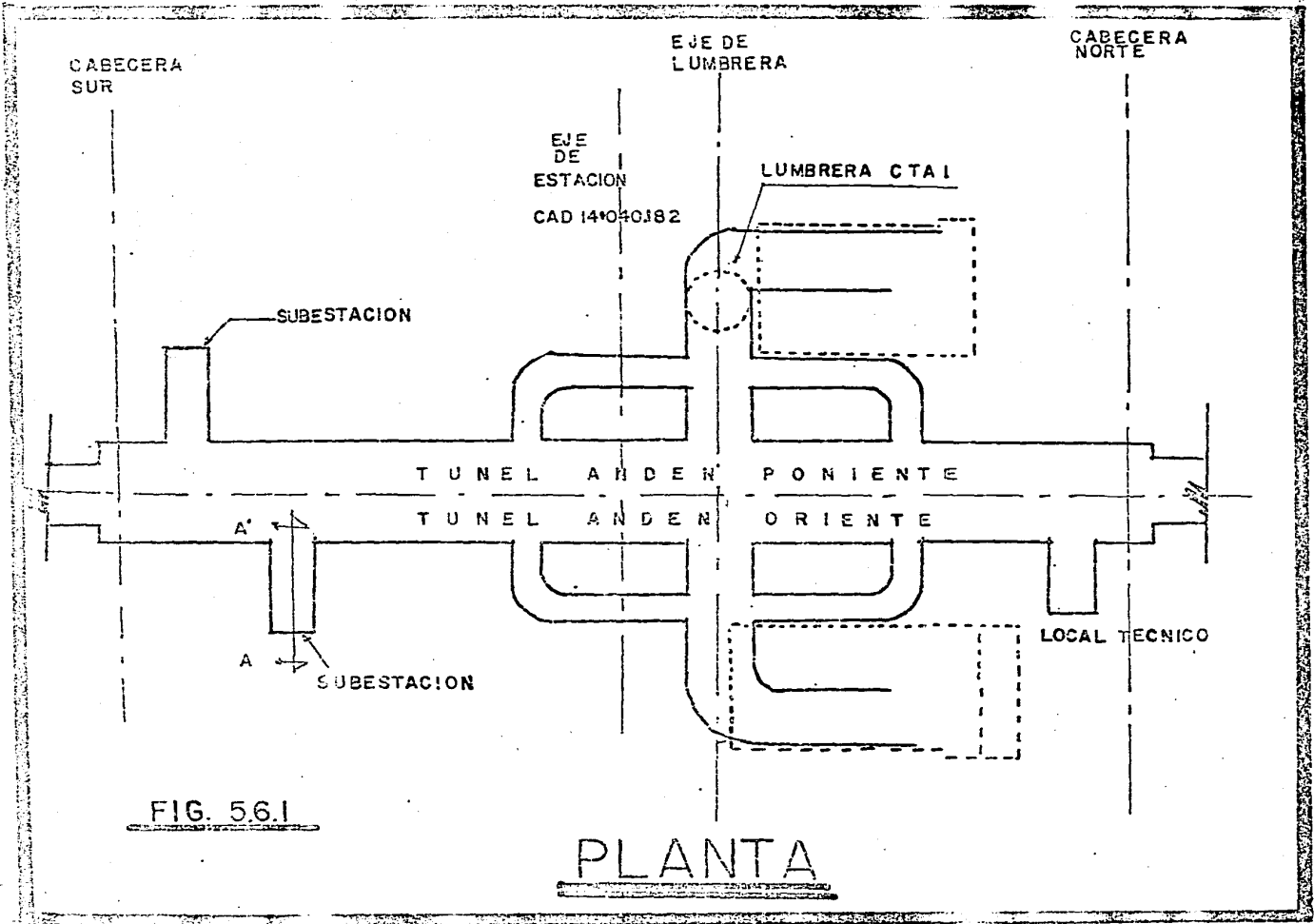
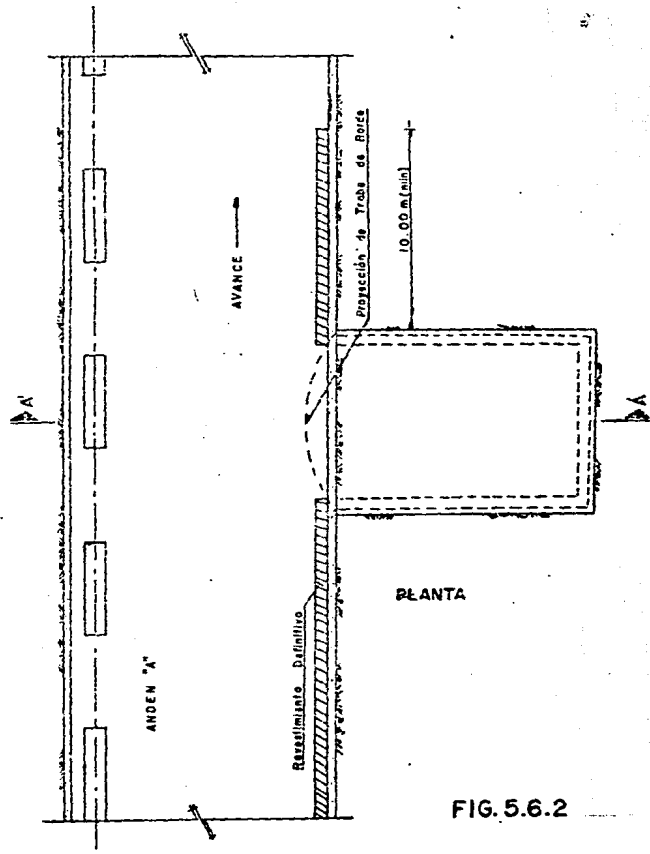


FIG. 56.1

PLANTA

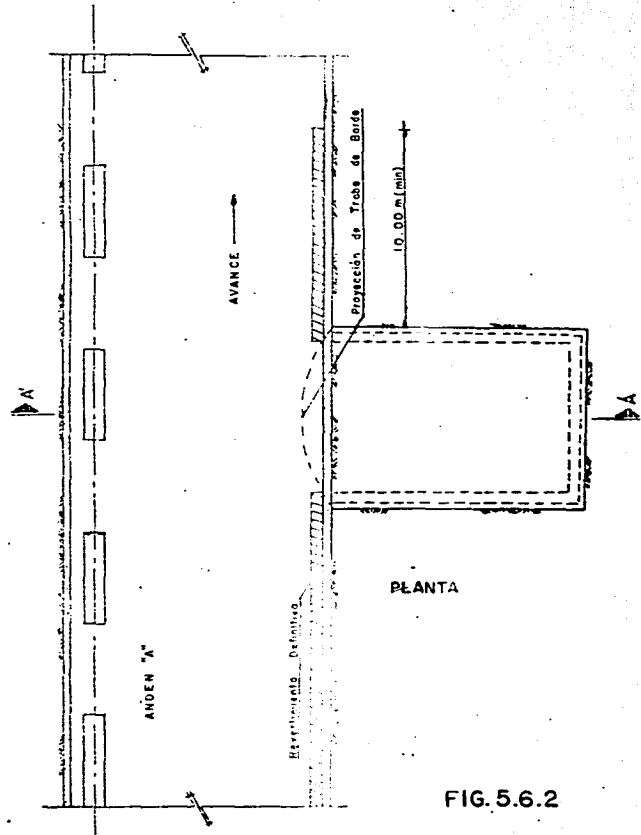
1-74



Primera Alternativa

FIG. 5.6.2

✓-79

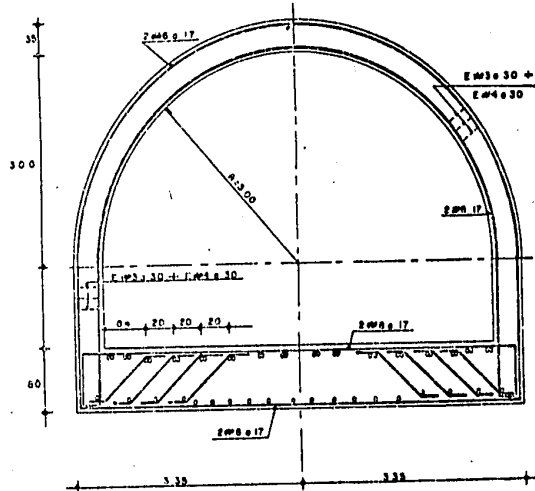


Primera Alternativa

FIG. 5.6.2

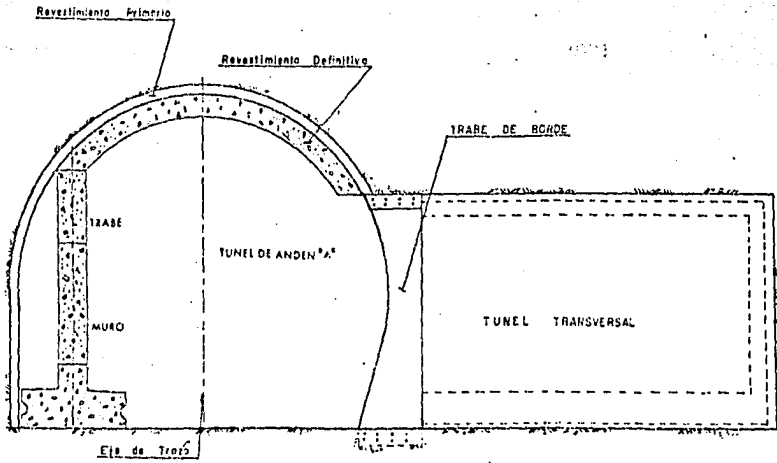
7-31

FIG. 5.6.3 B



Acol. cms.
Sin Escala

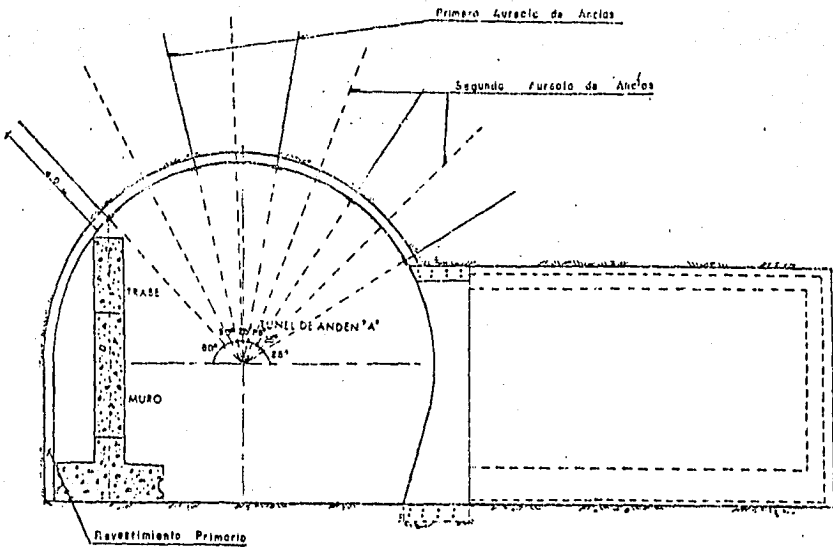
Trabe de borde en el revestimiento definitivo.



Corte A-A'

FIG. 56,4

11-32



Corte B-B'

FIG. 565

5.6.4.- Excavación Provisional.

Estos Túneles tendrán la sección mostrada en la Fig. 5.6.6. y una vez seleccionada la alternativa de construcción, se procederá a hacer la excavación de los Túneles de Distribución y "Línea Técnica" tal como se indica a continuación.

Excavación y Recubrimiento Definitivo.

La excavación de los Túneles se llevará a cabo de igual manera que para los Túneles de Distribución, también tendrá un soporte provisional a base de concreto lanzado reforzado con una malla electrolítica, posterior a la excavación se colocará el mazo definitivo, el cual estará constituido por un muro de concreto lanzado reforzado con acero de refuerzo.

Después de excavada la sección hasta la longitud de proyecto se procederá a hacer la losa de fondo, y una vez armada ésta se continuará con el colado, utilizándose para ello concreto hidráulico colado por bombeo.

A continuación se armará los muros laterales de los Túneles y por último se colocará un muro tapón.

En el revestimiento definitivo de éstos se utilizará concreto lanzado tal como se mencionó anteriormente.

5.7 ACCESOS

Los accesos tienen uso definitivo en las estaciones, su función es la de comunicar a los Andenes con el exterior.

La Estación de Constitución contará con los accesos al Oriente y otro al Poniente del eje del trazo de la línea.

5.7.1.- ACCESO PONIENTE.

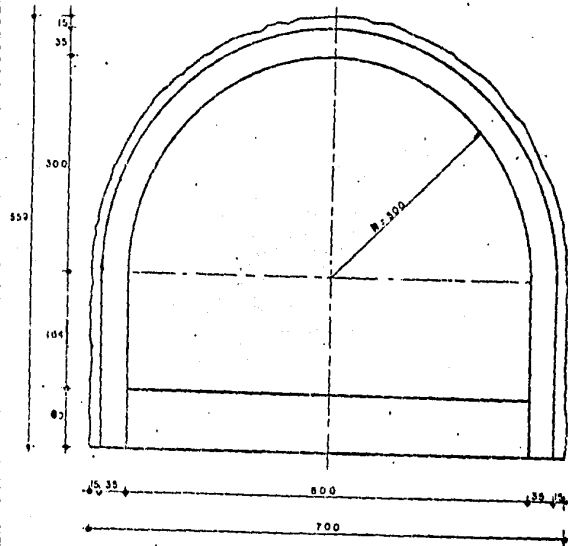
5.7.1.1. Primera fase.

El procedimiento constructivo del Acceso Poniente de la Estación Constituyentes se dividió en dos fases.

58-1

FIG. 56.6

Acor. cm.
Sin escala



Sección de Subestación y Local Técnico.

La primera fase incluye la excavación y construcción de los Túneles que conformarán este acceso entre el nivel del Andén y el nivel de descanso "2".

La segunda fase está constituida por la excavación a cielo abierto para la construcción del Acceso entre el Nivel de descanso "2" y el nivel de vestíbulo.

Para llevar a cabo la primera fase se decidió dividir la excavación y construcción de estos túneles en cuatro etapas.

La Etapa A está formada por la excavación y construcción de un Túnel inclinado ubicado entre el Nivel de Andén y el Nivel de descanso "1".

La Etapa B es la siguiente y comprende parte de la excavación del nivel de Descanso "1" mediante un Túnel. Este Túnel va desde la terminación del Túnel inclinado de la Etapa "A" hasta dar un giro de 120° con respecto al Eje "5P".

La Etapa C incluye un segundo Túnel inclinado localizado entre los descansos 1 y 2, así como la excavación complementaria del Nivel de Descanso "1".

La cuarta y última Etapa que se denominó Etapa D, constituye la excavación y construcción de un Túnel de Sección "B" que servirá como Nicho de Instalaciones.

A continuación se explica y describe el procedimiento constructivo para cada Etapa de esta primera fase del acceso Poniente de la Estación Constituyentes.

5.7.1.1.1.- Etapa "A"

La excavación de la Etapa "A" en el Túnel inclinado localizado entre el nivel de Andén y el nivel de Descanso 1, se realizará por

banqueo a media sección por tramos de 1.20 M. de longitud, contando con un banco de longitud mínima de 2.40 M. (fig. 5.7.1. y 5.7.2)

Al terminar de excavar cualquier tramo de la sección media superior, deberá colocarse de inmediato el revestimiento primario.

deberá

El revestimiento primario estará constituido por tres capas de concreto laminado reforzado con dos mallas electrosoldadas.

La sección de excavación es la siguiente:

Después de descubrir las paredes del Túnel por medios mecánicos en la sección media superior, se lanzará inmediatamente una primera capa de concreto de 3 cm. de espesor. Habiéndose lanzado la primera capa de concreto se colocará una primera malla electrosoldada del tipo 6" x 6" - 4/4, dejando 30 cm. para traslape con la malla de la sección media inferior.

Al terminar de colocar la primera malla, se lanzará una segunda capa de concreto de 9 cm. de espesor. Después deberá colocarse la segunda malla del tipo 6" x 6" - 4/4, dejando 30 cm. para traslape con la segunda malla que se colocará en la sección media inferior.

Habiéndose colocado la segunda malla se procederá a efectuar el lanzamiento de la tercera y última capa de concreto, esta deberá ser de 3 cm. de espesor.

La sección media inferior se excavará y se construirá de la misma manera que la superior, solo que al descubrir las paredes del Túnel en cualquier tramo de esta sección inferior, se excavarán las ranuras que alojarán en su interior las zapatas de apoyo del revestimiento primario, para proceder con la colocación de este último.

Con todo lo anterior queda constituido el revestimiento primario del Túnel.

Después de haberse terminado el revestimiento primario - hasta la sección que viene al nivel de Descenso 1, se suspenderá la excavación del frente, para iniciar el armado y colado del revestimiento definitivo de este Túnel.

5.7.1.1.3. ETAPA "B"

La excavación del túnel que constituirá parte del descanso "1", se llevará a cabo por tramos de 1.50M. de longitud y en forma radial, es decir, las longitudes de avance serán referidas al punto de intersección del túnel, para bajar comprensión ver N.º 1. 5.7.1.1.

El túnel radial a la excavación de esta Sección Etapa "B" se deberá haber revestido en forma definitiva el túnel inclinado correspondiente a la Etapa "A".

La secuencia de excavación y colocación del revestimiento primario, se realizará conforme a lo indicado en la etapa A descrita anteriormente.

La finalidad que se persigue con la construcción del descanso en dos fases, es que los esfuerzos provocados por la excavación del túnel que constituye la Etapa C en el área del descanso, puedan ser soportados por el revestimiento definitivo de la etapa B. Al presentarse la condición de dos túneles paralelos.

Para seguir con la excavación del descanso "1" y el túnel inclinado localizado entre los descansos 1 y 2 será necesario que la parte del descanso 1 que ya se haya excavado en la etapa B se encuentre revestida en forma definitiva.

Cuando se coloque el revestimiento definitivo del descanso 1, se deberá excluir el área que define la sección del túnel "S" que se abacara en la etapa D una vez que este revestimiento del descanso 1 haya sido colocado en la totalidad de la etapa "C".

5.7.1.1.4. ETAPA "C"

Será necesario antes de iniciar la excavación de esta etapa, que se encuentre revestida en forma definitiva la parte excavada en la etapa B correspondiente al descanso.

El proceso de excavación y colocación del revestimiento primario en la zona de descanso se llevará a cabo, en la zona del -

EJE DE LUMBRERA
CAD. 4-034.306

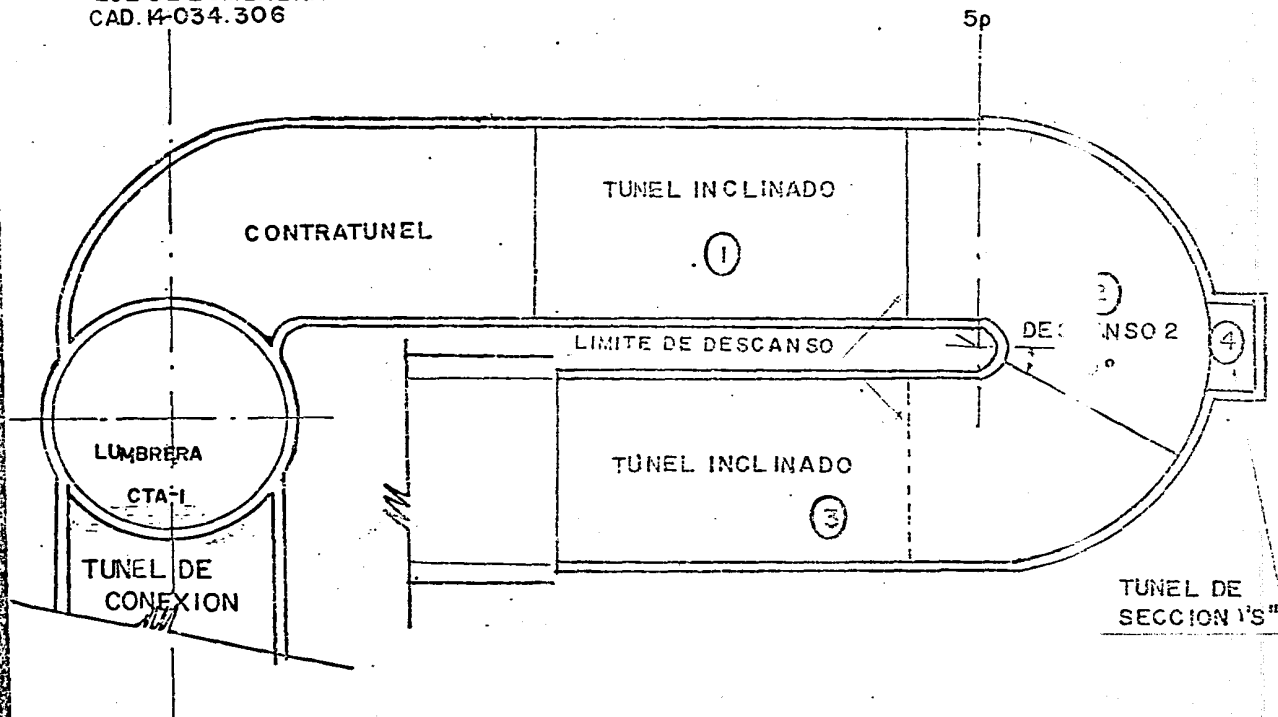


FIG. 5.7.1

PLANTA DE LOCALIZACION DE ETAPAS

01-7

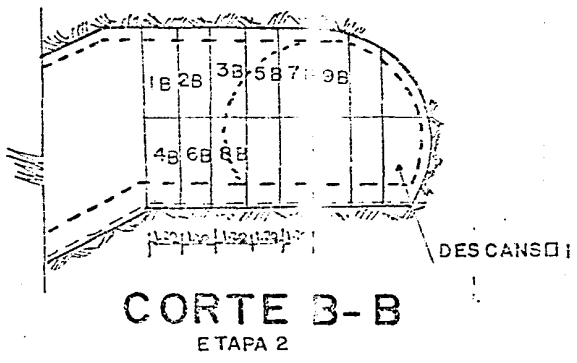
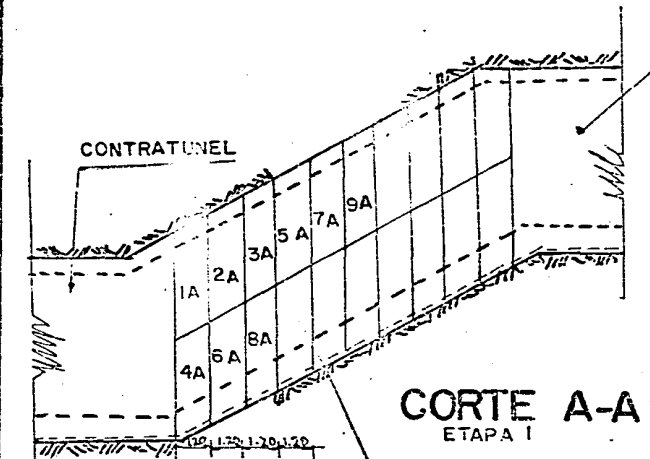
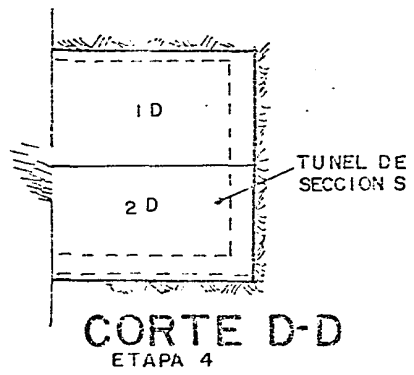
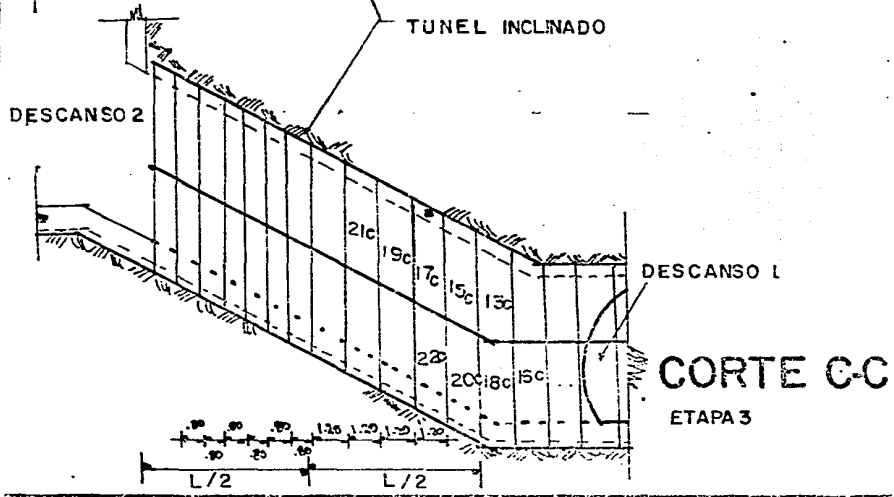


fig. 57.3



ACOTACIONES EN METROS

túnel inclinado y hasta una distancia 1/2 del mismo, el proceso de excavación será el indicado en la etapa "A", después de excavar la mitad de la longitud del túnel inclinado, la segunda mitad tendrá tramos de avance de solo 200m, contando con un banco como mínimo de 1.60m, tal como se indica en las figuras 5.7.2 y 5.7.3.

La colocación del revestimiento primario en esta etapa respecta a la etapa "A" de la etapa "A".

5.7.1.1.4 Etapa D.

La etapa D corresponde a la excavación y construcción del túnel de sección "B", este túnel será el nicho de instalaciones. Antes de iniciar las actividades en este túnel, será necesario que la etapa D haya sido revestida en forma definitiva.

El túnel de sección B, como se aprecia en las siguientes figuras, está situado en el área de sección "A". Se deberá trabajar sobre el revestimiento primario, del perímetro que define la sección "B" para su demolición. De inmediato se efectuará el armado y colado de la trabe de borde.

Cuando la trabe de borde alcance su resistencia de proyecto, se podrá iniciar la excavación del túnel.

Se podrá excavar la sección media superior de la sección "B" a todo lo largo del túnel por construir.

Después se colocará el revestimiento primario según lo indicado en la etapa A, la excavación de la sección media inferior también se hará a todo lo largo del túnel por construir.

El revestimiento primario de la sección media inferior se hará en las zonas.

Después de haber terminado completamente el revestimiento primario de todo el túnel se construirá el revestimiento definitivo. La colocación del revestimiento definitivo en todas las etapas, se hará mediante concreto lanzado.

5.7.1.2. SEGUNDA FASE.

La primera fase descrita anteriormente determina la construcción

de los túneles comprendidos entre el nivel del andén y el nivel de descanso 2.

La segunda fase constituya la excavación del acceso entre el nivel vestibulo y el nivel de descanso 2.

Antes de iniciar la excavación y construcción de la segunda fase se deberá haber revestido definitivamente los túneles correspondientes a la primera fase.

La excavación entre el nivel de vestibulo y el nivel de descanso 2 se realizará a cielo abierto, entre una estructura de contención de muros tablestada.

Los muros tablestados localizan en los ejes Ip, 3p y Ep. En el resto del área del acceso la excavación estará limitada por taludes perimetrales y de avance cuya inclinación sera 0.3:1 horizontal a vertical.

Esta obra se dividirá en tres etapas:

La primera etapa será el rasare del terreno a partir del nivel natural hasta el nivel 60.765 M. que es la profundidad máxima de excavación en la zona de vestibulo.

La 2a. etapa corresponde entonces a la excavación del área de Descanso 2 a partir del nivel de rasare y la 3a. etapa incluye la excavación de la rampa localizada entre el nivel de vestibulo y el nivel de Descanso 2.

Seguida se indica el procedimiento constructivo de cada Etapa.

5.7.7.1. Etapa 1.

Antes de iniciar esta Etapa, los Túneles comprendidos entre el nivel del andén y el nivel de Descanso 2 deberán contar con su revestimiento definitivo.

La Etapa 1 corresponde a un rasare del terreno en toda el área destinada a la obra del acceso pendiente. El rasare como ya se mencionó se realizará desde el nivel de terreno natural hasta el nivel 60.765 M., que es el nivel máximo de excavación del vestibulo.

Entre los ejes Ip, 4p, 3p y Ep, el rasare se deberá realizar en-

horizontal a vertical desde el punto anterior con una inclinación de 0.3:1 horizontal a vertical, en el punto del área del acceso al túnel que se localiza a 60 cm. del perímetro exterior de la construcción de la coqueta.

El primer nivel de puntales será colocado al nivel de 50.900 m. sobre el eje 3p y 4p. Este primer nivel de puntales se instalará a una distancia de 40 cm. del perímetro exterior de la coqueta.

El primer nivel de puntales que se localiza en la elevación - - 60.50 M. sobre las tablas de maderas entre los ejes 1p y 3p se colocará en su lugar inmediatamente después de haber efectuado el rasero correspondiente a dicha área.

5.7.1.2.2. ETAPA 2.

Una vez efectuado el rasero en el área del acceso y colocado el primer nivel de puntales, se continuará con la excavación de la Etapa 2, la cual constituye el área del nivel de Descanso 2 y un tramo de rampa que se conectará con el Tossal del acceso al túnel entre los descansos 1 y 2.

La excavación se iniciará a partir del nivel de rasero hasta alcanzar la profundidad máxima de excavación del descanso y tramo de rampa por construir. Esta excavación estará limitada por muros-tablestaca y taludes de avance cuya inclinación será 0.3:1 (horizontal a vertical), a partir del fondo de la excavación y clavado del túnel.

El primer nivel de puntales en pata de gallo (nivel 50.900 m) se instalará una vez que la excavación se encuentre 40cm por abajo de la elevación correspondiente a su colocación.

Concluida la colocación del primer nivel de puntales se continuará con la excavación suspendiéndola momentáneamente en las -

elevaciones 55.325m y 55.325m para efectuar la colocación del segundo nivel de puntales en las elevaciones 55.325m y 55.725m. Posteriormente se realizará la excavación hasta 40cm por abajo de las elevaciones correspondientes a la colocación del tercer nivel de puntales (nivel 51.530m y 50.930m) no debiendo continuar con la excavación si este apuntalamiento no ha sido colocado.

El segundo y tercer nivel de puntales que se localiza sobre el eje 3 p, deberán ubicarse de tal manera que eviten la interferencia con el Túnel inclinado.

La estructuración de esta etapa se llevará a cabo de acuerdo a la secuencia indicada a continuación:

a) Alcanzada la profundidad de proyecto se colará una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor, conteniendo aditivo acelerante de fra usado.

b) Dos horas después de colada la plantilla, se iniciará el armado y colado de la losa de fondo, ligando el esfuerzo de dicha losa con la del Túnel inclinado, debiendo dejar las preparaciones necesarias para la liga estructural con los muros estructurales del Descanso 2 y la losa de fondo de la mura entre el nivel paratibulo y este Descanso.

c) Veinticuatro horas después de colada la losa de fondo se retirará el tercer nivel de puntales para proceder al armado, cimbrado y colado de los muros estructurales del Descanso, dejando cajas sin construir en la zona donde interfieren los puntales del segundo nivel.

Durante el colado de los muros del Nivel de Descanso 2, deberá efectuarse la liga estructural con el Túnel inclinado.

d) Una vez que los muros hayan alcanzado el 75% de su resistencia especificada, se iniciará el armado, cimbrado y se colará la losa de techo del segundo descanso, dejando preparaciones para la liga estructural con la Trabe del Eje 3p.

e) Los pactales del segundo nivel, respecto al que se localiza en la zona de rampa entre el Descenso 2 y el nivel Vestíbulo, se retirarán una vez que la losa de techo del descenso y la de trabaje del Eje 3 p hayan alcanzado su resistencia de proyecto. Los huecos dejados en los muros estructurales, por el retiro - del concreto nivel de pactales, se colaran con concreto conteniendo aditivo estabilizador de volumen.

f) Al concluir el detalle de los huecos de los muros estructurales, se iniciará la colocación del material de relleno. Este material será areno-limoso tipo tepetate colocado por capas de 30 cm. de espesor, compactándolas al 95% de su peso volumétrico seco máximo con respecto a la norma AA SHFO ESTANDARD -- T - 99, variante "A" con energía de compactación de 6.02 Kg. cm/cm³.

Pero las últimas 5 capas del material de relleno se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo con respecto a la norma anterior.

El primer nivel de pactales localizado entre los ejes 1 P y 3P, se retirará una vez que el material de relleno alcance sus puntos de aplicación.

5.7.1.2.3. ETAPA 3.

La excavación de esta etapa se iniciará una vez que se haya colado la losa de piso de la Etapa 2.

El área de excavación de la Etapa 3 corresponde a la rampa ubicada entre el nivel de techo del descenso 2, la cual estará limitada entre los Ejes 3P y 4P por un par de tablaestacas y el contorno de su área por taludes perimetrales y de avance cuya inclinación será 0.3: 1 (Horizontal a vertical).

La excavación se iniciará a partir del nivel máximo de excavación en la zona de vestíbulo (rasure), hasta alcanzar la profundidad de proyecto correspondiente a la rampa.

La excavación de esta Etapa se subpondrá momentáneamente para colocar el puntal del Segundo Nivel sobre la elevación -- 56,325 M., para lo cual será necesario ampliar la excavación -- sobre el Túnel inclinado, para que permita el uso de dicho -- puntal.

Realizado lo anterior, se continuará con la excavación hasta -- alcanzar la profundidad de proyecto, procediendo de inmediato al colado de una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor, este concreto debe contener aditivo acelerante de fraguado.

Al fraguar la plantilla se iniciará el colado de la losa de -- fondo, y muros estructurales, respetando los tiempos para cada evento como se mencionó en la Etapa 2.

Los puntales del Segundo Nivel localizados sobre la clave del Túnel se retirarán 24 horas después de concluido el colado de la losa de fondo de la Etapa en cuestión.

Una vez que los muros estructurales de la rampa hayan alcanzado su resistencia de proyecto, se colocará el material de relleno entre estos y los taludes laterales y sobre la clave del Túnel de igual manera que en la Etapa 2.

Concluido lo anterior, se continuará con la estructuración de la caseta de este acceso.

Veinticuatro horas después de haber colado la losa de piso del Nivel restante, se retirará el primer nivel de puntales localizados entre los Ejes 3P y 4P.

5.4.2. ACCESO OESTE.

El proceso constructivo del acceso orientado a la Estación Constituyentes al igual que el del acceso poniente se ha dividido en dos fases:

La Primera constituye la excavación y construcción de los Túneles comprendidos entre el nivel de andén y el nivel de Descanso 2, la segunda fase corresponde a la excavación y construcción

del acceso entre el nivel de vestíbulo y el nivel de Descanso 2.

En este Acceso Oriente se presentaba una alternativa, se podía iniciar la construcción en cualquiera de las dos fases, con la condición de que para llevar a cabo la fase restante, se tuviera estructurada al 100% la fase atacada inicialmente.

Se decidió por las ventajas que esto representaba en el momento, ventajas constructivas y económicas por atacar la segunda fase inicialmente.

La primera fase no se tratará en este inciso correspondiente al Acceso Oriente por ser las especificaciones del procedimiento -- constructivo las mismas que para la primera fase de construcción del Acceso Poniente analizado en el Inciso 5.7.1.

5.7.2.1. SEGUNDA FASE.

La excavación y construcción de esta fase constructiva del Acceso se realizará a cielo abierto, entre una ^{estructura} estructura de contención constituida por muros tablestaca los cuales se localizan en forma paralela y adyacente a los ejes Eo y Co. En el resto del área que ocupará dicho acceso se tendrán taludes perimetrales y de avance cuya inclinación sera 0.3:1 horizontal a vertical.

Será condición necesaria para iniciar la excavación de este acceso que se inicie la excavación del Eo al inclinarse una vez que el Acceso ^{estructura} estructura se haya completado a totalidad.

La excavación de las zanjas que alojaran los muros tablestaca deberá llevarse a cabo sin utilizar lodo bentonítico a excepción - que se presenten caídos.

En caso de existir cavernas en la zona donde se construirá un muro tablestaca, esta deberá taponarse mediante un muro de tabique y una costalera, para lo cual será necesario excavar un pozo que permita el acceso a la caverna.

En caso de problemas con la compactación de los materiales durante la excavación de las zanjas que alojaran los muros tablestaca se deberán efectuar perforaciones Caldwell o con broca triconica de 60 cm. de diámetro, con el número necesario para poder efectuar la construcción del muro correspondiente y hasta la profundidad de desplante de dicho muro.

El equipo que se utiliza para la excavación de las zanjas que alojaran los muros tablestaca, es del tipo soil-mec o similar.

El programa constructivo de esta obra se divide en tres etapas:

ETAPA A.- Corresponde a un rasque entre el nivel de terreno natural y el nivel vestibulo (58.015 m.)

ETAPA B.- Excavación y construcción del acceso en la zona del primer curso 2.

ETAPA C. - Excavación y construcción de la rampa de escaleras -- entre el nivel vestibulo y el nivel de descanso 2.

ETAPA A.

El rasque correspondiente a esta etapa se llevará a cabo a partir del nivel de terreno natural hasta alcanzar el nivel máximo de excavación en la zona de vestibulo (58.015m.) de acuerdo a lo siguiente:

En la zona donde se localizan tablestacas, el rasque se realizará en el área comprendida entre estas; teniendo un talud cuya inclinación será 0.3:1 del paño exterior del nivel de rasque de las mismas.

En el caso de que el rasque, el pie del talud que se derramará al efectuar el rasque se localizara a 60 cm. del paño exterior del perímetro que delimita la construcción de la caseta del acceso.

ETAPA B.

Habiendo efectuado el rasque del terreno indicado para la etapa A. Se llevará a cabo la excavación para la construcción de la zona del

Se procederá a la tala de roca que conectará con el túnel inclinado local... los ejes 1 y 2.

La excavación se ^{realizará} de oriente a poniente a partir del nivel de vestíbulo (rasura), hasta descubrir en las tablestacas de los ejes Bo y Co los niveles 53.755m y 54.200m. respectivamente, para proceder a la colocación del primer nivel de puntales, estos puntales se colarán sobre el talud, ^{en los extremos} entre las tablestacas de los ejes Bo y Co en las elevaciones 56.055m. y 54.500m.

Concluido lo anterior, se continuará con la excavación hasta el nivel 51.715m. para proceder a la colocación del segundo nivel de puntales localizado en la elevación 52.015m.

Es importante que la excavación en cada una de las etapas se suspenda 40cm. abajo de la elevación correspondiente a la colocación de cualquier nivel de puntales, no debiendo continuar esta si dicho apuntalamiento no ha sido colocado.

Los puntales se colocarán con pares separados 1.00m. entre sí y en forma simétrica con respecto a la junta de construcción entre tablestacas, aplicando en ellos una precarga de 25 toneladas y arriestándolos a puntos fijos localizados fuera del área de excavación.

Los puntales antes indicados que apoyan uno de sus extremos sobre el talud, deberán hacerlo mediante una doble cama de polines, la cual deberá proporcionar un área de contacto mínima de 2.00m².

Habiendo colocado el segundo nivel de puntales, se continuará con la excavación hasta alcanzar la profundidad de proyecto del descanso 2 (49.015m.).

Inmediatamente después de alcanzada la profundidad de desplante de proyecto se colará una plantilla de concreto pobre de 10cm. de espesor conteniendo aditivo acelerante de fraguado.

Dos horas después de colada la plantilla se ^{armará} y colará la losa de piso tanto del descanso 2 como la de la ^{campana} que conecta con el

4-100

túnel inclinado. Durante el armado de esta losa deberán dejarse las preparaciones necesarias para la liga con los muros estructurales del descanso y la losa de fondo de la rampa localizada entre el ^{nivel} túnel de vestíbulo y el descanso 2.

partir del momento en que se alcanza la profundidad de proyecto y el inicio del colado de la losa de piso de esta etapa.

Veinticuatro horas después de colada la losa de piso se retirarán los puntales inferiores y se iniciará el armado, cimbrado y colado de los muros estructurales del descanso, dejando vigas sin coartar en aquellos puntos donde se localizan los puntales del primer nivel, simultáneamente a este evento se regulará el cimbrado, armado y colado de las traves localizadas en los ejes No. 10, 10 y 10, así como el de la losa de techo del descanso ubicada entre los ejes antes citados y el eje 40.

Durante el armado de los muros estructurales de este descanso, deberá realizarse la liga estructural con el túnel inclinado.

Una vez que los muros estructurales y las traves antes citadas hayan alcanzado cuando menos el 75% de su resistencia especificada, se colocarán las tabletas para iniciar el armado y colado del firme de compresión, dejando las preparaciones necesarias para la liga con la trave del eje 40.

Los puntales del primer nivel localizados en la zona del descanso 2, se retirarán una vez que el firme de compresión y la trave del eje 40 hayan alcanzado su resistencia de proyecto.

Los bloques dados en los muros estructurales por el retiro de los puntales, se colarán con concreto conteniendo elitivo estabilizador de volumen.

El material de relleno que se colocará entre el talud y el muro estructural del eje 10, así como el que se localiza sobre la losa de techo del descanso, se colocará una vez que estos elementos hayan alcanzado su resistencia de proyecto.

Este material será arcilloso tipo tepetate cuyo contenido de -

partículas que pase la malla 200 no exceda el 25%. La colocación del material se hará por capas de 30cm. de espesor, compactandolas al 95% de su peso volumétrico seco mínimo con respecto a la norma ASTM C6 318-74 variante "A" y energía de compactación de 6.000gr/cm³.

Las últimas cinco capas del material de relleno se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco mínimo con respecto a la norma citada.

Este relleno se colocara conforme se vayan retirando los niveles de puntales y se hayan colado los huecos dejados en los muros estructurales.

ETAPA C.

La excavación de esta etapa se iniciará una vez que se haya colado la losa de piso correspondiente a la etapa B.

El área de excavación de la etapa C estará comprendida entre los ejes 10+00 y 30+50, correspondiente a la zona de circulación entre los niveles de vestíbulo y descanso B. Esta etapa estará limitada por un par de muros tabicados y pilares perimetrales y de avance cuya inclinación sera 0.3:1 horizontal a vertical. Durante la excavación de esta etapa deberá colocarse en sanja un puntal localizado en la elevación 57.615 m.

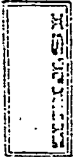
Una vez alcanzada la profundidad de proyecto se colara una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor conteniendo aditivo acelerante de fraguado.

Concluido lo anterior se iniciará el colado de la losa de fondo de muros estructurales, respetando los tiempos indicados para cada evento en la etapa B.

Tras los muros estructurales de la rampla se colocará la resistencia de proyecto de relleno y el material de relleno entre estos y los taludes laterales de igual forma a la indicada para la etapa B.

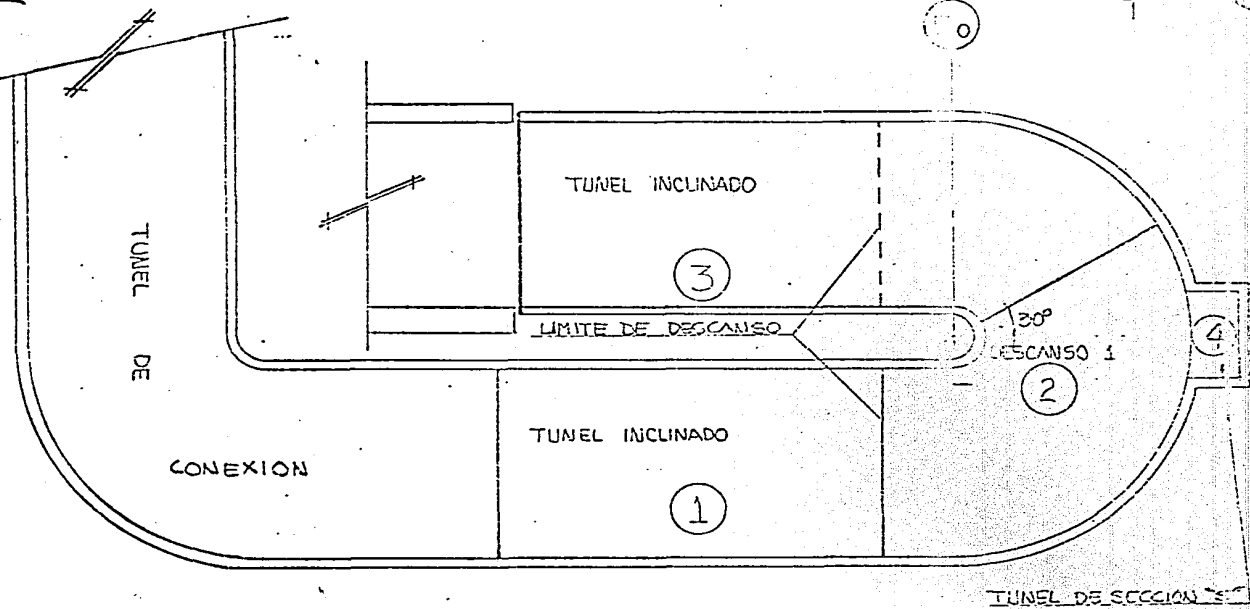
Realizado el evento anterior se continuará con la estructuración de la caseta de este acceso.

El puntal localizado en la elevación 57.615 m. se retirará cuando los cursos estructurales de esta etapa y la traba del eje de -
hayan alcanzado su resistencia de proyecto.



ESPECIFICACIONES PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DEL ACCESO ORIENTE DE LA ESTACION CONSTITUYENTES DE LA LINEA 7 DEL METRO.

Handwritten notes and signatures at the top left of the plan.



PLANTA DE LOCALIZACION DE ETAPAS
ACCESO ORIENTE

Handwritten notes: '1-94' and 'for similar other stages'.

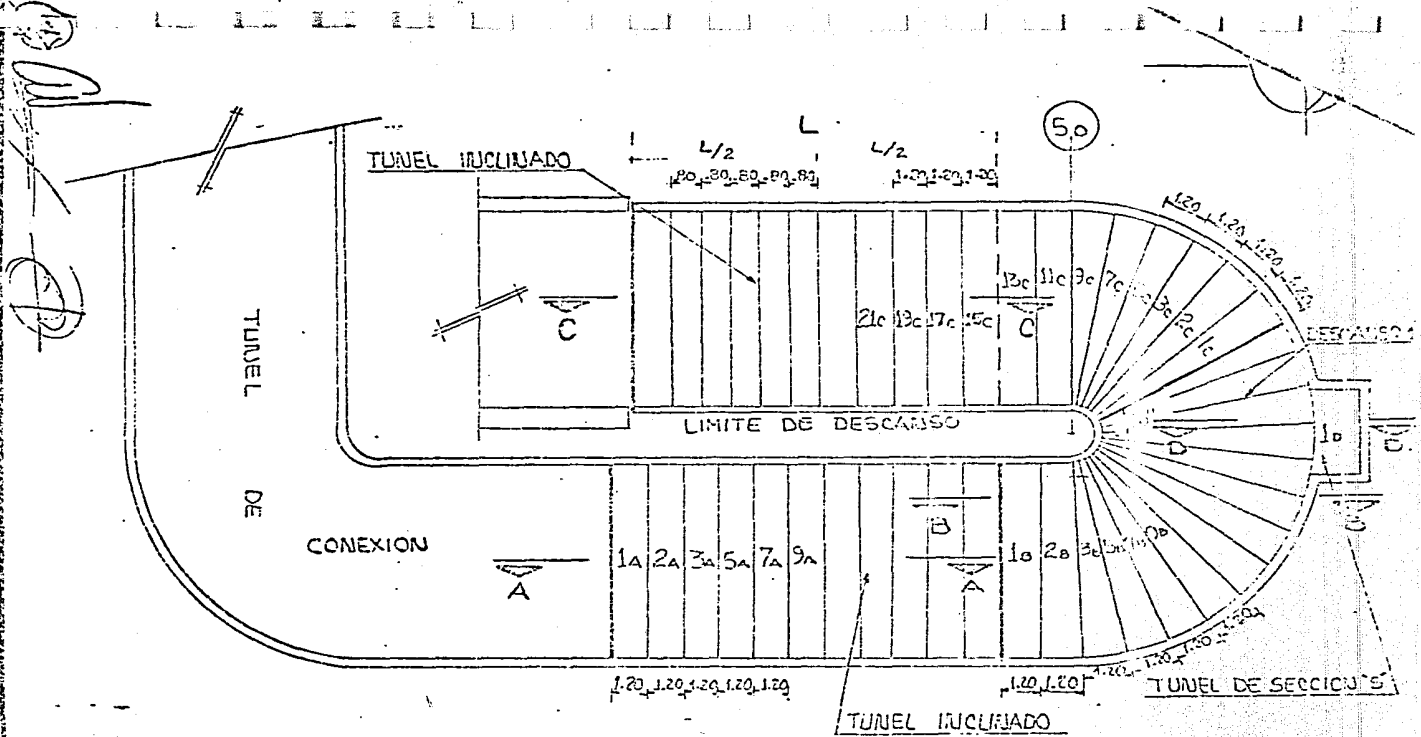
FIG. # 1

DIBUO SIN ESCALA

Handwritten number '2'.

DIESTRO

ESPECIF. PARA LA EXCAV. Y CONSTRUCC. DEL ACCESO ORIENTE DE LA ESTACION CONSTITUYENTES DE LA LINEA 7 DEL METRO.



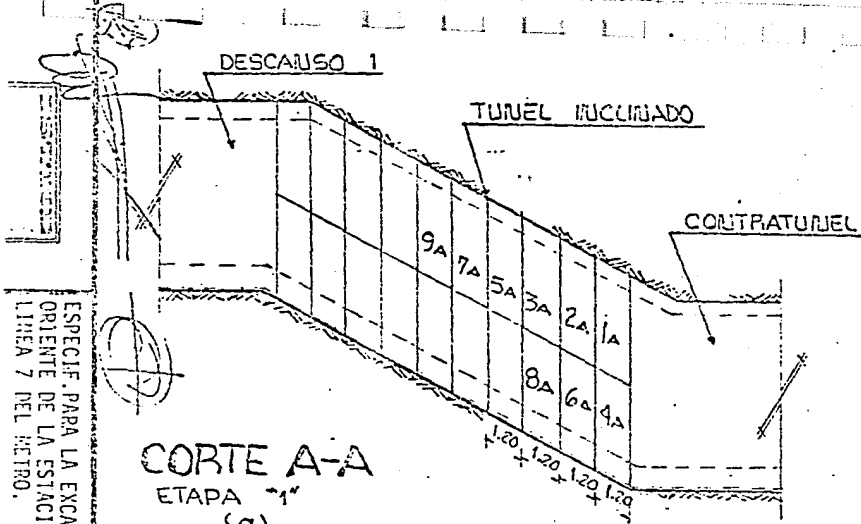
LOCALIZACION DE ETAPAS DE EXCAVACION
ACCESO ORIENTE

FIG. # 2

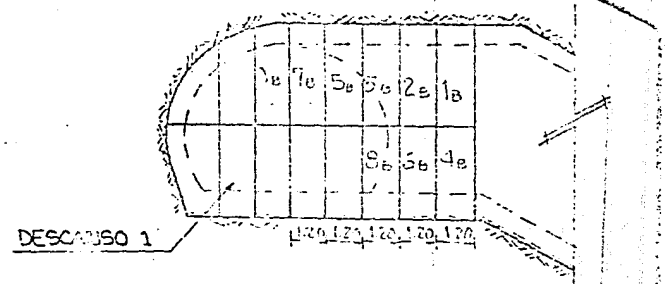
1-100

DIBUJO SIN ESCALA
ACCION EN METROS.

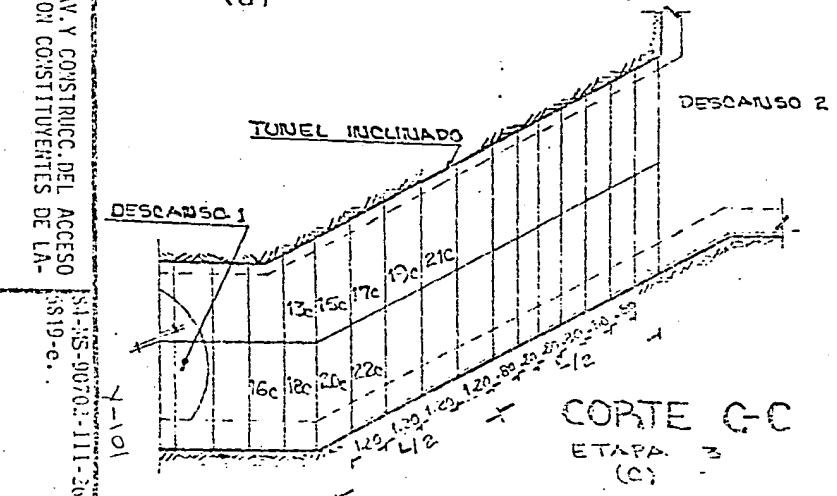
736



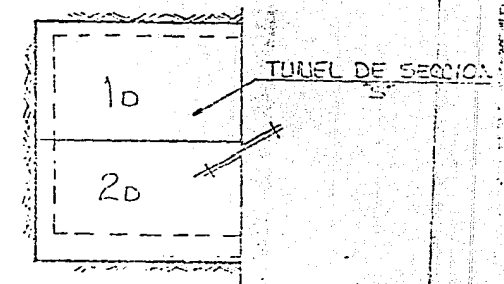
CORTE A-A
ETAPA 1"
(a)



CORTE B-B
ETAPA 2"
(b)



CORTE C-C
ETAPA 3
(c)



CORTE D-D
ETAPA 4
(d)

ESPECIE PARA LA EXCAV. Y CONSTRUC. DEL ACCESO ORIENTE DE LA ESTACION CONSTITUYENTES DE LA LINEA 7 DEL METRO.

FIG. # 2

SA-MS-90702-III-20
1819-0..

7-101

DIBUJO POR...

C A P I T U L O V I .

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO INTERESTACION TUNEL DE TRAMO.

6.1.- INTRODUCCION.

Es importante mencionar que realizar una division de los conceptos que intervienen en los estudios previos, procesos constructivos instrumentaciones, implementaciones, controles topográficos y diseños estructurales, entre túnel de tramo y túnel de estación, es realmente difícil, dado que los túneles están analizados bajo el mismo criterio y en donde todas las actividades que integran la construcción de los mismos se rigen bajo las mismas especificaciones.

Como se menciona anteriormente el procedimiento constructivo utilizado en la excavación y construcción del túnel de tramo de la estación Auditorio a la estación Constituyentes del metro de la ciudad de México es el nuevo método austriaco, que en este capítulo se analizará.

6.2.- NUEVO METODO ^{AUSTRIACO.} AUSTRIACO.

El nuevo método austriaco de construcción de túneles, puesto en obra desde hace una decena de años en los países de lengua alemana. Este método esta basado sobre la utilización del concreto lanzado, con un espesor de 20 a 30 cm. como revestimiento definitivo, colocado inmediatamente después de la apertura de la excavación en sección parcial o total.

El concreto lanzado, reforzado con varillas soldadas o malla de acero, y eventualmente cimbras metálicas en terrenos muy difíciles,

bloquea el suelo para reducir al máximo la descompresión y los de--
sórdenes que se producen.El revestimiento se hace solidario al te--
rreno por anclajes que contribuyen a incrementar la presión del con--
finamientoestabilizador engendrado por el efecto de bóveda en con--
tacto con el concreto-suelo.

El campo de utilización de las técnicas austríacas 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
concreto.

En realidad el principio en el que se basa el nuevo método aus--
tríaco para la construcción de túneles, es que cuando se hace la a--
pertura de una excavación, se debe perturbar al mínimo las condicio--
nes naturales en el terreno.

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 lo tanto esencial y necesario adoptar unos métodos de con--
strucción que permitan el evitar ó limitar al máximo la descompre--
sión de los terrenos en las proximidades de la excavación.Esta des--
compresión interna se acompaña, en efecto, de una dilatación 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.

Sin embargo, es sobre todo por medio de la sustentación que es posible limitar al máximo la descompresión y sus efectos nefastos.

De esta constatación ha nacido el nuevo método austriaco Rabcewicz, y desarrollado en los países de lengua alemana desde hace más 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 concreto lanzado como revestimiento definitivo. La acción del concreto lanzado, con una malla ligera e incrementada por algunos anclajes, le da efecto al terreno -- de ser apto para soportarse así mismo, elimina totalmente los riesgos de descompresión.

6.2.1.- PRINCIPIO DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO.

Según las técnicas tradicionales, 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 como las cimbras metálicas. Por lo contrario, con el método austriaco se esfuerza uno en reducir al máximo los desordenes en el terreno trabajando en sección parcial muy debil si es posible con excavación mecánica.

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. Sea cual sea que sean las técnicas adoptadas, se realiza así un sostenimiento rígido que no tiene nada mas que contactos parciales con el terreno excavado, a menudo, este contacto no se establece -- nada mas que después de una deformación importante (convergencia) --

El concreto, es sobre todo por medio de la compactación que es posible limitar al máximo la decompresión y sus efectos nefastos.

De esta constatación ha nacido el nuevo método austriaco Raabe-witz, y desarrollado en los países de lengua alemana desde hace más de una decena de años. Este método abandona la sustentación provisio-nal, siempre problemática, utilizando desde la apertura de la exca-vación en sección parcial o total, el concreto lanzado como revesti-miento definitivo. La acción del concreto lanzado, con una malla li-gera e incrementada por algunos anclajes, le da efecto al terreno - de ser apto para soportarse así mismo, elimina totalmente los ries-gos de decompresión.

6.2.1.- PRINCIPIO DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO.

Según las técnicas tradicionales, la excavación se hace según - la más grande sección posible y guardando como objetivo la rentabi-lidad de la perforación, reduciendo por la sección mínima a arrancar convenientemente la eliminación de los elementos de sustentación como - las cinchas metálicas. Por lo contrario, con el método austriaco se esfuerza uno en reducir al máximo los desordenes en el terreno tra-bajando en sección parcial muy lenta si es posible con excavación - mecánica.

Después de la excavación en el método convencional, el sosteni-miento provisional es asegurado por cinchas metálicas, muy pesadas, sobredimensionadas, que no se adaptan en absoluto al perfil exte-rior. Cualquiera que sean las técnicas adoptadas, se realiza así un sostenimiento rígido que no tiene nada mas que contactos parciales con el terreno excavado, a menudo, el concreto no llega a ser nada mas que desmenuzarse. El aspecto más 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 en elevadas en el punto de contacto entre el sostenimiento provisional y el terreno. Estas fuerzas concéntricas son a veces tan elevadas, en razón de su carácter de punta, que llevan un deterioro (que puede llegar hasta la ruptura) de las cimbra metálicas.

Utilizando el concreto lanzado, ligeramente armado por una malla de acero, se realiza por el contrario un sostenimiento continuo perfectamente solidario con el terreno, adaptándose exactamente a las irregularidades del perfil, rellenando los vacíos y fisuras del terreno.

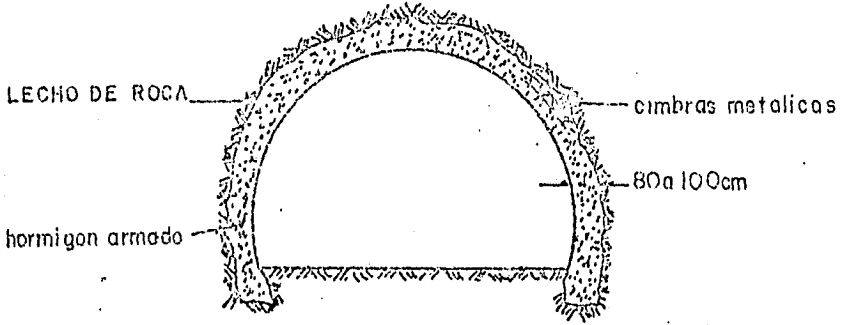
A esto, se añade que el concreto lanzado es de una colocación muy rápida sea cual sea la sección arrancada.

Las primeras capas de concreto lanzado, desde su aplicación, aseguran en sí, sin necesidad de otros procedimientos, la protección contra los efectos de alteración. El sostenimiento por concreto lanzado, incluso considerado como provisional, presenta incontestablemente una gran superioridad, tanto sobre el procedimiento neotécnico, tecnológico, como económico sobre el sostenimiento tradicional por cimbra metálicas o cerchas.

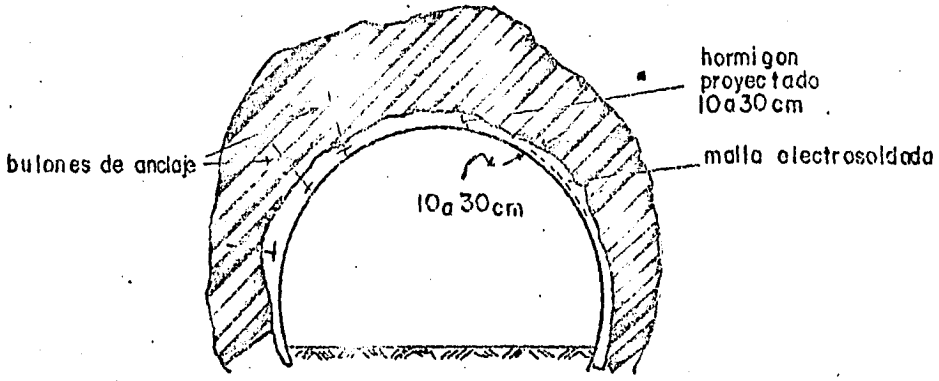
Las diferencias esenciales entre el procedimiento convencional y el nuevo método austriaco aparecen quizá todavía más netamente en el estado final de la construcción. La figura 6.1 representa esquemáticamente dos perfiles típicos de túnel con...

TECNICA TRADICIONAL

revestimiento provisional de hormigon armado, inyeccion de fijacion encofrado deslizante.



NUEVO METODO AUSTRIACO



ZONA QUE PARTICIPA EN EL SOSTENIMIENTO

fig. 6.1

finitivo: El uno, según el método convencional y, el segundo según las técnicas austriacas. Las diferencias llevan en primer lugar a los tres puntos siguientes:

- A) Las técnicas de colocación en obra del sostenimiento o ademe
- B) El tiempo de colocación en obra del sostenimiento.
- C) 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 concreto encofrado, colocado según la abertura de la excavación en sección total. En ciertos casos, el ademe provisional es dejado en obra (cerchas o cuerdas metálicas), es incrustado en la bóveda, -- juega entonces el papel de armadura. A pesar de las inyecciones de contacto de relleno, es difícil el tener una buena unión entre la bóveda y la roca.

Para remediar a los efectos de la decompresión, el espesor de la bóveda debe en general 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 el empleo de bastantes pilotes, que paralizan completamente la obra, lo que excluye en general la posibilidad de ejecutar el sostenimiento definitivo inmediatamente después de la excavación.

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

finitivo: El primero en el método convencional y, el segundo según las técnicas austriacas. Las diferencias llevan en primer lugar a los tres puntos siguientes:

- A) Las técnicas de colocación en obra del sostenimiento o ademe
- B) El tiempo de colocación en obra del sostenimiento .
- C) El precio

El último punto se refiere al resultado de los dos anteriores.

La sustentación tradicional esta constituida por una bóveda de concreto encofrado, colocado según la abertura de la excavación en sección total. En ciertos casos, el ademe provisional es dejado en obra (cerchas o cables metálicos), es incrustado en la bóveda, -- juega entonces el papel de armadura. A pesar de las inspecciones de contacto de relleno, es difícil el tener una buena unión entre la bóveda y la roca.

Para remediar a los efectos de la decompresión, el espesor de la bóveda debe en general alcanzar unos valores del orden de los 80 a los 100 centímetros. La bóveda es entonces muy rígida y muy pesada, por lo que se producen a veces problemas de asentamientos que paralizen completamente la obra. En consecuencia, la posibilidad de ejecutar el sostenimiento definitivo es solamente después de la excavación.

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

A) De mucho plazo para ser colocada.

B) Demasiado rígida, con lo que la bóveda no se adapta así a las exigencias del terreno.

d)

C) No está solidariamente ligada al suelo o roca.

Como se menciona antes, el nuevo método austriaco de construcción de túneles se caracteriza esencialmente por la utilización del concreto lanzado para el revestimiento definitivo, una vez que la excavación, en sección parcial o total es realizada con el fin de bloquear en cierto modo la roca, es decir de limitar al máximo la decompresión mejorando con ello la resistencia mecánica del terreno y haciéndole capaz de sostenerse por si mismo.

El concreto lanzado protege el terreno desde su colocación contra toda acción de agentes externos tales como el agua o el aire. Esta armado según las necesidades, en general por un entramado soldado o malla. Su comportamiento y la adherencia del revestimiento al terreno 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 metros cuadrados). Las fuerzas de anclaje son generalmente tomadas inferiores a 20 toneladas. La densidad de los anclajes es adaptada a cada caso en particular. Generalmente esta densidad es tomada entre los dos límites siguientes; un anclaje /4m² - y un anclaje /20m², valores que se dan solamente a título indicativo. En los tramos difíciles, la acción de las anclas y de las armaduras es reforzado por la colocación de cimbras metálicas ligeras - incrustadas en el concreto lanzado.

El espesor del revestimiento terminado pasa generalmente entre 10 y 30 cm. teniendo esto en cuenta de los aspectos máximos 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 concreto lanzado armado y anclado al suelo 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 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 concreto y el terreno.

El terreno, ayudado en cierto modo por el revestimiento exterior, se vuelve auto-soportable.

Por su propia naturaleza, la bóveda así formada 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 an

só troyos. 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 solicitada o incluso subdimensionada en otras.

Para explicar los dos procesos de sostenimiento por el método tradicional y la nueva técnica austriaca, es como el razonar sobre un diagrama de Mohr (fig. 6.2). 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 terreno 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 inciso a, por el paso de la curva o.

En tales circunstancias, la resistencia límite se encuentra ampliamente rebasada, (el círculo de contracciones corta a la curva intrínseca 1); aparecen entonces unos desordenes y unas roturas mas o menos importantes en el terreno.

Con la utilización del concreto lanzado colocado en los minutos que siguen a la excavación, la decompresión del terreno 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 concreto lanzado bloquea al terreno en superficie, cimenta las fisuras y las juntas y mejora así la cohesión del terreno, 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, esquemática sobre el diagrama, opuesta a la que interviene en el caso de del método tradicional.

Las dimensiones del revestimiento, debe de ser tal que los círculos que representan los estados de contracciones alrededor del túnel no se encuentren allí donde las curvas intrínsecas del material.

En el comportamiento del terreno a través del cuál se abre una excavación. Tres fenómenos son de primera importancia; 1) La influencia de la decompresión y de la dilatación del suelo sobre la resistencia mecánica. Según Müller, una dilatación volumétrica $\Delta V/V$ de -2 a 3% puede llevar consigo para ciertos terrenos una pérdida de resistencia del orden del 30 al 90%. 2) La influencia del grado de confinamiento sobre la resistencia. Es necesario evitar que el terreno trabaje en tensión o en compresión uniaxial. La resistencia de los medios naturales, depende estrechamente del grado de confinamiento y de la orientación del tensor de contracciones (fig. 6.3) 3) La influencia del factor tiempo, que juega un papel muy importante en el proceso de decompresión, seguido de fenómenos de dilatación y de dislocación. En el nuevo método austriaco, las oportunidades de éxito serán mayores cuando la colocación y el fraguado del concreto lanzado sean más rápidas.

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

a) Evitar o limitar toda decompresión o dislocación del terreno en las cercanías de la excavación.

b) Aportar en cuanto sea posible a la pared de excavación un confinamiento continuo para neutralizar los estados de contracciones uniaxiales.

c) Utilizar lo mejor posible el tiempo disponible antes de que el terreno se deforme.

6.3.-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO TUNEL DE TRAMO.

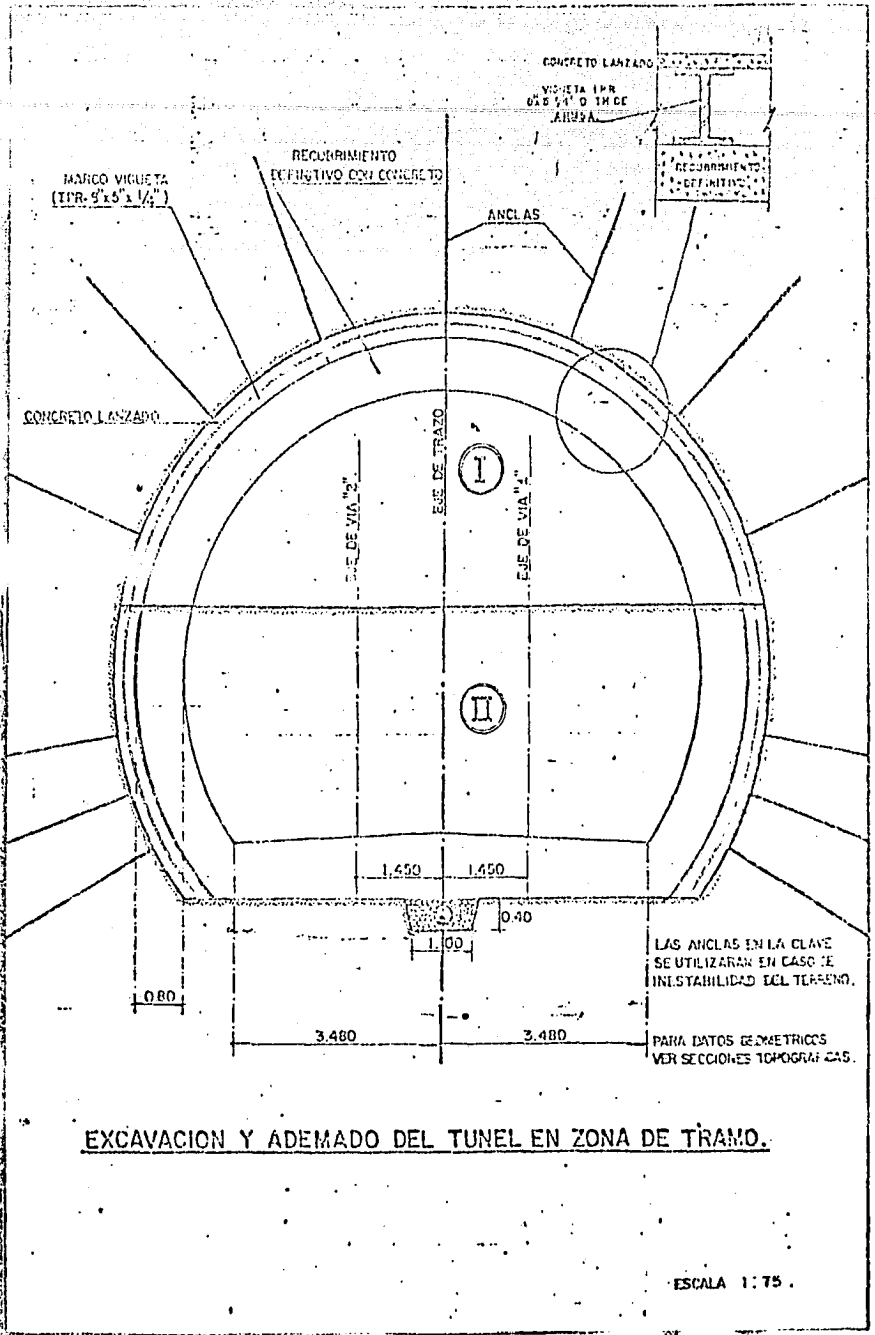
El proceso constructivo en el tramo Auditorio-Constituyentes es el de excavación de túneles por los procedimientos convencionales + cuya profundidad de la clave varia entre 15 y 30m y cuya sección se aloja en la zona de lomas que corresponde a la zona central y sur de la línea 7, esta zona está constituida por materiales arena luminosos y limos arenosos con gravas compactos. En este tramo la exploración del subsuelo no detecta la presencia del nivel cretácico.

La sección en tramo esta constituida por una circunferencia de 4.32m de radio interior (al paño interior de revestimiento definitivo) y de 4.67m de radio exterior. Esta sección esta cortada en su base por una superficie horizontal hasta alcanzar un ancho de 7.96m. La sección tiene una altura de 8.28m. Estas secciones pueden observarse en figura adjunta.

El proceso constructivo consiste en lo siguiente:

La excavación se ha llevado un banquito de aproximadamente la mitad de la sección del túnel con longitudes de avance de 2 metros.

Conforme se avance la excavación del banquito y de la parte inferior se colocará una capa de concreto lanzado de 5cm de espesor.



Terminado el lanzamiento de concreto se colocarán marcos de acero - cuya sección estará constituida por perfiles 1PR de 8" x 5 1/4" ó secciones especiales TI DE AHMSA.

Una vez colocados los marcos se procederá a acuarlos con madera y a colocar una segunda capa de concreto lanzado de 10cm de espesor, reforzada con malla y anclas fijadas contra el terreno en caso de que las condiciones del material lo requieran.

En la parte inferior de los marcos, el coceo será tomado mediante torneamientos cónicos o anclas fijadas en el interior de la masa de suelo. Terminado este evento se procederá a repetir el ciclo de excavación.

Dependiendo de las condiciones de estabilidad de la excavación, el revestimiento definitivo podrá colocarse a una distancia no mayor de 200m atrás del frente de excavación, o podrá ejecutarse cuando se tenga terminada la totalidad de la excavación del tramo. Las filtraciones locales serán canalizadas durante la excavación mediante un dren central ubicado en el piso del túnel.

El concreto lanzado deberá tener una resistencia de 150Kg/cm² - a los nueve días.

6.3.1.- ESPECIFICACIONES DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO Y EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO EN EL TUNEL DEL TRAMO AUDITORIO-CONSTITUYENTES DE LA LINEA 7 DEL METRO.

6.3.1.1.- INTRODUCCION:

En el túnel del tramo Auditorio-Constituyentes de la línea 7 de

metro, deberá realizarse una inyección de contacto entre el revestimiento primario y el revestimiento definitivo; esto se hará con el fin de rellenar todos los vacíos que hayan entre dichos revestimientos. Los materiales que constituyen la inyección de contacto así como la presión en esta se indican a continuación.

6.3.1.2.- PROCEDIMIENTO DE INYECCION.

Para el proceso de inyección se utilizarán dos tipos de secciones en el túnel, unas llamadas "impares", que tendrán tres barrenos en la parte superior del túnel, y otras llamadas "pares", que tendrán solamente dos barrenos en la misma zona, ver figuras 6.3.1 y 6.3.2.

Para poder realizar la inyección de contacto, será necesario -- realizar las barrenaciones desde el revestimiento definitivo.

En todos los casos, la perforación deberá tener una profundidad tal que penetre 5cm dentro del revestimiento primario, para detectar la presencia del mismo.

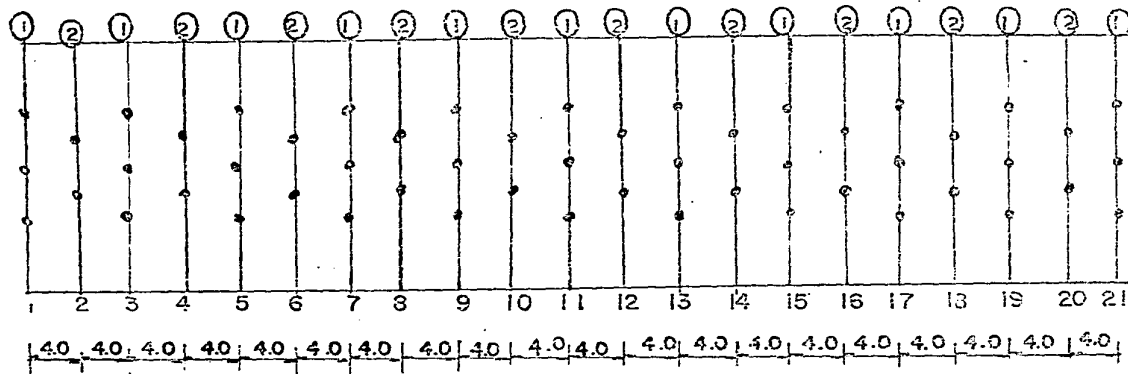
En todas las etapas de inyección, será condición necesaria que se tenga aparte de la sección que se este inyectando, un mínimo de cuatro secciones adelante equipadas con sus respectivas válvulas de paso.

La inyección de contacto se efectuará en dos etapas, siguiendo los lineamientos que se describen a continuación.

I.- PRIMERA ETAPA.

Esta etapa se realizará cuando el concreto del revestimiento -- definitivo haya alcanzado por lo menos el 75% de la resistencia de proyecto y se deberán perforar en esta primera etapa las secciones llamadas "impares", ver figuras 6.3.1 y 6.3.2

INYECCION DE CONTACTO ENTRE EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO Y EL REVESTIMIENTO PRIMARIO



simbologia

- ⋮ SECCION IMPAR
- ⋮ SECCION PAR

PLANTA

FIG. 6.3.1

PARA TUNEL DEL TRAMO AUDITORIO CONSTITUYENTES

El orden de inyección de la sección impar se iniciará por el barrenado No 1, al llenarse este se seguirá con el barrenado No 2 y se terminará con la sección inyectando al barrenado No 3, localizado en la clave.

La inyección se realizará por tramos, los cuales tendrán una longitud mínima de 8.0m, según se muestra en la figura 6.3.1.

Si al estar inyectando una sección impar se presenta una comunicación con los barrenos de las secciones de adelante, estos se deberán obturar y continuar con la inyección; si la comunicación se hiciera entre los barrenos de la misma sección impar, estos se perforarán nuevamente para efectuar la inyección.

Inyectadas 11 secciones impares como mínimo, se podrá efectuar la inyección de las secciones pares de la segunda etapa.

II.- SEGUNDA ETAPA.

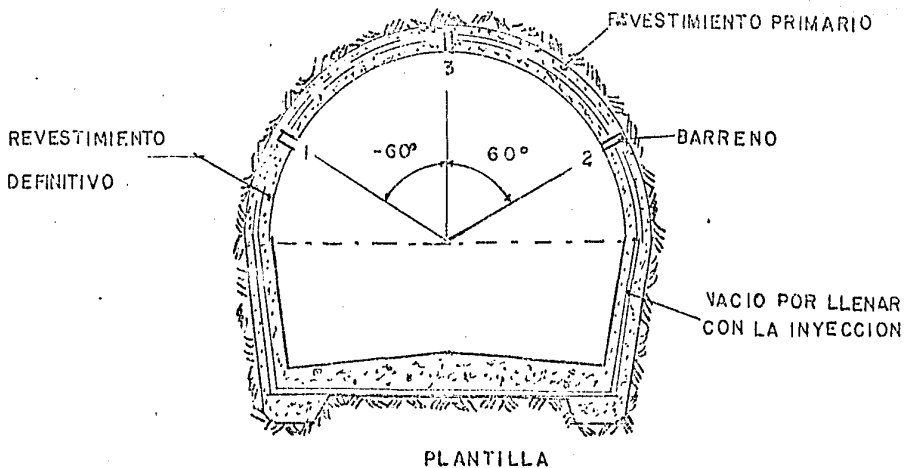
Este proceso se realizará cuando la inyección de la primera etapa tenga tres días de edad. En esta segunda etapa se perforará el tipo de sección llamada "par".

Se deberán perforar un mínimo de 10 secciones "pares", es decir una menos que el número de secciones "impares" ya inyectadas.

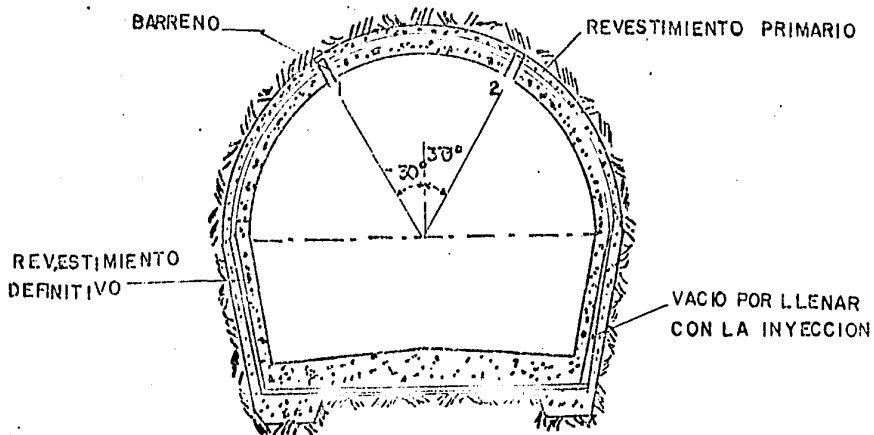
La secuencia de inyección de una sección "par" se iniciará por el barrenado No 1 y se continuará con el barrenado No 2 y se terminará por el barrenado No 1, y así sucesivamente.

6.3.1.3.- MEZCLA PARA LA INYECCION.

El tipo de mezcla a utilizar para efectuar la inyección de contacto en cada sección será una lechada de agua-cemento en proporción



SECCION IMPAR



SECCION PAR

FIG. 6.3.2

3:1 en peso, debiéndose inyectar un metro cúbico en cada barreno.

Si después de haber inyectado el volumen antes citado en cada uno de los barrenos de una determinada sección, está aún no sellado, se deberá cambiar la proporción de la lechada agua-cemento a una relación 2:1; si después de haber inyectado un volumen adicional de 0.5m³ de esta última lechada en cada uno de los barrenos, la sección de inyección aún permanece sin sellar, deberá cambiarse la lechada por un mortero agua-cemento-arena con bentonita; dicho mortero deberá prepararse con las siguientes proporciones de los materiales antes citados:

Agua-cemento	En proporción 2:1 en peso a 1 cemento.
Bentonita	3% máximo en peso del cemento.
Arena	25% máximo en peso del cemento.

A esta mezcla se le deberá agregar algún fluidizante propio para mortero.

Los materiales que se emplearán para la mezcla deberán cumplir con los requisitos siguientes:

AGUA: Deberá estar libre de sedimentos, materia orgánica o impurezas que resulten nocivas a la mezcla.

CEMENTO: Se deberá utilizar cemento tipo I ó a falta de éste se podrá utilizar tipo V.

BENTONITA: Esta deberá hidratarse, con una relación bentonita-agua del 1% en peso del agua (B/A = 0.05), en un tiempo no menor de 8 horas.

ARENA: Deberá estar constituida por partículas redondeadas, de preferencia de río, con dimensiones máximas de las partículas de 1.5mm. Los límites granulométricos serán los siguientes:

MALLA No.	% QUE PASA POR LA MALLA:		
8		100	
10	90	-	100
20	50	-	85
50	20	-	25
100	10	-	30

PRESION DE INYECCION.

La presión de inyección no deberá sobrepasar en ningún caso el valor de 1.0 Kg/cm².

Condiciones Para Considerar Una Sección Sellada.

Se considera una sección sellada cuando se presente cualquiera de las condiciones siguientes:

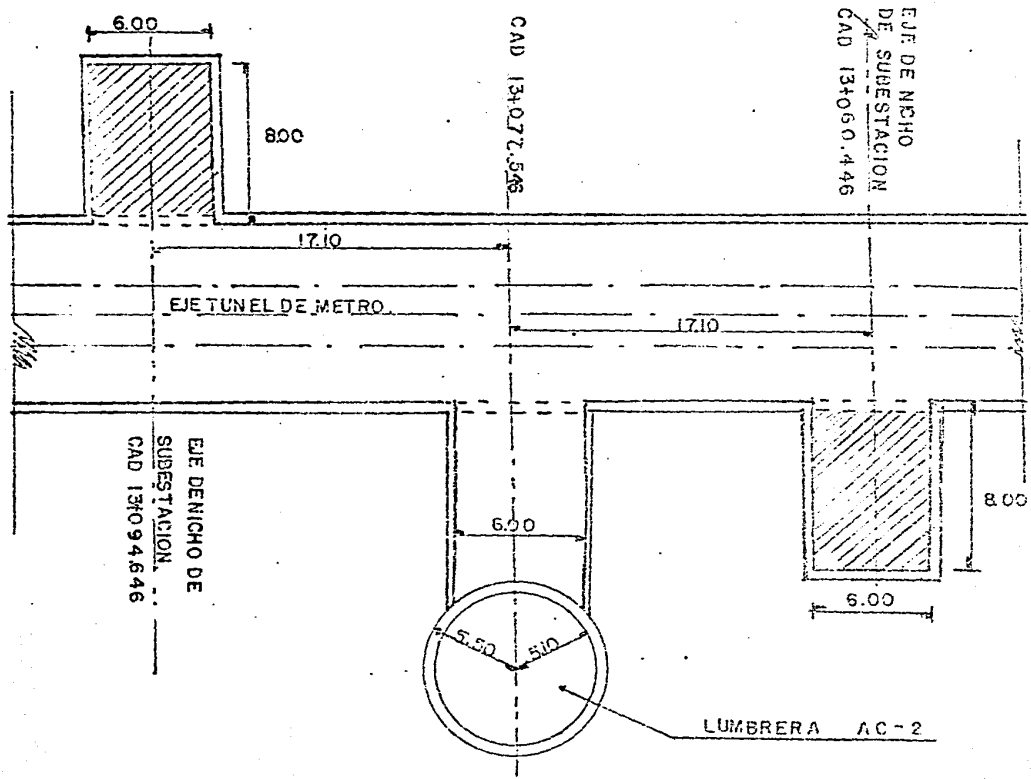
- A) Cuando se haya inyectado un total de 6.0m³ en la sección y se haya levantado una presión de 0.8 Kg/cm².
- B) Cuando no exista absorcion con cualquier tipo de mezcla a una presión de 1.0 Kg/cm² en un lapso de un minuto.

NOTA IMPORTANTE:

En caso de que los barrenos se localicen en sitios donde esta colocado algún marco metálico, se podrá desplazar los barrenos hasta librar dicho marco.

6.4.- TUNELES QUE SERVAN LAS SUBESTACIONES ELECTRICAS EN TRAMO.

La excavación de los túneles que alojarán las subestaciones eléctricas, cuyos ejes se ubican en los cadenamientos 13+060.446 y 13+004.646 (ver figura No 6.4.1), se realizará siguiendo una de las dos alternativas que se describen a continuación:



CROQUIS DE LOCALIZACION FIG.6.4.1

PRIMERA ALTERNATIVA:

Esta alternativa podrá realizarse cuando el revestimiento provisional del túnel de metro haya avanzado por lo menos 15.0m. A partir del paño del túnel de subestación, conforme a lo siguiente:

a) Se instalarán anclas en la zona de intersección, sobre el túnel de metro en la longitud y distribución que se muestra en las figuras Nos. 6.4.2 y 6.4.3.

Las anclas serán varillas de 4.0m de longitud y 1" de diámetro ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$), las cuales se alojarán en perforaciones de 2" de diámetro, de la misma longitud que las varillas.

b) Instaladas las anclas, se procederá a armar y colocar una trabe de borde en el inicio del túnel de subestación que se excavará (ver figura No 6.4.3). El colado de la trabe de borde podrá ser mediante concreto lanzado.

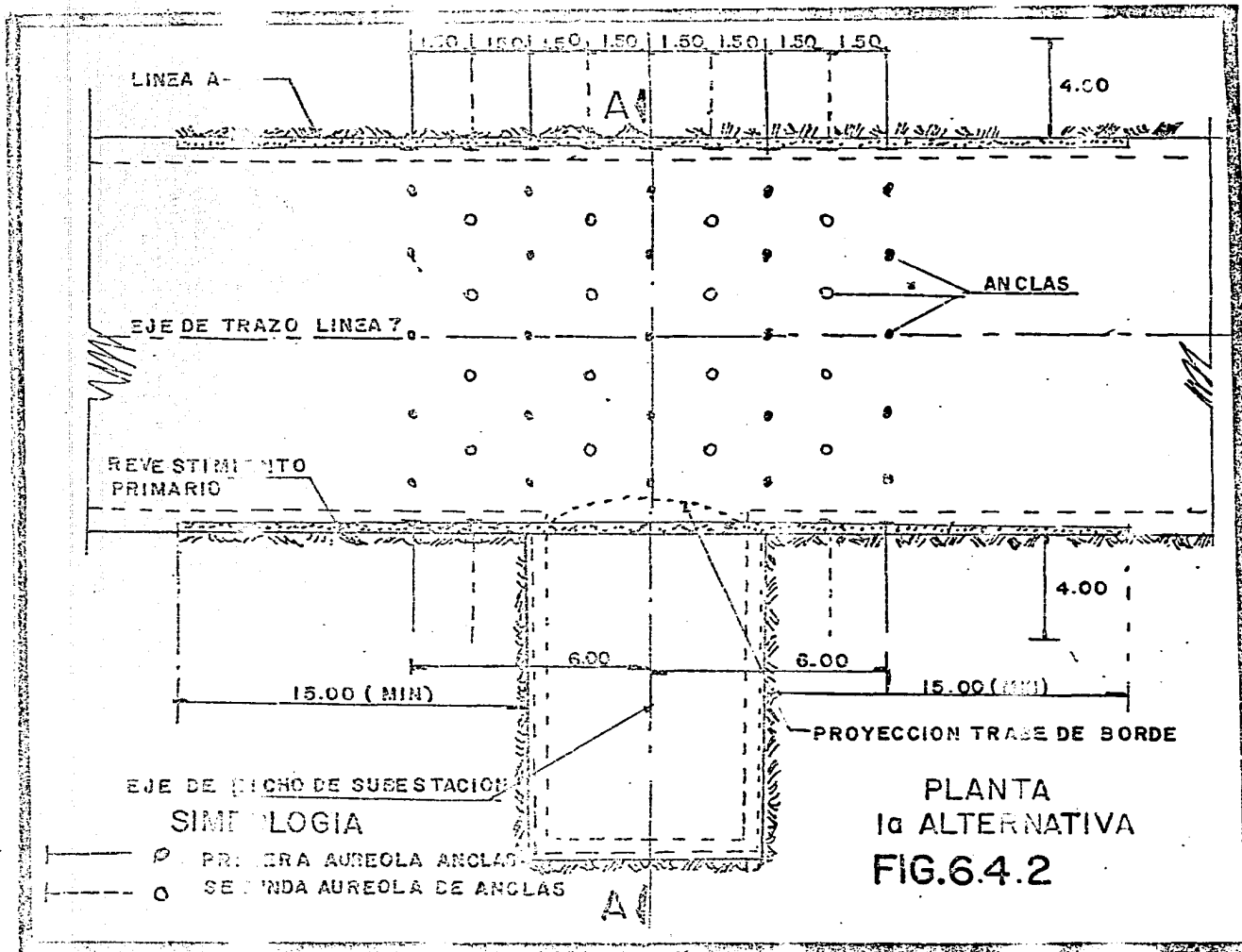
c) Cuando la trabe de borde haya alcanzado su resistencia de proyecto, se podrá iniciar la excavación del túnel.

SEGUNDA ALTERNATIVA .

Cuando en el túnel de metro se haya armado y colado el revestimiento definitivo, habiendo dejado las preparaciones necesarias en la salida del túnel de subestación; este se podrá excavar como sigue :

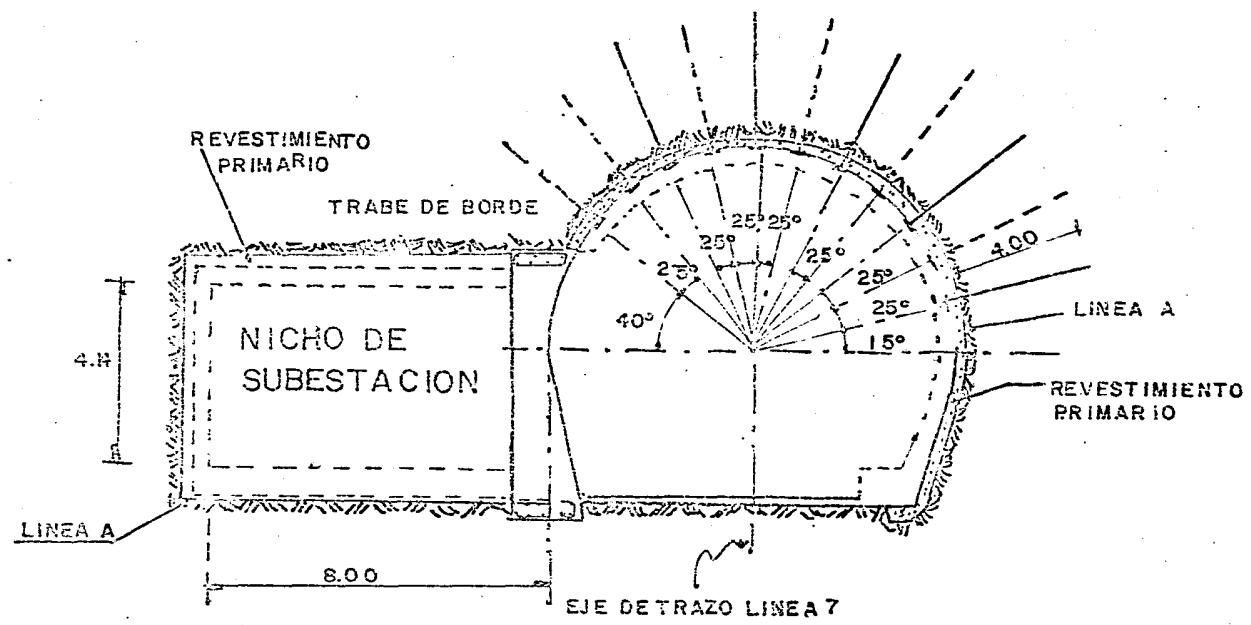
1). Se armará y colocará la trabe de borde en el inicio del túnel de subestación, como se muestra en las figuras Nos. 6.4.4 y 6.4.5.

2). Para iniciar la excavación del túnel, se realizará lo descrito en el inciso (c) de la primera alternativa.



PLANTA
 1ª ALTERNATIVA
 FIG.6.4.2

——— PRIMERA AUREOLA DE ANCLAS
 - - - SEGUNDA AUREOLA DE ANCLAS



la. alternativa

CORTE A-A

fig. 6.4.3

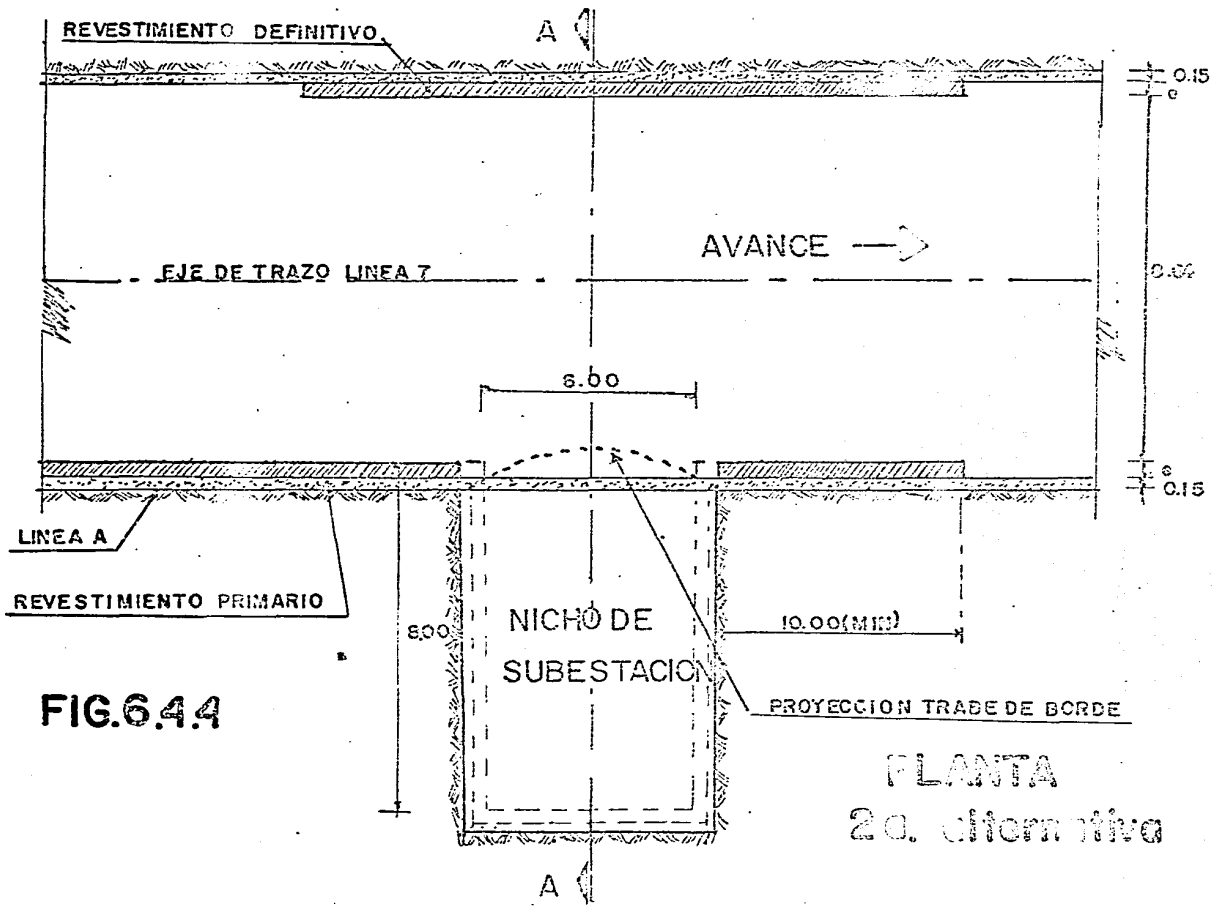
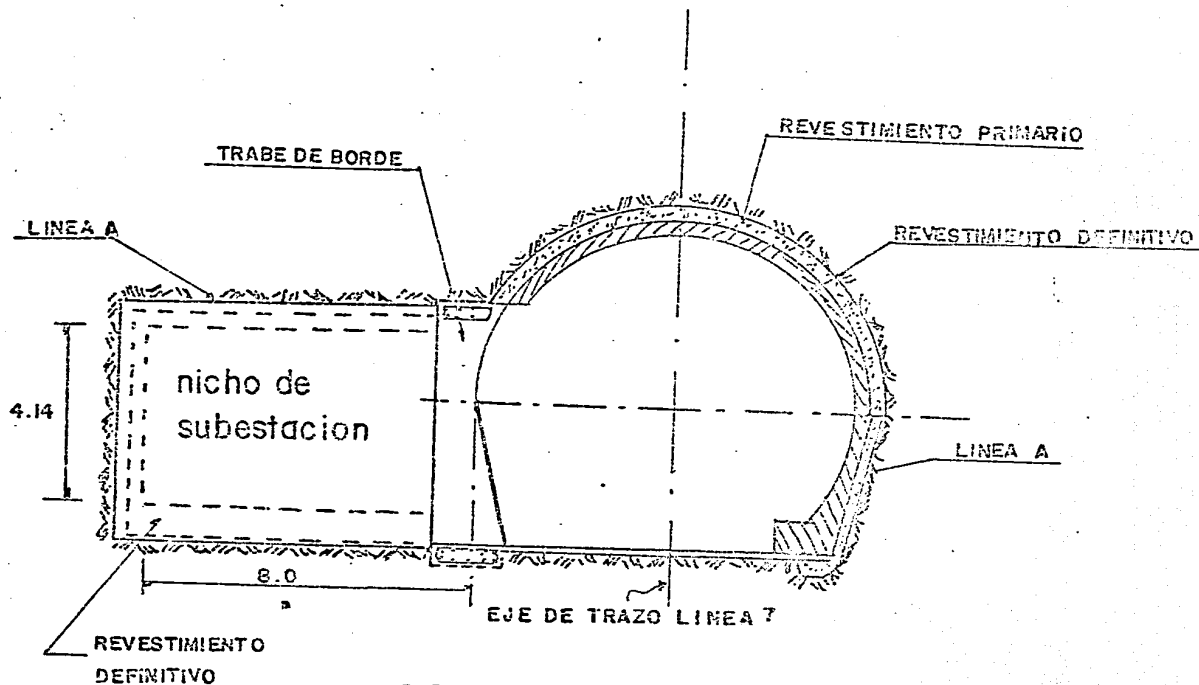


FIG.6.44

PLANTA
2a. alternativa



CORTE A-A

2a. alternativa

FIG. 6.45

6.5.- EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LA LUMBRERA AC-3A (12') EN EL CALZAMIENTO 13483.559 CORRESPONDIENTE AL TRAMO AUDITORIO-CONSTITUYENTES, DE LA LINEA 7 DEL METRO.

Con el fin de extraer la rezaga producto de la excavación y poder introducir el equipo necesario para construir el túnel que formará parte de la línea 7 del metro, será necesario construir la lumbrera AC-3A (12'), cuya localización se muestra en la figura No. 6.5.1.

Las dimensiones generales de la lumbrera y el proceso constructivo se indican a continuación.

6.5.1.- DIMENSIONES GENERALES DE LA LUMBRERA.

La lumbrera será de sección circular con un diametro libre de 10.20m; la sección excavada tendrá un diametro aproximado de 11.0m la estructura de retención estará constituida por concreto lanzado el cual funcionará como ademe provisional y el recubrimiento definitivo será a base de concreto reforzado.

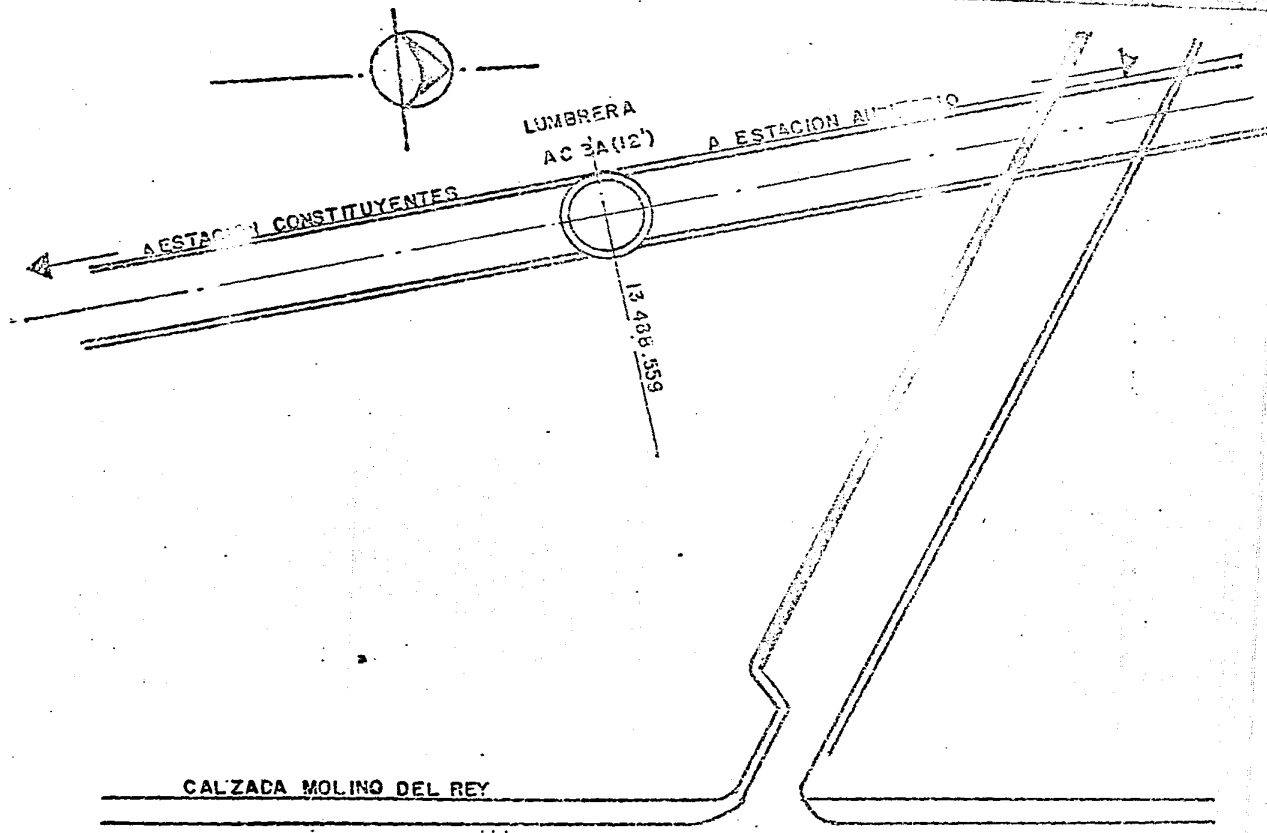
El desplante de esta lumbrera sera en el nivel 32.596 correspondiente a una profundidad máxima de excavación de 37.66m aproximadamente con respecto al terreno natural.

Las dimensiones generales de la lumbrera se muestran en la figura No. 6.5.2.

6.5.2.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

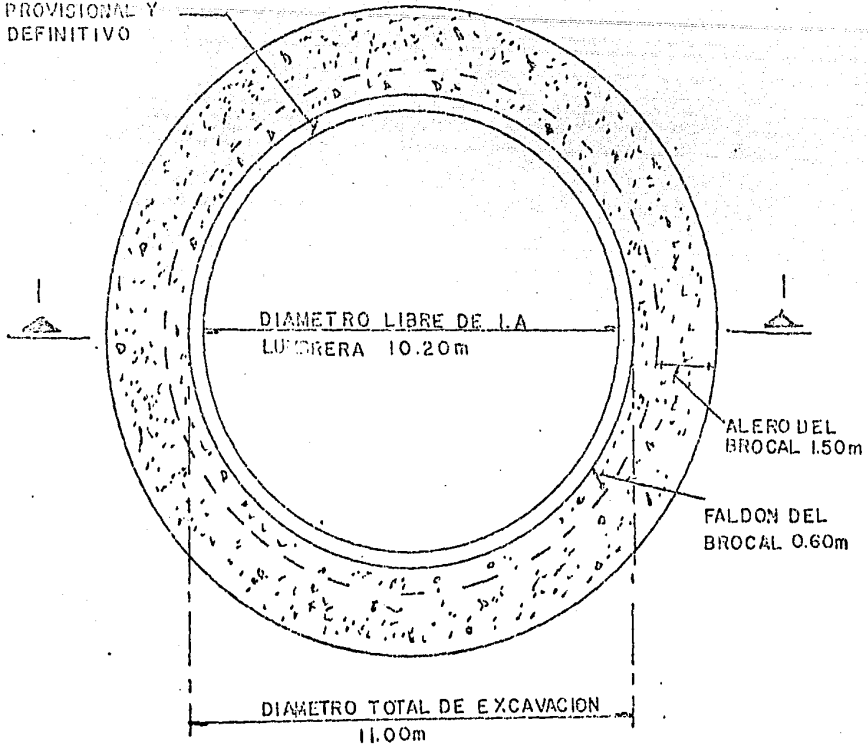
6.5.2.1.- CONSTRUCCION DEL BROCAL.

Una vez que sobre el terreno se haya definido el trazo de la lumbrera, se excavará a mano o con maquinaria en todo el perímetro



PLANTA DE LOCALIZACION LUMBRERA AC-3A(12') fig.6.5.1

ESPESOR PARA RECUBRIMIENTO
PROVISIONAL Y
DEFINITIVO



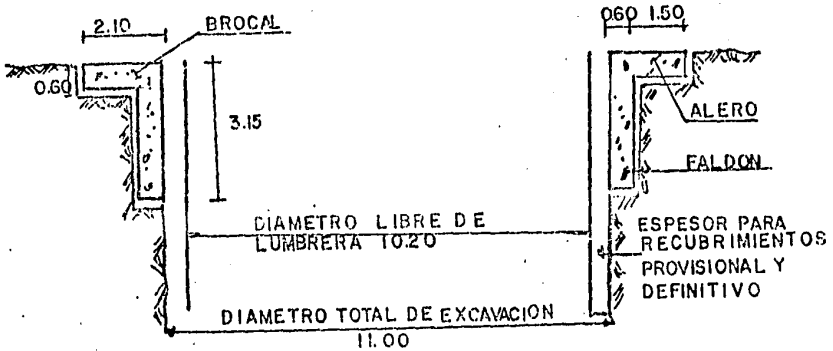
DIAMETRO LIBRE DE LA
LUMBRERA 10.20m

ALERO DEL
BROCAL 1.50m

FALDON DEL
BROCAL 0.60m

DIAMETRO TOTAL DE EXCAVACION
11.00m

PLANTA LUMBRERA AC-3A



DIAMETRO LIBRE DE
LUMBRERA 10.20

ALERO

FALDON

ESPESOR PARA
RECUBRIMIENTOS
PROVISIONAL Y
DEFINITIVO

DIAMETRO TOTAL DE EXCAVACION
11.00

CORTE 1-1

FIG. 6.5.2

exterior de la misma hasta una profundidad de 3.15m y en un ancho de 1.00m donde quedarán construidos los faldones del brocal, los cuales se colocarán por medio de una ciabra apoyada por puntales de 100x100 mm contra el terreno de la excavación. Los puntales se colocaran a cada 2.50m de separación horizontal y vertical se colocarán 2 niveles separados 1.50m entre sí.

La rama horizontal del brocal (alero) se constituye por una pequeña losa la cual servirá para que la máquina de excavación pueda rodar libremente sin peligro de que produzca algún caído en la superficie de la luabreria. Este brocal se construirá únicamente en el perímetro exterior de la luabreria. La sección del brocal se muestra en la figura número 6.5.2.

6.5.2.2.-EXCAVACION Y COLOCACION DEL CONCRETO LANZADO.

La excavación para la construcción de la luabreria se efectuará a cielo abierto entre una estructura de contencion constituida por concreto lanzado, reforzado con malla electroforjada del tipo 6"x6 -6/6. El espesor del concreto lanzado será de 15,0cm.

La excavación se llevará a cabo por tramos de 1.20m de profundidad cada uno hasta una profundidad de 10,0m respecto a la superficie del terreno. A partir de esta profundidad los tramos serán de 2.20m hasta alcanzar la profundidad máxima de proyecto.

En cada uno de los tramos se alterará la excavación, la colocación de la malla de acero y la colocación del concreto lanzado.

Este procedimiento se suspenderá hasta alcanzar la profundidad de proyecto, en donde se procederá de inmediato a colar una plantilla de 0.10m y una vez que esta haya sido usado se colara la losa de piso.

Una vez colada la losa de piso de la lumbrera, se iniciara la construcción del ademe definitivo, el cual consistirá en un recubrimiento de concreto armado, colado con ciabra convencional o con cimbrado elicante.

6.5.3.-PROTECCION DE LAS CAVERNAS QUE CONVERGEN EN LA LUMBRERA.

En el momento en que la excavación de la lumbrera detecte las cavernas reportadas por el estudio geotécnico, éstas deberán descubrirse totalmente para proceder enseguida a suspender la excavación y a protegerlas de la siguiente manera, ver figura No.6.5.3.

- 1) Se retirara del techo y de las paredes de las cavernas todo aquel material que este a punto de desprenderse.
- 2) Se colocara una malla de tela de gallinero en toda el área perimetral de la caverna.
- 3) Se aplicará un repellado con mortero cemento-arena en proporción 1:3 de 3.0cm de espesor.

Como una alternativa adicional para efectuar la protección de las cavernas, se podrá hacer uso, en caso necesario, de malla electroforjada de la especificada para la lumbrera y de concreto lanzado en sustitución de la tela de gallinero y del mortero, respectivamente.

A excepción de lo que se indica mas adelante, esta protección deberá darsele a todas aquellas cavernas que queden comprendidas dentro del área definida por un círculo de 30m de diámetro cuyo centro estará ubicado en el centro de la lumbrera.

Una vez que se le haya dado la protección antes descrita a cada una de las cavernas y principalmente a las que se han marcado con las letras "A" y "B" en la figura No. 6.5.3 se procederá a colocar en el interior de estas, material producto de la excavación colocado en costales (costalera) hasta formar un tapon provisional y enseguida se construirá en la entrada de cada caverna, un tapon definitivo constituido por un muro tapon de tabique de 28cm de espesor, - tal como se indica en las figuras Nos. 6.5.3 y 6.5.4.

Para el caso de la caverna "C", en vista de que esta tiene una altura muy reducida y que se localiza en forma tangencial a la lumbrera, la protección consistirá en lo siguiente:

a) Se construirán dos muros-tapon de tabique en los sitios que se indican en la figura No. 6.5.3.

b) A continuación se rellenará con material producto de la excavación el espacio confinado por los dos muros anteriores.

c) Se construirá un último muro de tabique, tangencial a la lumbrera confinando totalmente el relleno recién colocado.

d) Realizado lo anterior, se inyectará a través de siete barrenos previamente hechos en este último muro (ver figura No.6.5.5) una lechada de agua-cemento en proporción 2:1 hasta alcanzar un volumen de $3.0m^3$ como máximo en cada barrenos, la presión de inyección será de $0.1Kg/cm^2$.

Habiendo hecho todo lo anterior, se estará en condiciones de -- continuar con el proceso de excavación y ademaño de la lumbrera en la forma anteriormente descrita, ver figura No. 6.5.6.

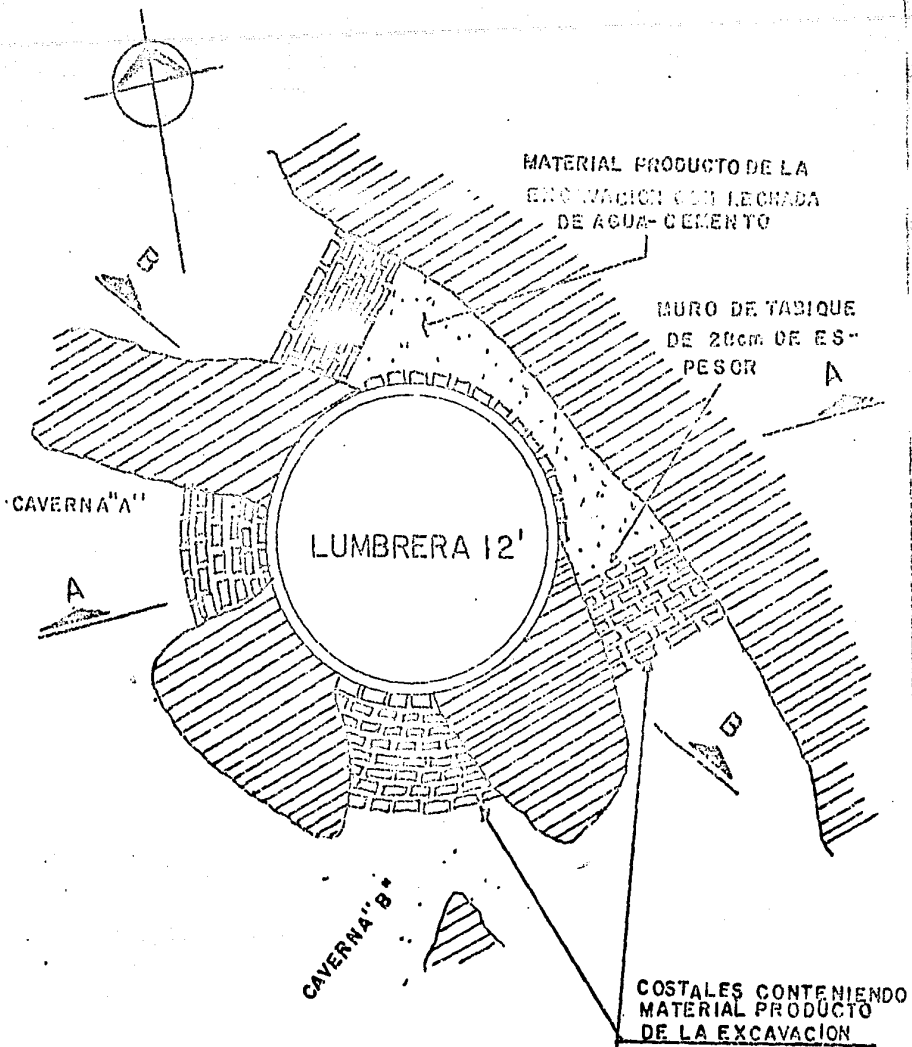
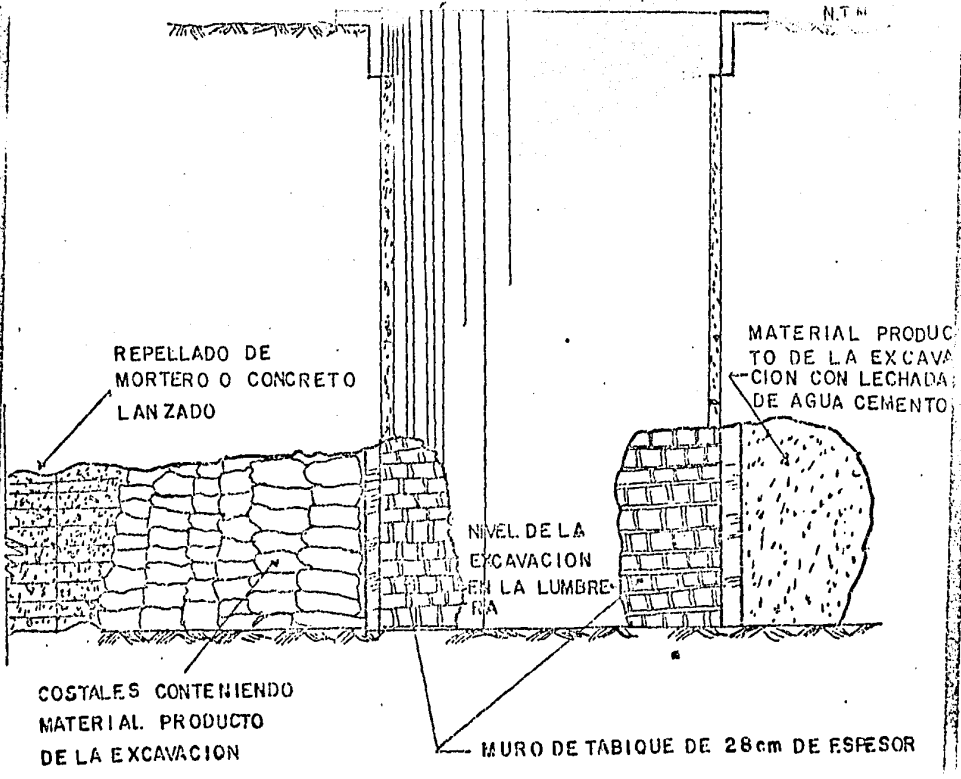


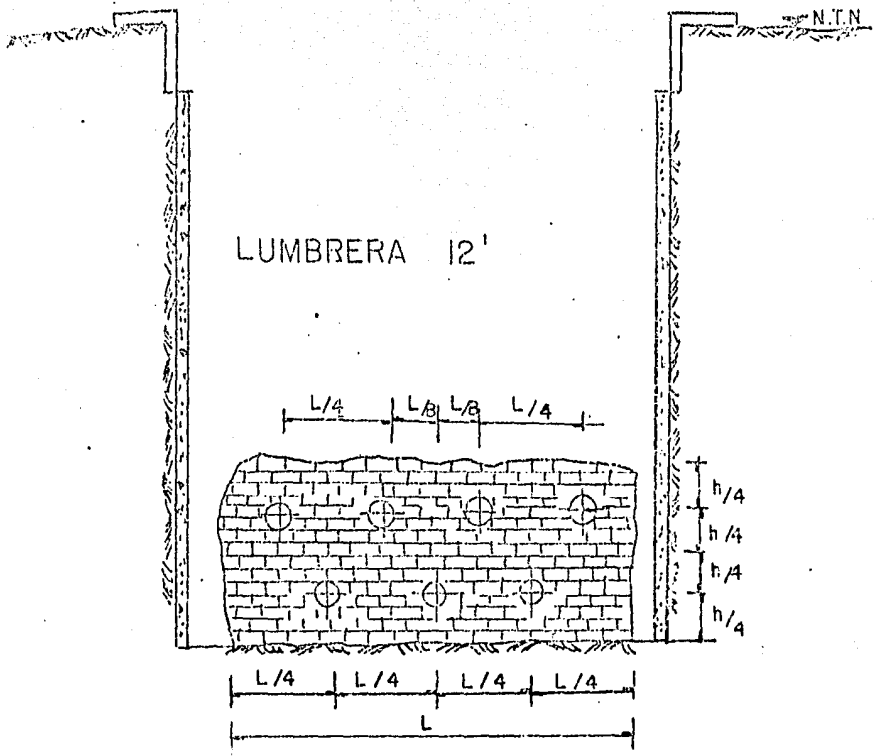
FIG. 6.5.3 PLANTA LOCALIZACION DE CAVERNAS

N.T.M



VISTA A-A

FIG. 6.5.4



CORTE B-B
 LOCALIZACION DE BARRENOS

fig. 6.55



CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

AC-3A
(12')

13+488.559

70260

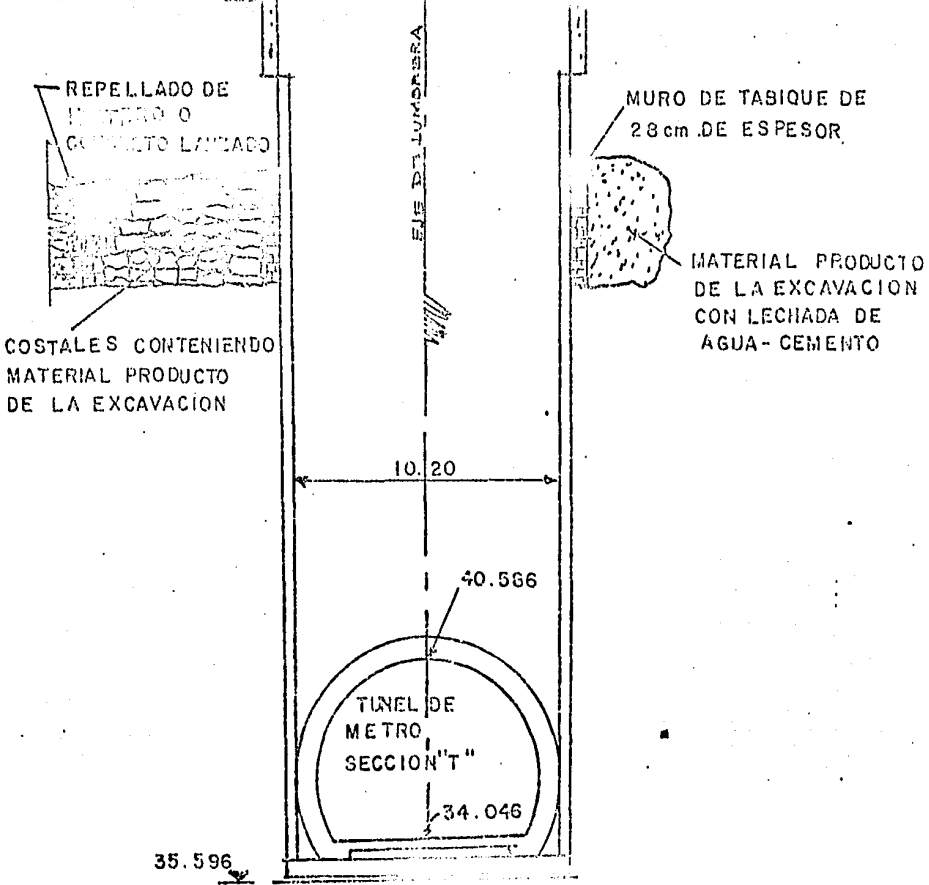


FIG. 6.56

LUMBRERA AC-3A(12')

C A P I T U L O V I I .

Control de calidad y materiales.

- 7.1.- Generalidades.
- 7.2.- Concreto normal.
 - 7.2.1.- Generalidades.
 - 7.2.2.- Suministro.
- 7.3.- Concreto lanzado.
 - 7.3.1.- Generalidades.
 - 7.3.2.- Funciones del concreto lanzado.
 - 7.3.3.- Método de aplicación.
 - 7.3.4.- Mezclas y control de calidad.
 - 7.3.5.- Equipo de colocación.
 - 7.3.6.- Acero de refuerzo.
 - 7.3.7.- Estructura metálica.
 - 7.3.8.- Lodos bentoníticos.
 - 7.3.9.- Balasto.
 - 7.3.10.- Tuberías de acero y concreto.
 - 7.3.11.- Asbesto-cemento.

C A P I T U L O VII.

CONTROL DE CALIDAD Y MATERIALES.

7.1 GENERALIDADES.

En la tercera etapa de ampliación de la red del Metro se ha puesto en marcha un programa de control de calidad, señalando los puntos de control, cuando sea necesario, para que se pueda detectar y corregir los errores, cuando éstos se presenten, antes de que se haya manera de corregirlo.

Asimismo, dado que es prácticamente imposible que el proyecto que se ha plasmado, hasta su menor detalle, en los planos y especificaciones durante la construcción se verifica el cumplimiento de los requisitos físicos del mismo: trazo, nivel, dimensiones, cantidad de materiales, preparaciones, resistencias, tolerancias etc., para captar posibles faltantes con oportunidad.

El proyecto define los controles de calidad para los materiales, mano de obra, y procedimientos que utiliza la constructora.

Una Empresa especializada presta los servicios para el control de calidad de los materiales, contando con personal técnico y equipo de ensayos en un laboratorio central, con el apoyo de laboratorios de campo distribuidos en las Líneas. Los reportes respectivos se dan a conocer directamente en campo a la constructora.

Se evalúan los resultados de los diversos ensayos, comparándolos con las especificaciones del proyecto ó con normas oficiales - (NOM, ASTM, SAHOP, ACl, AWS, AASHTO, ETC.)

A continuación se presenta una descripción de los materiales y del control de calidad al que son sometidos:

7.2 Concreto Normal.

7.2.1 Generalidades.

Este material es utilizado en la construcción de los accesos en -

estación, en el revestimiento definitivo de todo el túnel de andén, en la construcción de los accesos y en las losas de fondo de los demás túneles.

Este concreto tendrá una resistencia $f'c = 250 \text{ kg./cm}^2$ a los 28 días.

El concreto es suministrado por diversas empresas de premezclado. El tipo de concreto es de la clase "A" para la mayoría de las estructuras, excepto para elementos presforzados en que se exige clase "B".

El tamaño máximo del agregado grueso será en su mayoría de 19mm (3/4"), adecuado para las condiciones de armado y transportación por bombeo que se utilizará.

El tipo de cemento a utilizar se adecuará a las clases existentes en el mercado; siendo los recomendables los correspondientes a los tipos III y I, pero también podrá utilizarse el tipo C-2 puzolánico.

7.2.2 SUMINISTRO.

Debido a los grandes volúmenes que se vienen empleando, éstos son producidos en plantas premezcladoras instaladas en terrenos próximos a la obra; el transporte en superficie se hará en mezcladoras de tránsito y en el interior del túnel mediante bombas para concreto hidráulico. Para introducirlo al interior del túnel se colocan ductos sobre el tipo de la lumbrera colocando un tanque deflector y una tolva para recibirlo.

7.2.3. Control de calidad del Concreto.

Durante todos los colados, se llevan muestreos sistematicos del concreto, tomando cilindros para su ensaye a compresión.

El control de calidad de este producto se efectúa a través de compañías procesadoras sabiendo que la calidad del agua que se emplea para la fabricación es adecuada, así como el cemento que se produce en México cumple ampliamente con las normas de calidad de esta obra.

Por lo que se refiere a los agregados que se utilizan en la producción, son conocidas las deficiencias que presentan es la cantidad de agregados con los Bancos adyacentes a la zona metropolitana, ya que no cumplen con las especificaciones exigidas para esta obra, lo cual se aprecia en la siguiente tabla obtenida de base a recientes muestreos realizados en los Bancos de la periferia de la ciudad que se muestran en la Gráfica A.

El contenido de finos es alto y la densidad es baja en estos agregados. La granulometría no es adecuada, pero es corregible en el Banco mediante cribado y mezclas de materiales.

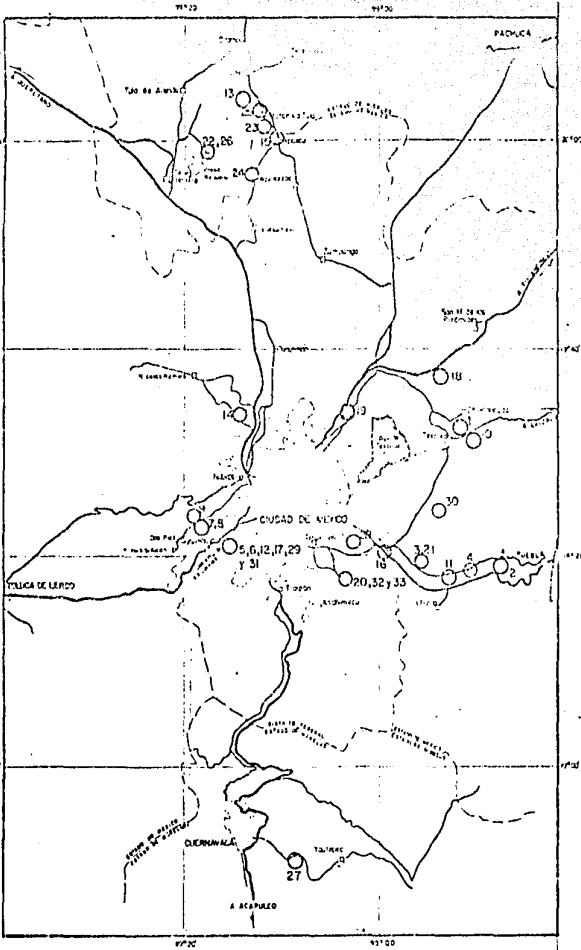
Con respecto al muestreo del concreto, en obra se mide su revenimiento al estar fresco, y cuando ha endurecido, mediante cilindros o conos para obtener resistencias a compresión simple, módulos de elasticidad y resistencia a tensión por flexión para pavimentos.

Los resultados de compresión se procesan para obtener valores de las variables estadísticas.

BANCO N°

NOMBRE

- | | |
|----|-----------------------------------|
| 1 | SAMPURIO |
| 2 | MILGROS |
| 3 | SAN ISIDRO |
| 4 | MOQUITAN |
| 5 | A HCONSA |
| 6 | LA FB |
| 7 | LA GUADALUPANA |
| 8 | CHAPARRAL |
| 9 | EL VAHANO |
| 10 | STO. TOMAS |
| 11 | PROCEBA |
| 12 | LA ESTRELLA |
| 13 | BETRAN |
| 14 | LA S.A. ATILAPAN |
| 15 | ATAX S.A. |
| 16 | TRIDA S.A. |
| 17 | PROCESADORA DE AGROALDOS (PLANTA) |
| 18 | XOMOTLA |
| 19 | CERRO GORDO |
| 20 | LA CHUITA |
| 21 | STA. BARBARA |
| 22 | CONSEJOS |
| 23 | TRITU-ROCK |
| 24 | EL HOYO |
| 25 | BENIFICADORA DE CAL |
| 26 | CHUBRAS DE AGUICED |
| 27 | TEJALPA |
| 28 | TEOLOTEPEC |
| 29 | TOTOLAPA |
| 30 | SAN VICENTE |
| 31 | LA MEXICANA |
| 32 | XAHUELITE |
| 33 | XALTEPEC. |



GRAFICA "A"

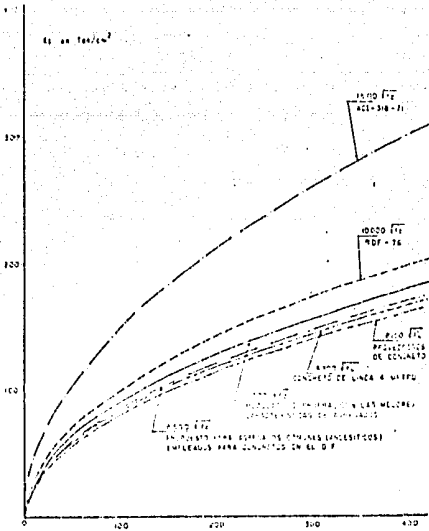


Figura No. 1. Módulo de elasticidad estático en relación con la resistencia a compresión, obtenidos con agregados comunes empleados en el Distrito Federal.

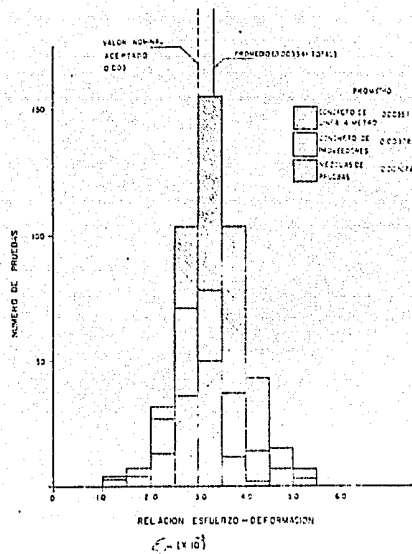


Figura No. 3 Histograma, resultados de la deformación última medida al esfuerzo máximo en los concretos.

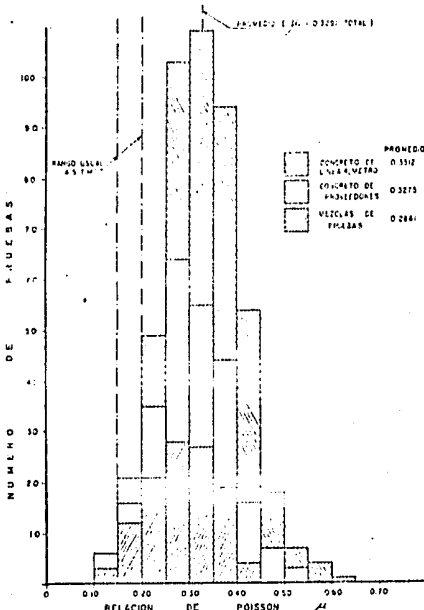


Figura No. 2 Histograma de resultados de pruebas de relación de Poisson en concretos.

Sumario de Pruebas
11 de Julio

NO. DE PRUEBA	RESISTENCIA A LA COMPRESION (f'c)	DEFORMACION ULTIMA (epsilon_u)	RELACION ESFUERZO-DEFORMACION (epsilon_x 10^3)	RELACION DE POISSON
1	100	0.002	10	0.25
2	100	0.003	15	0.25
3	100	0.004	20	0.25
4	100	0.005	25	0.25
5	100	0.006	30	0.25
6	100	0.007	35	0.25
7	100	0.008	40	0.25
8	100	0.009	45	0.25
9	100	0.010	50	0.25
10	100	0.011	55	0.25
11	100	0.012	60	0.25
12	100	0.013	65	0.25
13	100	0.014	70	0.25
14	100	0.015	75	0.25
15	100	0.016	80	0.25
16	100	0.017	85	0.25
17	100	0.018	90	0.25
18	100	0.019	95	0.25
19	100	0.020	100	0.25
20	100	0.021	105	0.25
21	100	0.022	110	0.25
22	100	0.023	115	0.25
23	100	0.024	120	0.25
24	100	0.025	125	0.25
25	100	0.026	130	0.25
26	100	0.027	135	0.25
27	100	0.028	140	0.25
28	100	0.029	145	0.25
29	100	0.030	150	0.25
30	100	0.031	155	0.25
31	100	0.032	160	0.25
32	100	0.033	165	0.25
33	100	0.034	170	0.25
34	100	0.035	175	0.25
35	100	0.036	180	0.25
36	100	0.037	185	0.25
37	100	0.038	190	0.25
38	100	0.039	195	0.25
39	100	0.040	200	0.25
40	100	0.041	205	0.25
41	100	0.042	210	0.25
42	100	0.043	215	0.25
43	100	0.044	220	0.25
44	100	0.045	225	0.25
45	100	0.046	230	0.25
46	100	0.047	235	0.25
47	100	0.048	240	0.25
48	100	0.049	245	0.25
49	100	0.050	250	0.25
50	100	0.051	255	0.25
51	100	0.052	260	0.25
52	100	0.053	265	0.25
53	100	0.054	270	0.25
54	100	0.055	275	0.25
55	100	0.056	280	0.25
56	100	0.057	285	0.25
57	100	0.058	290	0.25
58	100	0.059	295	0.25
59	100	0.060	300	0.25
60	100	0.061	305	0.25
61	100	0.062	310	0.25
62	100	0.063	315	0.25
63	100	0.064	320	0.25
64	100	0.065	325	0.25
65	100	0.066	330	0.25
66	100	0.067	335	0.25
67	100	0.068	340	0.25
68	100	0.069	345	0.25
69	100	0.070	350	0.25
70	100	0.071	355	0.25
71	100	0.072	360	0.25
72	100	0.073	365	0.25
73	100	0.074	370	0.25
74	100	0.075	375	0.25
75	100	0.076	380	0.25
76	100	0.077	385	0.25
77	100	0.078	390	0.25
78	100	0.079	395	0.25
79	100	0.080	400	0.25
80	100	0.081	405	0.25
81	100	0.082	410	0.25
82	100	0.083	415	0.25
83	100	0.084	420	0.25
84	100	0.085	425	0.25
85	100	0.086	430	0.25
86	100	0.087	435	0.25
87	100	0.088	440	0.25
88	100	0.089	445	0.25
89	100	0.090	450	0.25
90	100	0.091	455	0.25
91	100	0.092	460	0.25
92	100	0.093	465	0.25
93	100	0.094	470	0.25
94	100	0.095	475	0.25
95	100	0.096	480	0.25
96	100	0.097	485	0.25
97	100	0.098	490	0.25
98	100	0.099	495	0.25
99	100	0.100	500	0.25

Tabla No. 1

7.3 Concreto Lanzado.

7.3.1 Generalidades.

El concreto lanzado ha venido a revolucionar las técnicas de excavación y soporte de obras subterráneas. Su aplicación en todo tipo de obras de ingeniería civil y minería se extiende cada día más. A continuación se explican sus notables características, que son la base de sus magníficos resultados.

El concreto lanzado se define (ACI - ⁵⁰⁶ SCC - ⁶⁶ GG) como "Mortero o concreto conducido a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad contra una determinada superficie".

La Allentown Cement Company patentó, en 1909, el mortero lanzado, al que llamo "Gunito", y una máquina lanzadora "Cement Gun". Su empleo por primera vez, en una obra subterránea, se estima que fue en 1914, en la mina experimental de Brucetown, de la oficina de minas de Pittsburgh. Posteriormente se ha aplicado como protección de superficies de roca, contra el deterioro por intemperismo y , en ocasiones, como medida de soporte temporal.

El concreto lanzado ha probado su efectividad en la prevención del aflojamiento de la roca en una gran variedad de condiciones geológicas. Su uso es particularmente útil en rocas blandas. Ha sustituido a los métodos convencionales alpinos de ataque en galerías múltiples, al permitir, con seguridad, el avance a sección completa o a media sección y banqueo.

En varios casos es viable y más expedito que el tablestacado llevado adelante del frente en excavaciones subterráneas, donde este sistema hubiera sido indispensable de no

contarse con el concreto lanzado.

7.3.2 Funciones del Concreto Lanzado.

Se han formulado una gran variedad de ideas acerca de la manera en que el concreto lanzado cumple su función como soporte y protección de la roca. Entre las cuales figuran las mencionadas por C. Alberts (1963-1965), representante de la técnica sueca, quizá sean los más generalmente aceptados como componentes de dicha función.

- a) El concreto lanzado se introduce con fuerza en las juntas abiertas, las fisuras y las irregularidades de la superficie de la roca, cumpliendo en esta forma, la misma función de liga que la del mortero en un muro de mampostería.
- b) El concreto lanzado impide la filtración del agua a través de las juntas y de las fisuras en la roca y , por lo tanto, evita la socavación o erosión de los materiales de relleno de las juntas, así como el deterioro de la roca por el aire y el agua.
- c) La adhesión del concreto lanzado a la superficie de la roca, y su propia resistencia al esfuerzo cortante, impiden, en una gran medida, la caída de bloques sueltos de roca, desde el techo del túnel.
- d) Una capa continua de concreto lanzado (15 a 20 cm.), constituye un soporte estructural, ya sea en forma de un anillo completo o de un elemento fijo en forma de arco.

Algunos comentarios de A.A. Matthews de U.S.U. acerca del concreto lanzado se refieren a ¿Qué es lo que permite que una capa relativamente delgada de concreto lanzado haga las veces de un ademe pesado de marcos de acero o de un revestimiento de concreto?
"Desde luego, el hecho de que el aditivo produce un fraguado muy

Las rocas muy quebradas y frágiles, las brechas, los aglomerados y los conglomerados sueltos, y los materiales plásticos blandos, pueden formar grandes o extensas zonas de tensión antes de que el concreto lanzado se aplique.

En estos casos, el anclaje sistemático ha demostrado incrementar la cohesión y preservar la integridad de estos materiales contra la relajación o desintegración y el deterioro. En esto se basa el Nuevo Método Austriaco de Tendido, una de las técnicas aplicadas en los más asombrosos proyectos de los últimos tiempos.

Para que el revestimiento de concreto lanzado de buenos resultados, su interacción con la roca debe ser tal que se impida el movimiento continuo de ésta. Su verdadera función es más bien de colaboración con ella. En otras palabras, el objeto del concreto lanzado es el de mantener el equilibrio de la roca alrededor del túnel, reforzando su capacidad de autoporte, más bien que tratar de reemplazar o reproducir las propiedades de soporte de la roca que se removió del túnel al excavar.

La gran ventaja del concreto lanzado es que se puede aplicar muy rápidamente para soportar toda la periferia de una excavación subterránea, ya sea perforada con máquina o excavada con explosivos. Tiene, además, una gran flexibilidad para aplicarse en cualquier momento y para trasladarse con otras actividades del proceso de excavación, con lo cual se logran importantes ahorros de tiempo en el ciclo de trabajo.

7.33 Método de Aplicación.

Existen dos procedimientos para aplicar el concreto lanzado:

El de mezcla húmeda y el de mezcla seca.

El primero consiste en mezclar cantidades medidas de agregados, cemento y agua, introducir la mezcla resultante en un recipiente para de ahí conducirla neumáticamente a través de una manguera y expulsarla finalmente por una boquilla.

Tiene la ventaja de que se lleva un control rígido de la relación agua-cemento de la mezcla. Pero el equipo disponible maneja agregado máximo de solo 9.5 mm (3/8").

Por otra parte, como los aditivos, por su acción rápida, no es posible añadirlos antes de la boquilla, es imposible lograr un mezclado completo de los mismos, ya sea que vengan en forma de polvo o en forma de líquido; por ello el producto no llega a adherirse bien del todo a superficies húmedas. Al tener una relación agua-cemento predeterminada, se presta menos a la flexibilidad de aplicación que se requiere, sobre todo en trabajos subterráneos, cuando las condiciones del terreno son cambiantes y obligan a variar rápidamente la cantidad de agua. Lleva, además, los riesgos de taponamiento inherentes a todo concreto bombeado cuando por alguna causa se interrumpe el suministro o la expulsión.

Este método se considerará adecuado para emplearse con operadores poco capacitados y, en particular en los accesos de pequeñas dimensiones a minas, los cuales en su mayor parte están secos.

El procedimiento de mezcla seca consiste en una revoltura de agregados, algo húmedos, y cemento, que es (aumentar) a una
alimentada.

máquina lanzadora, de la cual se envía en un chorro de aire a presión a través de una manguera hasta la boquilla de expulsión. El agua de hidratación se añade en la boquilla misma, inmediatamente antes de la expulsión. La cantidad de agua la regula manualmente el lanzador. Los aditivos en polvo se añaden en la mezcla seca cuando ésta se alimenta a la máquina lanzadora; si se usan aditivos líquidos, éstos se mezclan con el agua de hidratación antes de llegar a la boquilla.

El procedimiento de mezcla seca es el más extensamente empleado para aplicar concreto lanzado agregado grueso, particularmente en obras subterráneas.

7.3.4 MEZCLAS Y CONTROL DE CALIDAD.

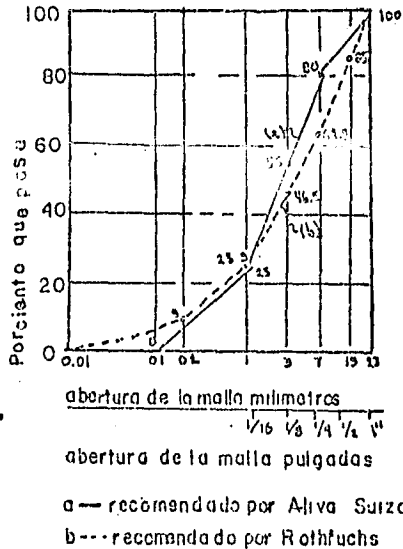
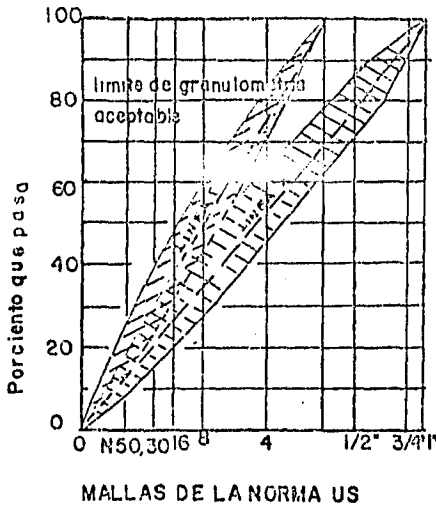
La cantidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales que lo componen, de la granulometría de los agregados, de la relación agua-cemento y del grado de compactación.

La densidad de sólidos de los agregados debe ser 2.50 a 2.65 y el módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2.5 y 3.0. Para agregados fuera de estos límites el contenido de cemento requiere ajuste.

El agregado debe cumplir con las normas ASTM y estar bien graduado. Así puede obtenerse compactación óptima, máxima densidad, impermeabilidad y resistencia a la compresión y mínimo rebote. El agregado compuesto por partículas alargadas y aplanadas del que contiene partículas astillables no da buena compactación y requiere corrección de las mezclas en los contenidos de agua y cemento.

Es el agregado grueso el que da estructura a la mezcla y el que la compacta al martillarla con presiones de 3 a 5 Kg/cm.²

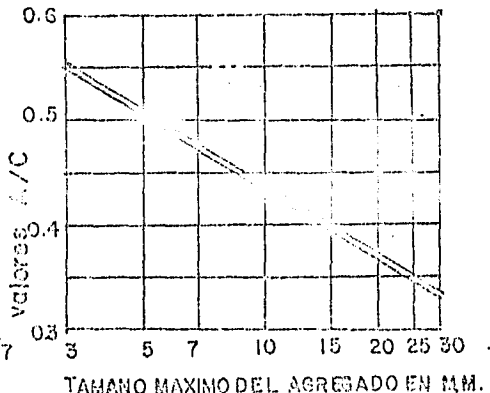
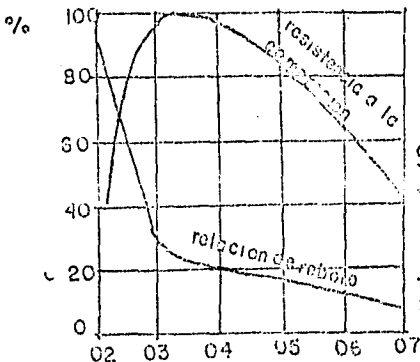
limites de granulometria recomendables con tamanos maximos de agregado de 9,5 y 19 mm (3/8" y 3/4")



CONCRETO LANZADO AGREGADOS ROTHFUCHS

CONCRETO LANZADO AGREGADOS GRUESOS

RELACION AGUA/ CEMENTO EN FUNCION DE OTRAS CARACTERISTICAS



EFFECTO DE LOS VALORES DE A/C (SEGUN LINDER)

contenido del cemento con si ante segun Linder

El contenido de cemento viene determinado por los requisitos de resistencia y por el tamaño máximo del agregado. Requisitos exagerados de resistencia implican un contenido de cemento excesivo. Lo que dá lugar a contracciones y agrietamientos también excesivos.

Es interesante anotar que la pasta ya aplicada suele tener un mayor contenido relativo de cemento que la mezcla seca y una relación agua-cemento algo más baja que el concreto normal, debido al rebote o desperdicio, el cual está formado principalmente por grava y el menor grado por arena y lechada que se desprenden de la pasta por el impacto del chorro.

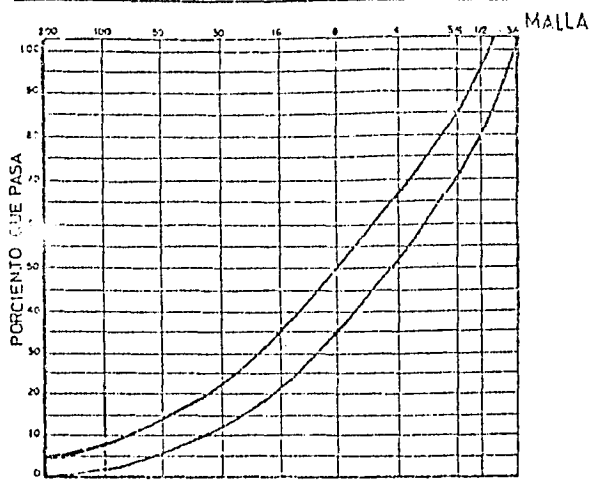
El agua debe cumplir con los requisitos que se exigen para el concreto común, es decir, debe ser limpia y estar libre de limo y materia orgánica, álcalis y otras sales minerales disueltas.

La relación agua-cemento óptima para lograr máxima resistencia, se presenta en el punto de máxima densidad.

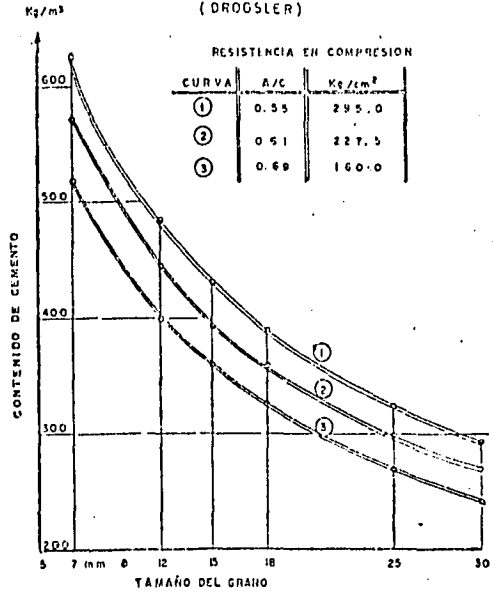
El objetivo debe ser entonces colocar el material en la consistencia estable más húmeda posible, o sea, en el punto de abolsamiento o cedencia incipiente. El operador o lanzador, puede darse cuenta que se ha alcanzado ese punto cuando aparece en la superficie del concreto fresco un lustre de humedecimiento ligero.

LIMITES DE GRANULOMETRIA ESPECIFICADOS PARA LAS OBRAS DEL DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

CONCRETO LANZADO LIMITES GRANULOMETRICOS



RELACION CEMENTO-TAMAÑO DE GRANO - CALIDAD (DROGSLER)



Mezclas muy húmedas de agregados y cemento producen taponamientos de las mangueras o tuberías de conducción y aumentan las velocidades de hidratación a niveles inaceptables. Mezclas muy secas dan problemas de no uniformidad del humedecimiento en la boquilla, lo que aumenta el polvo durante el lanzamiento y reduce la compactación.

Los aditivos enérgicos, endurecedores y acelerantes del fraguado, producidos en la Europa Alpina y cuyo uso se ha extendido después al resto del mundo, dan al concreto lanzado algunas de sus características más apreciadas, a saber, el poder aplicarse en terreno húmedo mojado y el poder controlar fuertes filtraciones de agua.

Los principales ingredientes activos son: aluminato de sodio, hidróxido de sodio, con carbonatos de sodio, potasio y calcio e hidróxido de calcio como catalizadores. Debe verificarse la compatibilidad del acelerante con el cemento empleado; sus ingredientes pueden variarse (en sus proporciones relativas) para adaptarlos a los cuatro componentes principales del cemento Portland.

Las dosificaciones de aditivo varían normalmente entre 2 y 6% del peso del cemento.

El aditivo permite aumentar el espesor de las capas de concreto lanzado; el fraguado rápido y endurecimiento que provoca, le da al revestimiento resistencia para soportar tronadas a las pocas horas de aplicado, reduce además el rebote.

En las primeras aplicaciones, cuando el espesor es muy delgado, se suele emplear más cantidad de aditivo para lograr una alta adhesividad aún a costa de una resistencia a la compresión más baja (hasta 30% menor que el concreto no acelerado). Las capas posteriores pueden llevar menos aditivo y su detrimento en la resistencia a la compresión será insignificante.

Un fragado inicial máximo de 1 1/2 horas y uno final de 12 horas son los que se especifican normalmente, pero estos tiempos son demasiado largos, sólo útiles para trabajos de recubrimiento. Si se quieren dominar las filtraciones de agua y soportar el terreno de poca cohesión, se requieren tiempos de fragado inicial y final muy cortos. Para el túnel de drenaje profundo de la Ciudad de México, se ensayaron pastas de mortero con distintos aditivos y cementos y se lograron tiempos de 30 a 120 segundos.

En el caso del tramo del Metro Auditorio - Constituyentes deberá emplearse un aditivo que garantice en el concreto lanzado una resistencia de 90 Kg/cm², a las 24 horas. Que cumpla en cuanto a sus características con la norma ASTM C - 191 en los siguientes requisitos:

- Tiempo de fragado inicial (máximo). 3 minutos.
- Tiempo de fragado final (máximo). 12 minutos.
- Resistencia a la compresión simple de la pasta, a una edad de 8 horas, en cubos de 5 cm. de lado. 60 Kg/ cm² (mínimo)

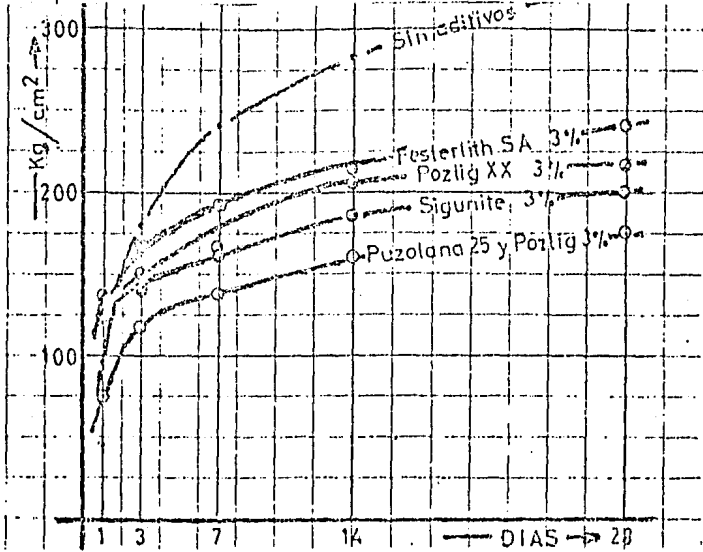
Aunque la literatura sueca habla de resistencia de 300 a 700 Kg/cm² para la compresión a los 28 días, es más real hablar de valores entre 150 y 300 Kg/cm², que para fines estructurales, son suficientes. Las resistencias al corte y a la flexión - tensión dependen de la resistencia a la compresión.

Refiriéndose al control de calidad, dado que el concreto lanzado es una operación pesada, requiere una vigilancia constante para evitar que el lanzador, al bajar con velocidad, deje huecos en el concreto e al mismo tiempo el espesor de concreto que pueden acarrear fatales consecuencias.

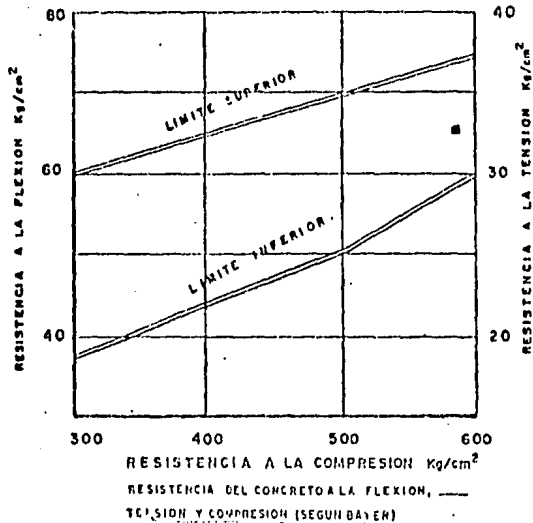
Se deben colocar maestras a espaciamientos de 1.5 a 2 m. para controlar el espesor del concreto en forma aproximada. Para certificar el espesor deben perforarse unos tres barrenos de 64 mm. (2 1/2) por ciclo en puntos elegidos al azar y en zonas críticas.

RESISTENCIAS A COMPRESION

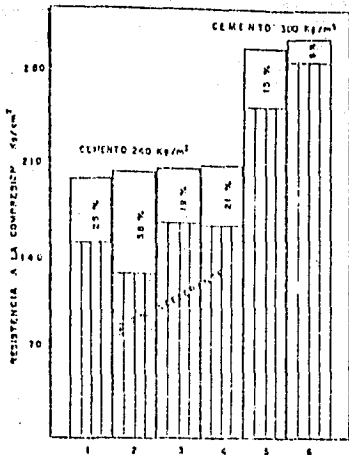
De cada muestra de prueba se obtuvieron núcleos de 7.1 cm (2 3/4" de diámetro para determinar la resistencia a compresión del concreto colocado, a edades de 1, 3 y 14 días. Los resultados actualmente disponibles, son:



* Las resistencias a compresión que se reportan, corresponden a al promedio de 2 especímenes cilíndricos de 7.1 cm de diámetro por aproximadamente 13 cm de altura. Estas resistencias han sido corregidas tomando en cuenta la esbeltez de los especímenes y están referidas a un valor de $h/d = 2$.

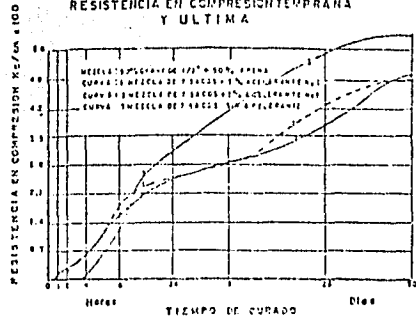


RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FLEXION, —
TENSION Y COMPRESION (SEGUN DAYEN)

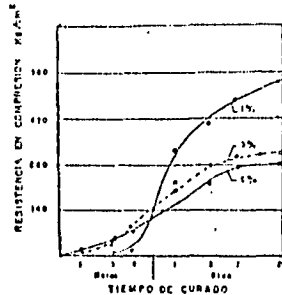


DECRECIMIENTO EN LA RESISTENCIA A COMPRESION CON EL USO DE ACELERANTES (DE 240 PRUEBAS EN CONCRETOS CON UN CONTENIDO DE 300 Kg/m³ 6 CEMENTOS DIFERENTES CON Y SIN ACELERANTES) (SEGUN LIEFF)

EFFECTOS DE LOS ACELERANTES EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION TEMPRANA Y ULTIMA



(SEGUN JAN BLANCK, 1973)

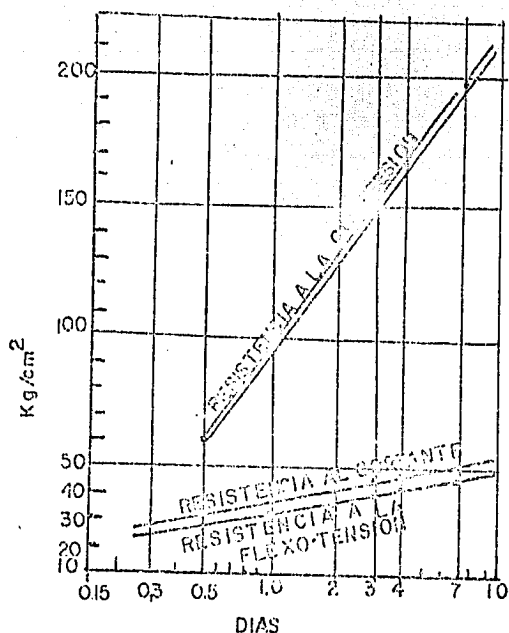


Resistencia en compresion Mezcla de 3 sacos, acelerante TRICOSAL. (SEGUN ANDERSON Y FOAD, 1973)

Las especificaciones más generalizadas establecen las siguientes resistencias a la compresión tempranas para un concreto de 280 kg/cm² con 3 a 4% de acelerante en peso del cemento.

Tiempo de Fraguado	Resistencia a la compresión
Horas	Kg/cm²
2	14 - 18
12	56 - 60

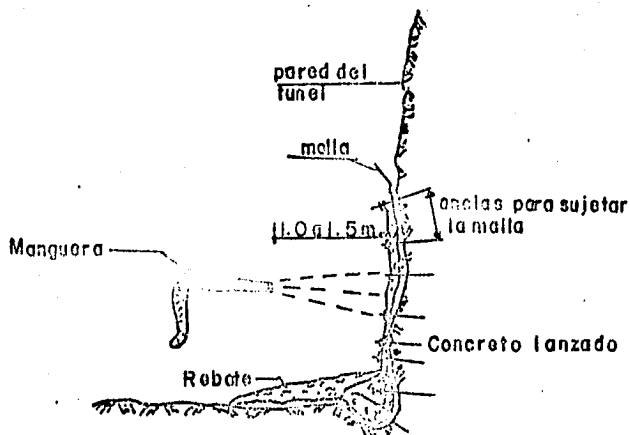
Rabcewicz muestra que la resistencia a la flexión alcanza el 50% de la correspondiente a la compresión a las 12 horas y el 30% después de dos días.



segun Rabcewicz

RESISTENCIA TEMPRANA RELATIVA

DETALLE DE LANZADO



Por cada 50cm³ de concreto lanzado que se aplique en la superficie excavada, deberá extraerse una muestra por medio de una artesa de madera con las dimensiones que se muestran en la figura No. 9.2. La artesa la formará el lanzador produciendo por entero las condiciones del lanzado que efectúa normalmente. La artesa se mantendrá firmemente sujeta en una de las paredes de la excavación de manera que al lanzar sobre ella el concreto no se mueva o caiga. No se moverá la artesa antes de 12 horas de haberse lanzado. A partir de entonces se trasladará al laboratorio, cuidándose que a la muestra no se le produzcan impactos desde su transporte a la superficie y al laboratorio central. En caso de ser necesario el uso de vehículos para el desplazamiento de las muestras, estas deberán empacarse en cajas de manera robusta o en otro recipiente apropiado, rodeados de arena o aserrín húmedos, o de otro material de empaque que sea adecuado. Al recibirse en el laboratorio deben colocarse inmediatamente en las condiciones de curado requeridas, a 23[±] 2°C ó sumergidas en agua a una misma temperatura si se almacenan en el laboratorio de la obra.

A una edad mínima de 70 horas se extraerán 2 especímenes de 3" de diámetro y se ensayarán a compresión simple a la edad del concreto de 72 horas. El resto de la muestra deberá guardarse en un cuarto húmedo o curarse en agua hasta alcanzar 28 días de edad del concreto. Si no se obtienen especímenes sanos especialmente a las 70 horas de edad, la muestra deberá desecharse y se notificará al frente de trabajo para que se obtenga una muestra nueva.

21-17

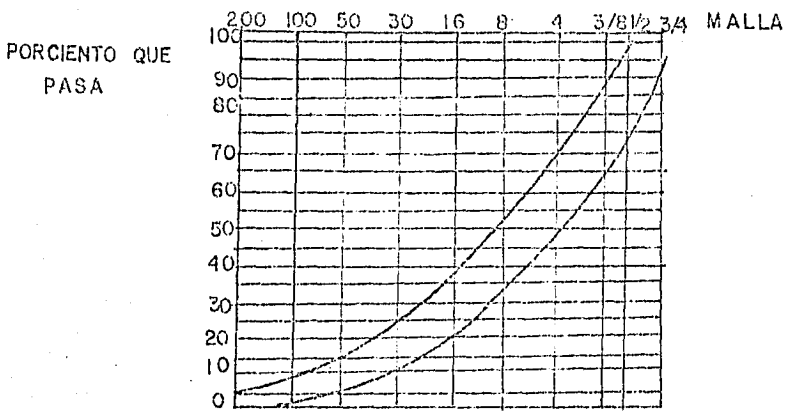
Todos los especímenes que no se prueben de inmediato deberán guardarse en un cuarto húmedo o sumergirse en agua a una temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$.

Una vez por semana como mínimo y al tiempo que se forma la muestra en el lugar, deberá obtenerse una muestra de la mezcla seca (sin acelerante pero con cemento), teniendo cuidado de no compactarla; inmediatamente después trasladarse al laboratorio donde se le determinará su humedad y su contenido de cemento; al igual se obtendrá una muestra de la mezcla de agregados para determinar el contenido de agua, la granulometría y el % de partículas menores que la malla No. 100, para que la determinación del contenido de cemento de la muestra pueda obtenerse con la mayor precisión. Las muestras de mezcla seca y de agregados corresponderán a la mezcla que se use en el lanzado de la artesa.

De los agregados en obra se obtendrán muestras, una cada 500m², y/o una muestra por semana como mínimo, para realizar en ellos las pruebas especificadas en la figura No. 9.1 de estas especificaciones.

La frecuencia de los muestreos podrá variarse lo así requerirse.

Límites Granulométricos



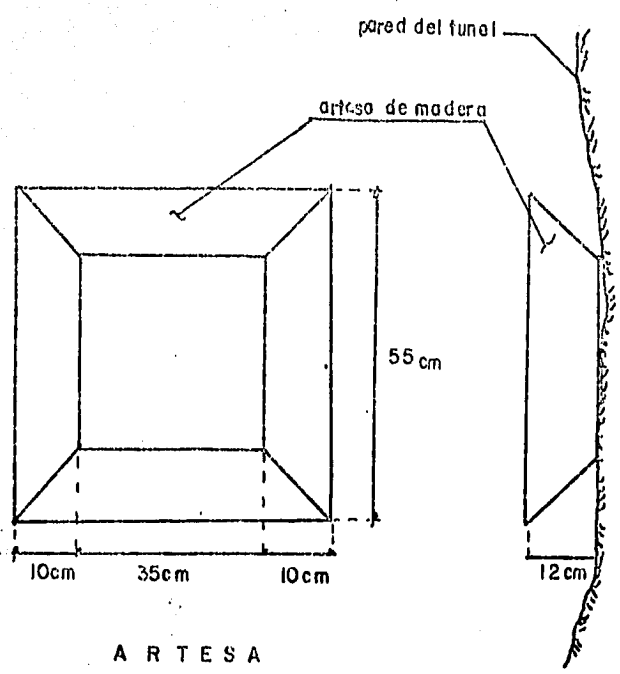
Límites máximos de sustancias y requisitos de propiedades físicas del agregado fino y grueso expresados en porcentaje en peso de la muestra total.

PRUEBA	ARENA	GRAVA
Grumos de arcilla y partículas desmenuzables.	3.0	4.0
Material que pasa por la malla No. 200.	(1) 5.0	(2) 2.0
Carbón y lignito	1.0	0.5
Pérdida por abrasión	---	50.0

NOTAS:

(1) En el caso del material fino que pasa por la malla No. 200, que es producto de la desintegración de pedruscos, el porcentaje límite se incrementará a un 105.

(2) En el caso de agregados triturados, si el material que pasa por la malla No. 200, es el producto de la fractura de rocas arenosas de arcilla y/o pizarras, este límite puede incrementarse a 5%.



A R T E S A

El trayecto de madera de 19mm. de espesor, con lo que se utilizará una malla de 125 para evitar vibraciones durante el lanzamiento.

Las Artesas podrán reutilizarse siempre que no hayan sufrido daño alguno.

En cuanto a la dosificación y mezclado se acostumbra agrupar por los agregados en tres fracciones para ser mezclados: de 19 a 9.5 mm. (3/4" a 3/8"), de 9.5 mm. (3/8") a menor de la palle No. 4 y arena.

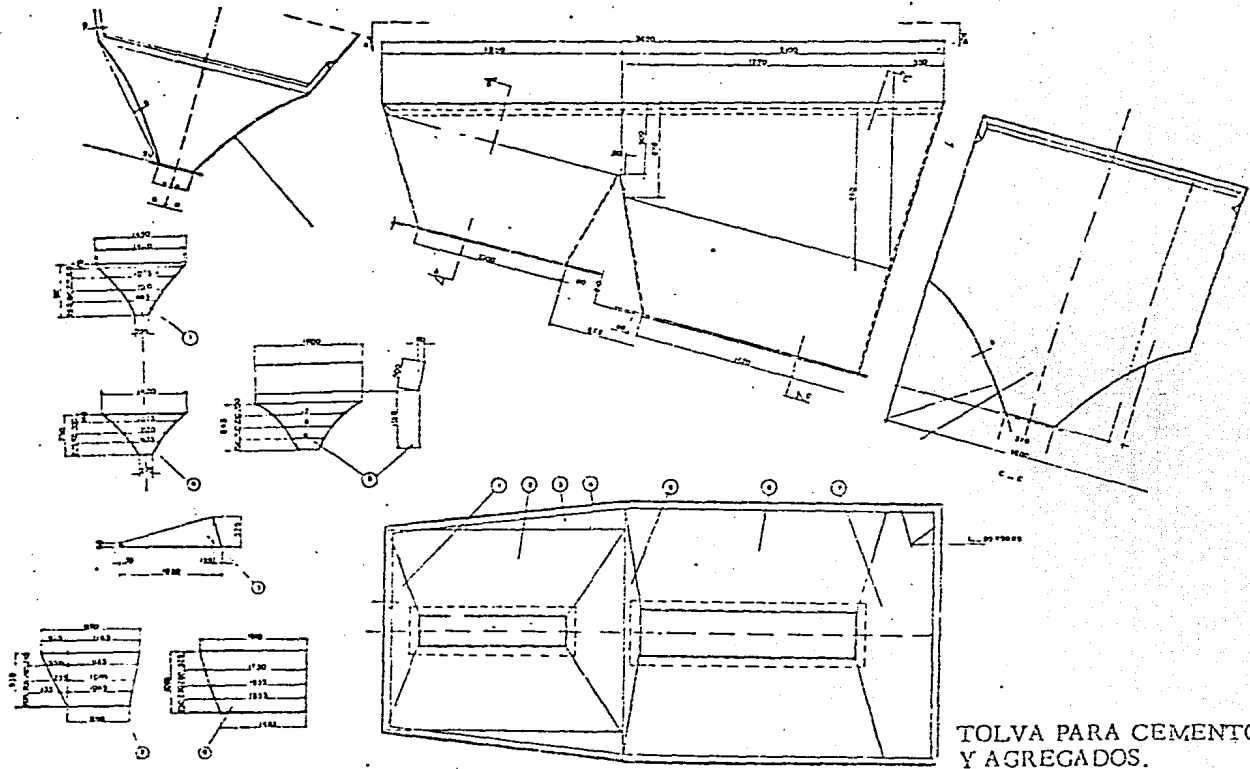
La humedad de los agregados ya dosificados antes de mezclarse con el cemento debe estar comprendida entre 3 y 6% ^{la dosificación de agregados y cemento debe hacerse.} por peso en una mezcladora o revolvedora adecuada. El tiempo de mezclado debe ser de dos minutos.

Hay diversos sistemas, en el procedimiento de mezcla seca, de transportación y de mezcla de agregados y cemento a pie de obra. Los carros tolva y mezcladoras de gusanos usuales y que se utilizarán en el tramo del metro en estudio se muestran en las siguientes figuras.

El paso de los gusanos está diseñado para suministrar mezclas de 1 a 3, a 1 a 4 de cemento agregados y es posible variar su velocidad de revolución para ajustar las mezclas; a las tolvas van adosados vibradores electricos para facilitar el vaciado de los materiales hacia los gusanos.

A través de unas puertas se puede tener libre acceso a los gusanos para limpiarlos cada vez que se vacían las tolvas y evitar así atascamientos y alteraciones de la dosificación.

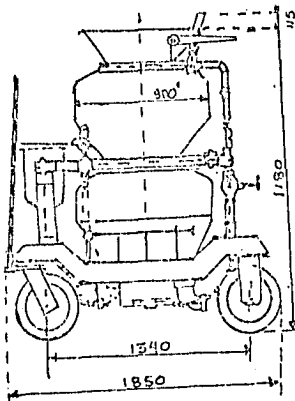
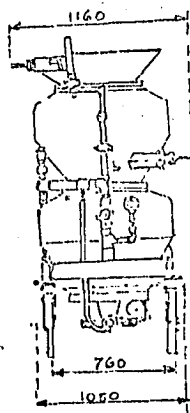
El aditivo acelerante en polvo se debe añadir a la mezcla seca cuando entra ésta a la maquina lanzadora y si es líquido se debe mezclar con el agua antes de descargarse en la boquilla lanzadora.



TOLVA PARA CEMENTO Y AGREGADOS.

7.3.5 EQUIPO DE COLOCACION.

Se fabrican dos tipos de máquinas lanzadoras de concreto para el proceso de mezcla seca.



LANZADORA
BSM 603

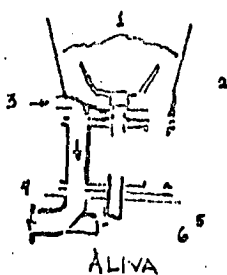
1.- La de doble cámara de presión con válvula de campana intermedia de acción neumática. La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla a la cámara inferior; en ésta se levanta a su vez la presión que cierra la válvula intermedia y la mezcla seca va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de de cavidad. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar un nuevo ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua

atención del operador, el cual debé desenvolverse con de
treza.

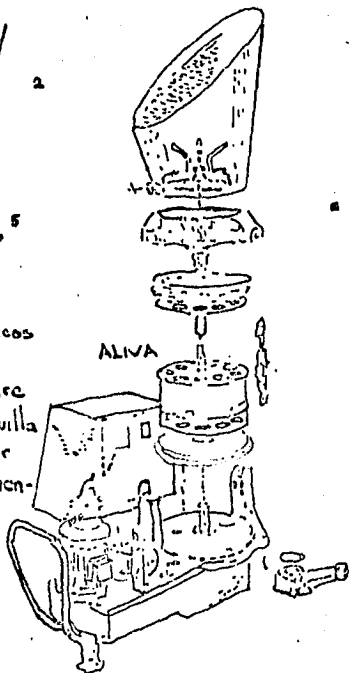
Son cualidades de este tipo de maquinas su robustez y el
poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan
o requieren frecuentemente mantenimiento.

2.- El tipo revólver. La mezcla seca se alimenta continua-
mente a la tolva que corona la parte superior de la máqui-
na, de ahí pasa el cilindro rotatorio tipo revólver que --
consta de nueve o más compartimientos cilíndricos, donde
se deposita la mezcla.

Cada carga de mezcla en cada compartimiento cae através -
de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una
corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras.
Este tipo de máquinas no requiere una atención tan conti-
nua del operador; además pueden manejar agregado más fá-
cilmente que las del otro tipo. Tienen por otra parte, -
más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.



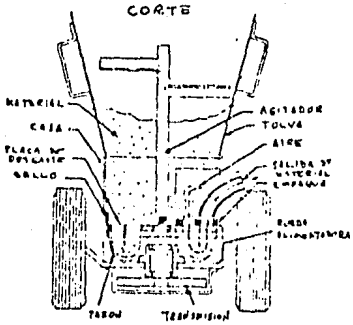
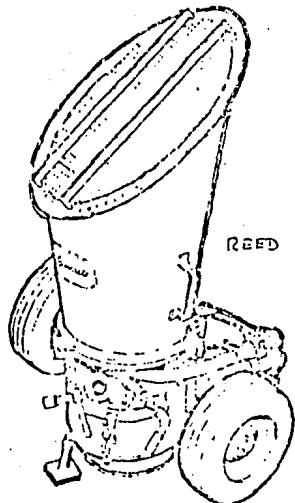
- ALIVA
- 1 Materiales secos
 - 2 Agitador
 - 3 Entrada de aire
 - 4 Salida a boquilla
 - 5 Eje del rotor
 - 6 Aire suplementario



ALIVA

Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden - venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 p.c.m, en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consumen cerca de 900 p.c.m.

Los rendimientos varían entre 6 y 9 m³/ h. La distancia de - envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275m horizontales y 92m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tubería de acero, en lugar de - mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.



7.3.6. ACERO DE REFUERZO.

Para el empleo del acero de refuerzo, se requiere un conocimiento pleno de sus características. El reglamento de construcción para el D. F., a través de sus normas técnicas, establece las características de calidad fijando valores mínimos y máximos que deben esperarse en el acero que se utilice. Esta serie de datos se basa en especificaciones dictadas por una Institución Oficial como es el Departamento de Información de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial; la formulación de ellas se realiza en comités permanentes en donde intervienen las Instituciones Oficiales más importantes, por ejemplo en la Ingeniería, incluyendo a los fabricantes. Se toman también en cuenta las especificaciones de la Sociedad Americana para Ensayo de Materiales (A.S.T.M.) y del Instituto Americano del Concreto (A.C.I.).

En la ampliación del Metro de la Ciudad de México se muestrean y determinan las propiedades físicas de varillas, cables y torones, así como el acero utilizado para fabricar estructuras metálicas.

En cuanto al muestreo del acero la probeta o probetas que se ensayen, deben ser representativas del lote que se va a calificar. Aún cuando estas muestras se pueden tomar en la planta, es más práctico tomarlas del lote en la obra y su número dependerá de la confiabilidad que merezca la planta productora.

7.3.6.1. PRUEBAS MECANICAS.

Las pruebas mecánicas a que se va a someter la varilla, fundamentalmente son las siguientes:

- a) Resistencia a la tensión, para definir la carga máxima y el límite de fluencia.

- b) Alargamiento para una longitud calibrada que puede ser de 5 a 20 cm.
- c) Prueba de doblado.
- d) Medición de contracción.
- e) Peso por metro lineal y a través de éste, definir el área neta de la fibra.

Como refuerzo del concreto lanzado primario, se colocará una malla electrosoldada tipo 6 x 6 - 4/4 ó 6 X 6 - 6/6 como límite de fluencia de 5,000 Kg/cm². y resistencia máxima de - - 5,700 Kg/cm².

En el caso de que definitivamente se construya la estructura de concreto normal, se utilizará acero de refuerzo con un Ty= 4,000 Kg/cm². y grado R-42.

La verificación de la calidad de estos aceros se efectuará mediante las pruebas mecánicas antes indicadas.

7.3.7. ESTRUCTURA METALICA.

Se inspecciona en planta y obra, la geometría, equipo y procedimientos de soldadura, calificando a los operarios que intervienen en estos trabajos; se toman gammagrafías de las uniones soldadas.

7.3.8. LODOS BENTONITICOS.

En las obras donde se realicen para alojar los muros tamiestados al agua, se utilizará lodo estabilizado con la proporción de una suspensión de Bentonita y agua; con el fin de tener las condiciones necesarias para soportar las presiones sobre las paredes de la zanja en tierra tal que se mantengan estables. Para su control de calidad, se hacen pruebas de determinación de proporción Bentonita - agua, tiempos de mezclado y reposo, viscosidad, contenido de arena, densidad PH y espesor de la costra, tanto en lodos nuevos como los que se renuevan para --

volverlos a utilizar.

7.3.9. TUBERIAS DE ACERO Y CONCRETO.

Para el diseño de las instalaciones donde, al ser de agua potable se requiere tuberías de 300 a 2400 milímetros (30" a 96").

Para las de acero se determinan sus características físicas y se examinan mediante pruebas físicas las uniones soldadas.

Para las de concreto se verifica la resistencia a la tracción y a la flexión. Se realiza una prueba hidrostática para verificar la estanqueidad.

En las obras de drenaje se utilizan tubos de concreto simple y reforzado, con diámetros de 30 a 244 cm. La verificación de la calidad de esta tubería comprende la geometría, resistencia del concreto, absorción, acero de refuerzo en su caso y resistencia a la ruptura del tubo.

7.3.10. ASBESTO-CONCRETO.

En los techos y recubrimientos laterales de talleres y estaciones se utilizan láminas y tableros de asbesto-concreto, para los cuales se verifica su geometría, módulo de ruptura, absorción y permeabilidad.

CAPITULO ~~VII~~
VIII.

78.-Observaciones y Mediciones de control en las excavaciones

de los túneles en dirección e interacción.

78.1.-Objeto de las mediciones.

78.1.1-Control de deformaciones.

78.1.2-Control de cargas y presiones.

78.2-Ubicación de las secciones que se deben instrumentar.

78.3-Instrumentos a colocar en las secciones de convergencia -
e instrumentación.

78.4-Medición de aportaciones de agua.

CAPITULO VIII.

78.- Observaciones y mediciones de control en las excavaciones de los túneles de estación e interestación.

78.1- Objeto de las mediciones.

Estos trabajos tienen un doble propósito: el de verificar y controlar el funcionamiento de los sistemas de soporte colocados en la excavación y a la vez, coleccionar información que permita refinar el conocimiento de las propiedades del material en que se ejecuta la excavación y, establecer o mejorar los procedimientos de cálculo de estabilidad de la excavación y la interacción entre la roca y los diferentes tipos de ademe.

En los túneles de estación y el túnel interestación se deben definir la magnitud y variaciones de los movimientos horizontales y verticales que pudieran presentarse en el subsuelo antes, durante y después de realizar la excavación, en la zona inmediata a está y en las áreas adyacentes, así como las presiones en los marcos de acero estructural, en caso de que se utilicen como sistema de soporte provisional en la excavación del túnel será necesario implantar una instrumentación que permita determinar la magnitud de dichas deformaciones y presiones del subsuelo. Para ello será necesario lle

var a cabo las mediciones de los aparatos en las secciones - de instrumentación tipo A (figura 8.1), que se señalarán en - este capítulo, así como las secciones de instrumentación tipo B (figura 8.2).

Los tres tipos de aparatos de instrumentación utilizados para estos propositos son:

- A) Extensómetros.- Para proporcionar deformaciones durante la excavación del túnel.
- B) Inclínometros.- Para medir los movimientos horizontales en la zona inmediata a la excavación del túnel.
- C).- Bancos de nivel.- Para registrar los asentamientos del subsuelo y en las áreas adyacentes a la excavación del túnel.
- D).- Secciones de convergencia.- Para medir las deformaciones - interiores durante la excava--ción de la sección.

Las mediciones usuales comprenden los siguientes conceptos:

78.1.1.- Control de deformaciones.

- a) Objeto.- La medición de las deformaciones que se presentan en la excavación tiene el propósito fundamental de verificar que los desplazamientos de la masa del -

subsuelo cuando se estabilizan con el tiempo y sólo permanece el progreso debido al efecto viscoso del material; una velocidad de desplazamiento alta será indicativa de inestabilidad y por tanto de la necesidad de reforzar el sistema de ademe, haciéndolo más robusto o más numeroso para disminuir las acciones sobre cada elemento del ademe.

b) Mediciones.- Los desplazamientos pueden medirse in directamente usando Extensómetros o midiendo directamente las dimensiones de la excavación.

1.-Extensómetros.-Se instalan en barrenos de 3" a 4" de diámetro; básicamente consisten de dispositivos que se fijan a las paredes del barreno y se registran las variaciones de su distancia a la boca del mismo. Figura 8.1.c. Estos aparatos se pueden instalar por dentro de la excavación y entonces no se registran los desplazamientos elástico-plásticos inmediatos o por fuera de la excavación anticipadamente y entonces pueden registrarse los desplazamientos desde antes que la excavación alcance la sección donde están colocados.

1.1.-Medición de cuerdas.-Para constatar la estabiliza

ción de los desplazamientos pueden medirse las distancias entre puntos fijos a las paredes usando un longimetro de precisión.

c) Interpretación.- Los desplazamientos esperados en la excavación pueden calcularse usando los procedimientos de las teorías de la Elasticidad y Plasticidad, pero el juicio sobre el grado de estabilidad acusado por la velocidad de los desplazamientos sólo puede establecerse con base en observaciones previas realizadas en los mismos materiales o en otros similares. Una velocidad de desplazamientos nula indica un alto grado de estabilidad y velocidades menores de 0.5mm por día en general son indicativas de estabilidad aceptable si la deformación total registrada no excede de 10mm.

8.1.2.- Control de cargas y presiones.

a) Objeto.- La medición de cargas y presiones tiene como propósito fundamental verificar que las fuerzas inducidas en cualquier momento de los elementos del ademe no sobrepasen las resistencias de éstos, y asimismo, verificar que las presiones actuantes no son mayores a las consideradas en el diseño del sistema de soporte o tienen una distribución desfavorablemente distinta.

b) Mediciones.- Los dispositivos empleados para medir cargas en la estructura del ademe y presiones inducidas sobre ésta son celdas hidráulicas calibradas para registrar fuerzas o presiones.

Para la medición de presiones inducidas generalmente es necesario emplear extensómetros eléctricos de tipo resistivo.

En estructuras de ademe construidas de concreto reforzado, es posible llevar a cabo la medición de deformaciones unitarias inducidas en el concreto y en el acero de refuerzo mediante extensómetros eléctricos ("strain gages") o bien mediante la colocación de cuerdas vibrantes. Con los "strain gages" se registran los cambios en la resistencia eléctrica que se causan al deformarse el elemento donde está pegado el circuito eléctrico, los cambios en la resistencia eléctrica son proporcionales a la deformación unitaria ocurrida. Con las cuerdas vibrantes se registra el cambio en el período de vibración de un cable sujeto en sus extremos; el cambio en el período de vibración implica un cambio en la longitud de la cuerda, misma que se conoce por una calibración efectuada de antemano y puede entonces obtenerse la deformación unitaria ocurrida y con ella deducir los es

fuerzos que la provocaron.

c) Interpretación.--Por el propósito de estas mediciones

inducidas en el sistema de soporte y se verifique que no excede la capacidad de trabajo de estos.

8.2 Ubicación de las secciones que se deben instrumentar.

Las secciones que se deberán instrumentar se localizarán en sitios que se han seleccionado a lo largo de los túneles de manera que se cumpla satisfactoriamente el propósito de esta instrumentación. La ubicación de algunas de las diferentes secciones de instrumentación se muestra en la figura 8.3 a continuación.

8.3 Instrumentos a colocar en las secciones de convergencia e Instrumentación.

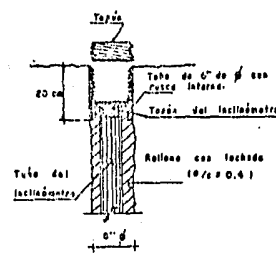
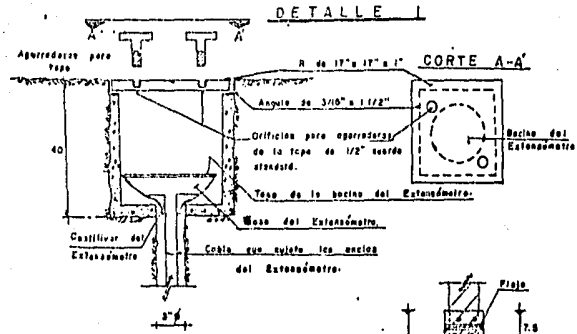
El tipo de movimiento del subsuelo que se requiere conocer con la instrumentación y el tipo de instrumentos con los cuales se deberán realizar las mediciones en cada una de las secciones tipo A de instrumentación se tratan en seguida.

a) Movimientos horizontales.- Para medir los movimientos horizontales en la zona de excavación de un túnel se instalarán aparatos denominados inclinómetros; (dos) uno en cada lado del eje del túnel, de tal forma que pueden ubicados a 50cm. de la pared del túnel y a una profundidad tal que su punto de fijación sea perpendicular al eje del túnel. (figura 8.1).

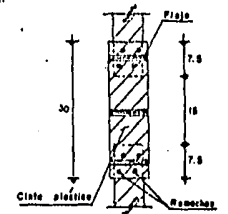
Se introduce en el terreno un tubo relativamente flexible cuya original verticalidad se modifica cuando ocurren los desplazamientos horizontales. Esta tubería es de 2.1cm de diámetro, 0.2 cm de espesor en tramos de 1.5 a 3.0 m de longitud.

El aparato consta de una unidad sensible, una caja con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocados en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí (Figs. 8.1-a, 8.1b y 8.1b').

Para introducir la tubería del inclinómetro se deberá regular una perforación de 6" de diámetro, los tramos de tubería deberán tener una longitud de 75 cm, unidos con coples de 30 cm de largo traslapados sobre la tubería del inclinómetro en una longitud de 7.5 cm a cada lado del cople, este traslape se deberá realizar a base de remaches y fleje cu--



DETALLE 2



DETALLE 3

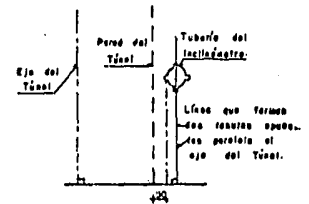


Fig. 8.1-a Detalles de Instrumentación tipo "A". CORTE B-B'

briendo toda la longitud del cople con cinta plástica y recubriendo finalmente con cera.

El anillo de la tubería deberá realizarse de tal manera que el material que se introduzca entre el suelo y la tubería sea una lechada de agua-cemento (0.4), para facilitar los posibles movimientos horizontales de la tubería. La orientación de la tubería deberá realizarse de tal manera que la línea que forma dos ranuras opuestas quede paralela al eje del túnel.

La ubicación y detalle de la tubería se muestra en la figura número 8.1.

b) Movimiento del subsuelo hacia la excavación del túnel.

Para conocer los movimientos del subsuelo que se producen en forma convergente hacia la excavación del túnel medidos desde la superficie del terreno, será necesario instalar extensómetros sobre la excavación del túnel, uno vertical sobre el eje de vía del túnel y dos inclinados, uno de cada lado del mismo eje, entre 30 y 45 grados, cuando se trate de un solo túnel, en el caso de túnel de estación se instalarán dos extensómetros verticales uno sobre el eje de cada túnel y dos inclinados, de tal forma que se mida el posible movimiento

to radical que pase por el centro del túnel como se indica -
en la fig. 8.1. el dispositivo de este aparato se muestra en
la fig. 8.1c.

La perforación para la colocación de las anclas del exten-
sómetro, tanto si es vertical como si los inclinómetros deberán
ser de 3" de diámetro la cual se llevará hasta una profundi-
dad tal, que la parte profunda de la perforación quede a 50cm
de la pared del túnel, la colocación de los cuatro puntos de
medición se realizará de la siguiente forma: el más profundo
se colocará en el tope de la excavación, el segundo a un me-
tro, el tercero a tres metros a partir del segundo y el cuar-
to se colocará a la mitad de la distancia que resulte entre -
el tercer punto y la superficie del terreno.

La perforación y la ubicación de las anclas del extensóme-
tro se muestran en la figura No. 8.1.

c) Movimientos Verticales .

Para registrar los asentamientos del subsuelo en las áreas
adyacentes a la excavación del túnel será necesario realizar
nivelaciones topográficas en los puntos superiores de cada -
uno de los inclinómetros y extensómetros. Adicionalmente se -
colocarán puntos de nivelación a cada 10m a partir del eje -

del túnel a ambos lados del mismo hasta una distancia entre 50 y 100 metros, según lo permita el sitio en obra; en los extremos de estas líneas de nivelación se colocará un banco de nivelación de precisión.

Esta instalación de puntos de nivelación y bancos de nivel superficiales se muestran en la fig.No 8.1.

d) Movimientos Convergentes.

Para determinar los movimientos de las paredes del túnel hacia el interior del mismo con mediciones realizadas desde el interior del túnel, será necesario instalar puntos de referencia tipo ancla.

e) Movimientos en Los Tensores.

Estos instrumentos tienen como finalidad tener bajo observación y controlar la fuerza de tensión que se provoca en los tensores instalados en el túnel de andén poniente de la estación al momento de realizar la excavación del túnel de andén oriente. Ver figura No. 84.

En el túnel se instalarán seis cables repetidas en dos secciones de tres celdas cada una, cada grupo de tres celdas se instalará en tensores consecutivos en la ubicación que se decida en campo.

Fig B.1-b Inclinómetro completo.

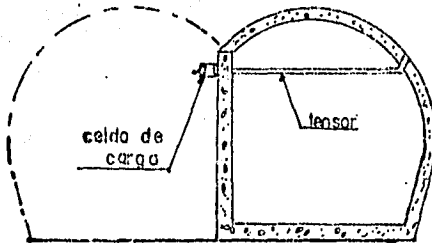
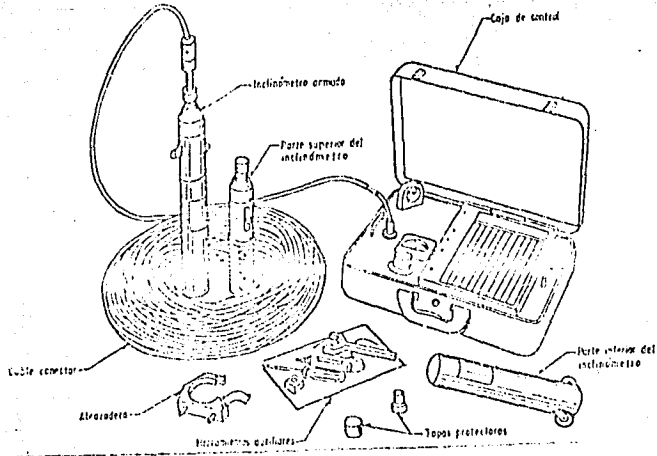


FIG. B.4 CELDAS DE CARGA

CRQQUIS DE INCLINOMETRO

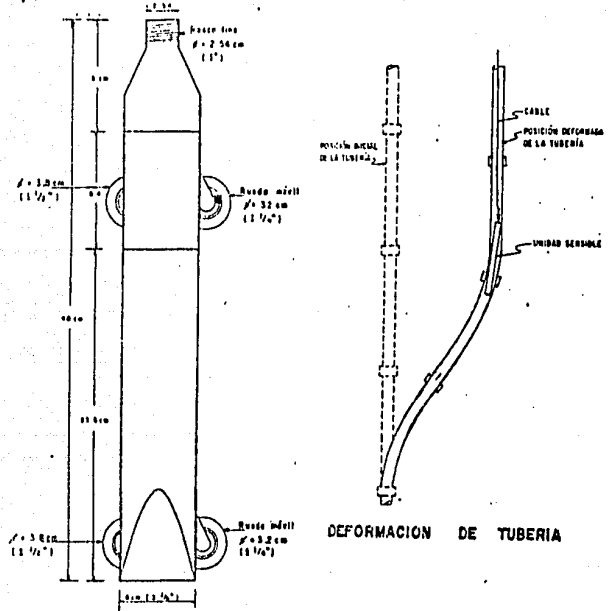


Fig.8.tb' Detalles del Inclímetro.

3-1-61

Fig 8.1-C

Fig 8.1-C Dispositivo del Extensómetro.

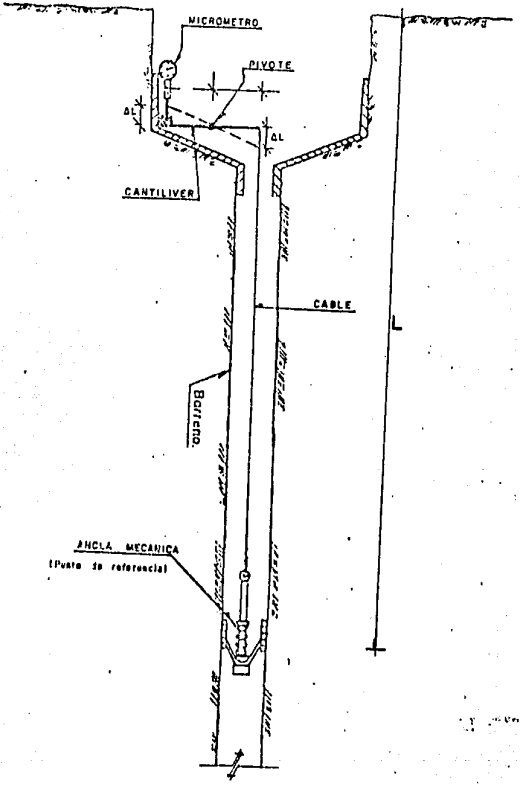


FIG. 8.2

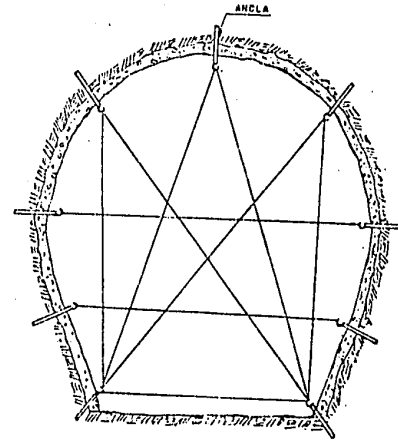
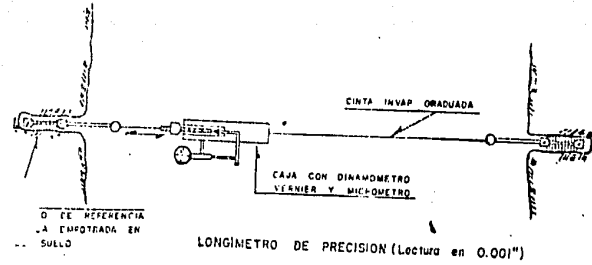


Fig 8.2 Instrumentación Tipo "B", Convergencias.

CROQUIS DE LOCALIZACION

* SECCIONES DE CONVERGENCIA

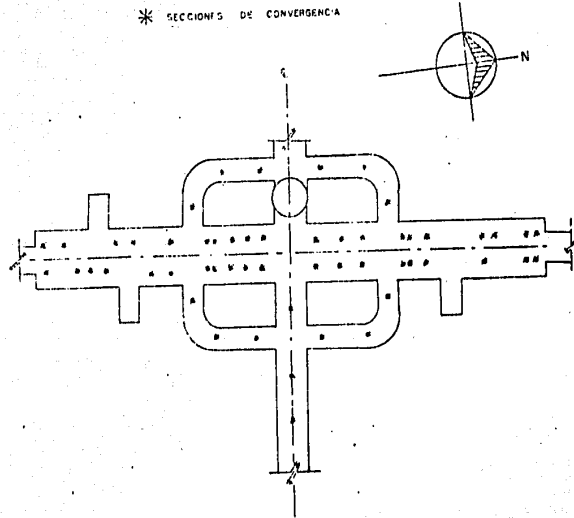


Fig 8.3 Convergencias.

Cabe hacer notar que los tensores que se instalan en el túnel de andén poniente deberán estar instalados en una distancia de cada lo menos 100 metros del frente de excavación del túnel de andén oriente, por lo que los tensores en que se piense colocar celdas deberán encontrarse ya instalados en las mismas condiciones.

8.4.- Medición de aportaciones de agua.

Es necesario efectuar medidas de gastos captados en las excavaciones de las lumbreras y del túnel, con objeto de calibrar los procedimientos teóricos empleados en la estimación inicial de gastos y poder predecir con mayor aproximación los volúmenes de agua que sea necesario extraer conforme progresen las excavaciones, e inclusive poder decidir sobre la conveniencia de efectuar un tratamiento tendiente a reducir las captaciones.

Las mediciones de gastos pueden llevarse a cabo con los procedimientos indirectos y directos comúnmente empleados en el aforo de corrientes.

40-112

a) Medición indirecta.-

La administración de la obra usualmente requiere del conocimiento de la cantidad total de agua extraída y se han usado vertederos para este propósito, los cuales se colocan a la salida del sitio donde se concentran las descargas de las bombas; los resultados de esta medición permiten conocer sólo la variación del gasto total con el tiempo y la longitud excavada de túnel.

b) Medición directa.-

Con el propósito de obtener la variación de las aportaciones a lo largo del túnel y en función del tiempo, es necesario recurrir a la medición directa de los gastos en varias secciones del túnel. El procedimiento más versátil para ejecutar esta medición es el de área hidráulica y velocidad medida usando flotadores o molinetes directamente en los drenes excavados en el túnel para conducir el agua captada a los cárcamos de bombeo. De esta manera es posible determinar las variaciones tanto de las aportaciones como del gasto total captado en el túnel.

c) Interpretación.

En la figura No. 24 se muestran los resultados de dos series de aforos practicados en diversas secciones de un túnel; los resultados de estas mediciones deben ser introducidos como datos en las fórmulas teóricas para determinar entonces valores más realistas de los parámetros geohidrológicos del acuífero: permeabilidad y carga hidráulica fundamentalmente.

CAPITULO IX. VII

CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL MEDIDO EN LOS TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS FIRES DE LA CIUDAD DE MEXICO PARA LA LINEA 7 DEL METRO.

- 8.1.- Introducción.
- 8.2.- Estratigrafía del subsuelo en la zona de los túneles excavados en la línea 7.
 - 8.2.1.- Corte Estratigráfico.
 - 8.2.2.- Resumen de propiedades del subsuelo.
- 8.3.- Deformaciones registradas.
 - 8.3.1.- Secciones de los túneles y la instrumentación típica de los mismos.
 - 8.3.2.- Convergencias.
 - 8.3.3.- Nivelaciones.
 - 8.3.4.-Inclinómetros.
 - 8.3.5.- Extensómetros.
- 8.4.- Certificación de las deformaciones registradas.
- 8.5.- Comparación de los desplazamientos registrados con los valores teóricos computables.
- 8.6.- Conclusiones.

CAPITULO IX.

9.- CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL MEDIDO EN LOS TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS FIRMEZ DE LA CIUDAD DE MEXICO PARA LA LINEA 7 DEL METRO.

9.1.- INTRODUCCION.

La finalidad del presente trabajo trata de cumplir con la finalidad de mostrar resumidamente y hasta donde es posible el procedimiento para la construcción de una estación y un tramo del sistema Metro, pasando por la demostración de la necesidad, planeación, diseño de las secciones del túnel, procedimientos de excavación y construcción, control de calidad de los materiales empleados y las observaciones y mediciones de control que se realizan comúnmente durante la excavación.

Los programas de observación e instrumentación en la excavación de túneles han aportado información que se ha utilizado en diversos aspectos tales como :

- 1.- Evaluar la estabilidad del túnel y determinar la necesidad de hacer cambios en el procedimiento de construcción para mantener su estabilidad.

- 2.- Evaluar el diseño y posibles cambios en el mismo para tramos futuros del proyecto.

- 3.- Determinar modificaciones del procedimiento de construcción para reducir al máximo los movimientos del subsuelo.

4.- Determinar las causas del movimiento del suelo, la magnitud y distribución de los mismos y su efecto en estructuras adyacentes - estableciendo los métodos para minimizar la influencia sobre estas..

La instrumentación debe ser diseñada para definir el comportamiento del túnel durante y después de su construcción, desde el punto de vista deformacional del subsuelo; es de usos muy extensos cuando sus resultados son interpretados dentro de cierto límite de tiempo y puestos a disposición del constructor y además cuando existe la posibilidad de realizar ajustes en los métodos de construcción ó diseño.

Para obtener la mejor ventaja de la instrumentación los aparatos deben ser leídos y procesadas las lecturas según un plan, en otras palabras, debe ser considerado el sistema completo de medición, comenzando con la decisión inicial de considerar a la instrumentación como una herramienta de la construcción y de la investigación, para posteriormente incluir los resultados de la interpretación de los datos de medición a las adaptaciones necesarias en los procesos y diseños originales.

Para definir teóricamente las deformaciones del subsuelo en la clave y en las paredes de un túnel se dispone de la teoría de la Elasticidad, con la cual puede llegar a considerar el caso de un túnel circular excavado en una masa de suelo sujeto a presiones vertical y horizontal; estos cálculos y su proceso computativo con resultados obtenidos de las mediciones efectivas, se reportan en el inciso 2.5 de este capítulo.

9.2.- ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO DE LA ZONA DE LOS TUNELES EXCAVADOS EN LA LINEA 7 DEL METRO.

Con la finalidad de conocer los diferentes estratos que conforman el subsuelo en la ubicación del trazo de la línea 7, se realizaron las perforaciones necesarias para extracción de muestras a lo largo de esta línea del Metro. En adición a la determinación de la estratigrafía en el terreno con pruebas de laboratorio en las muestras de suelo obtenidas para determinar las propiedades mecánicas del mismo.

9.2.1.- CORTE ESTRATIGRAFICO.

Los esquemas de la estratigrafía a lo largo de la línea 7 del Metro, se presentan en la figura 9.1. Estos túneles están excavados en suelos de la zona de transición de la ciudad de México. La línea 7 en el poniente, a través de liños arenosos y arcillas con gravas de diferentes capacidades y resistencias al esfuerzo cortante; una parte interesante del túnel para esta línea se encuentra en su extremo norte, donde precisamente en la clave hay una capa de arcilla muy suave típica del Valle de México; también es particular el trazo que comprende a la estación Auditorio, próxima al Paseo de la Reforma, donde se encuentran varias capas de arena por arriba del túnel. Excepto por un trazo al norte de la línea 7, que se excavó con un escudo abierto, el resto de los túneles se excavaron con máquinas rozadoras, adhiriéndose temporalmente con concreto lanzado a las claves y paredes hasta el nivel del piso, donde se formó una zapata de apoyo.

9.2.2.- RESULTADOS DE PROPIEDADES DEL SUELO.

Referente a las propiedades del subsuelo al nivel de la excavación del túnel en la línea 7, tienen valores de resistencia a compresión simple determinada en laboratorio, de 1.0 a 3.0 k/c^2 (que de sondeos deducida con prueba de compresión simple), de 2.0 a 18 k/c^2 (que de muestras cúbicas deducida con prueba de compresión simple) y

SUR









NORTE

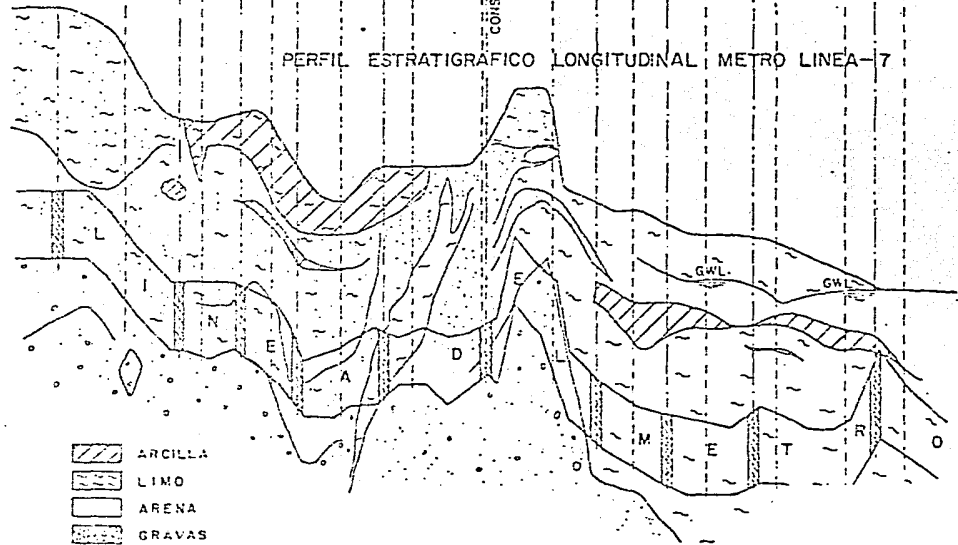
ELEVACIONES EN METROS SNNMM



EST. BARRANCAS DEL MUERTO 20+000
19+000
EST. MINGOAC 18+000
EST. SAN ANTONIO 17+000
EST. SAN PEDRO DE LOS PINOS 16+000
EST. TACUBATA 15+000
EST. CONSTITUYENTES 14+000
EST. SAN ANTONIO 13+000
EST. SAN ANTONIO 12+000
EST. POLATICO 11+000
EST. SAN JOAQUIN 10+000
EST. TACUBA 9+000
8+000

PERFIL ESTRATIGRAFICO LONGITUDINAL METRO LINEA-7

-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  GRAVAS
-  BOLEOS
-  ESTACION
-  NIVEL FREATICO
-  SNA



COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES
PERFIL ESTRATIGRAFICO

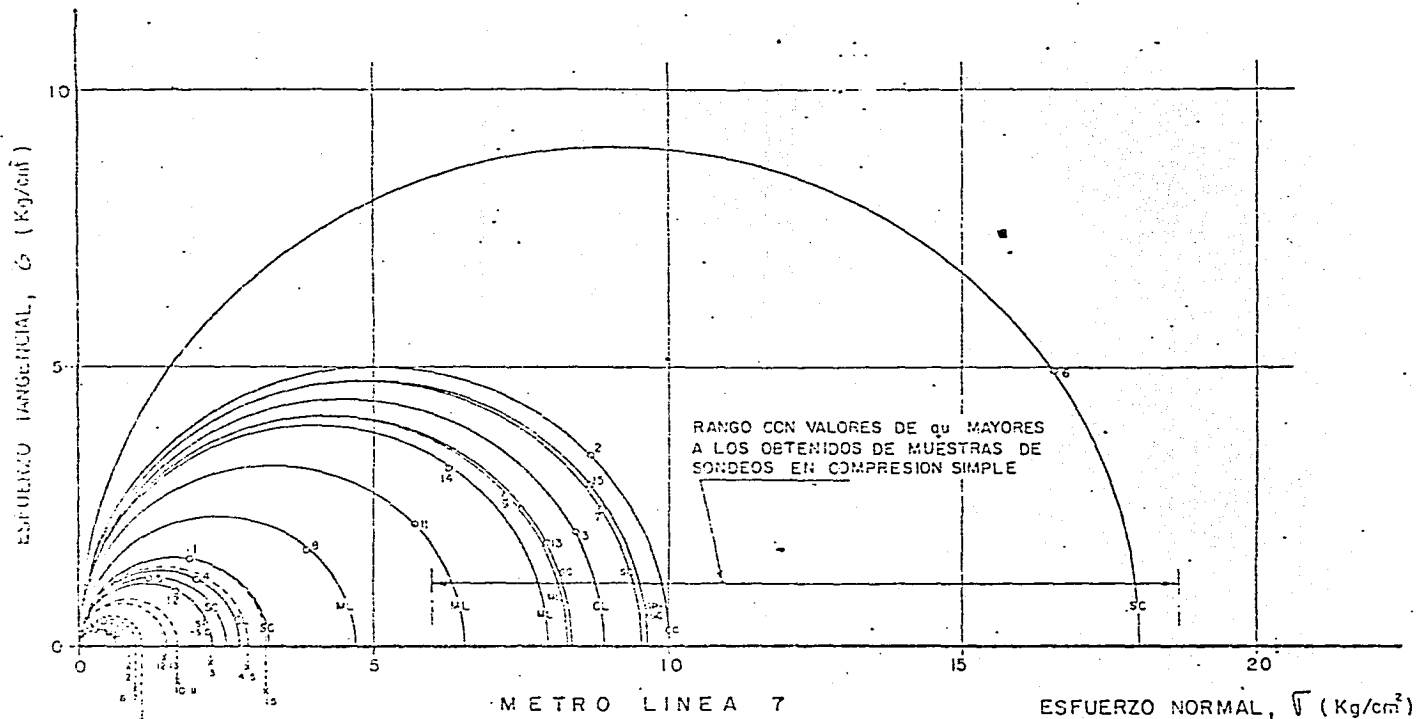
de 1.0 a 19.0 k/c. (su de acuerdo a oficina 300) prueba triaxial) en promedio, figuras 9.2 y 9.3; las cohesiones varían de 0.220 a 2.72 k/c² también en promedio; los ángulos de fricción están comprendidos entre 30° y 38.6°, tabla 1.

9.3.- DEFORMACIONES REGISTRADAS

La predicción del comportamiento de los túneles durante la excavación de los mismos, siempre ha sido de ayuda para el constructor, sobre todo en casos como el de los túneles de la línea 7 y 3 sur del Metro, que constituyen un buen ejemplo de túneles excavados en suelos firmes y se han ido registrando, leídos e interpretados en forma completa y oportuna.

9.3.1.- SECCIONES DE LOS TÚNELES Y LA INSTRUMENTACION TIPOCA DE LOS MISMOS.

La sección del túnel para una vía tiene forma de herradura con 6.70m de ancho y 6.46m de altura; los túneles están excavados a profundidades entre 15 y 25 metros a la clave; en los tramos que alojan dos vías la excavación alcanza 10m de ancho y 8.50m de altura. Para estos túneles se programaron y se han realizado instrumentaciones, figura 9.4, que incluyen inclinómetros para medir las deformaciones de las paredes desde antes que se ejecute la excavación, extensómetros colocados desde la superficie para medir el desplazamiento de subsuelo antes, durante y después del paso del túnel y medición de deformaciones de la sección excavada, llamadas convergencias, para determinar el comportamiento deformacional con el tiempo en el interior del túnel y relacionarlo con el medido en los inclinómetros y con los extensómetros; además se llevaron a cabo nivelaciones diferenciales en las secciones de instrumentación. Para el caso de las estaciones, el proyecto indica la ejecución de 2 túneles traslapados, ejecutados sucesivamente, y la instrumentación se ajusta a la geometría con un extensómetro adicional, figura 9.5.



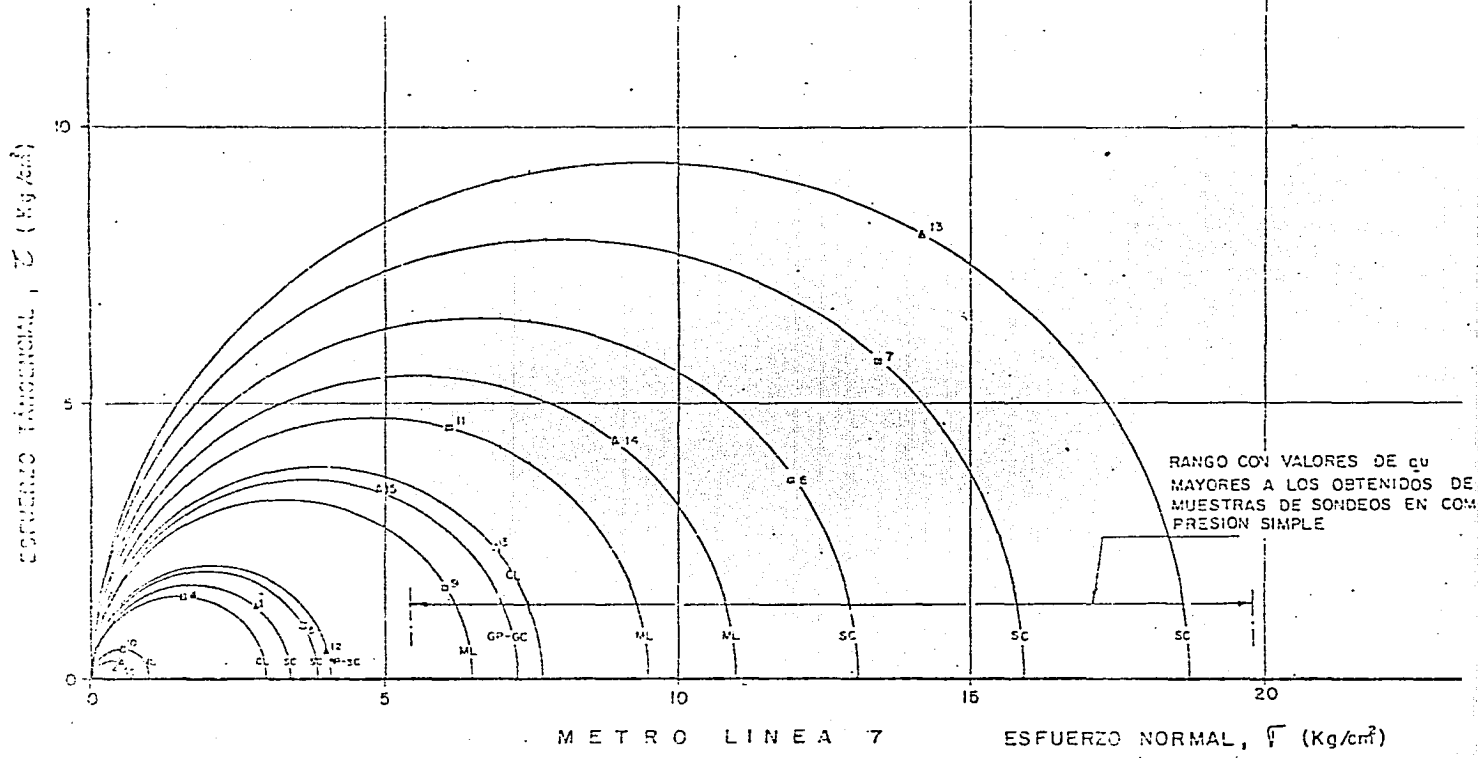
SIMBOLOS

- o. - q_u DE PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE DE MUESTRAS CUBICAS
- x. - q_u DE PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE DE SONDEOS.

VALORES DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DEL SUBSUELO AL NIVEL DE LA EXCAVACION DEL TUNEL

COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES

q_u DEFINIDA CON PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE.



RANGO CON VALORES DE q_u MAYORES A LOS OBTENIDOS DE MUESTRAS DE SONDEOS EN COMPRESION SIMPLE

SIMBOLOS

- △ - q_u DEDUCIDA DE T_x DE MUESTRAS CUBICAS ESTADO NATURAL
- - q_u DEDUCIDA DE T_x DE MUESTRAS CUBICAS SATURADA

VALORES DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DEL SUBSUELO AL NIVEL DE LA EXCAVACION DEL TUNEL

COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES
 q_u DEFINIDA CON PRUEBA TRIAXIAL

T A B L A N º 1

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS QUE ATRAVESARA EL TUNEL DE LA LINEA 7 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

ESTRATO	UBICACION Km	CONTENIDO DE AGUA W	LIMITES DE ATENDEDA			GRANULOMETRIA			PESO VOLUMETRICOD NATURAL ton/m ³			COMPRESION SIMPLE kg/cm ²			COHESION kg/cm ²			ANGULO DE FRIC CION (°)		
			LL	LP	IP	GRAV.S	ARILLAS	FINES	MIN	AVER	MAX	MIN	AVER	MAX	MIN	AVER	MAX	MIN	AVER	MAX
MOHALLA LINDSA 101 - 011 - 011	de 7+900 a 9+750	330	4.51	168	283	0	4	95	1.164	1.397	1.569	0.100	0.568	1.43	0.17	0.35	0.67	0°	12°	19°
ARENAS Y ARECI- LIAS GRANDES 02 - 01 - 02	de 7+900 a 12+850	20	45	27	18	23	44	33	1.537	1.820	1.973	0.470	4.31	18.1	0.04	2.72	5.40	14°	33°	43°
ARENA FINA Y - MEIA EN GRA- VAL DE 1" a 2M	de 12+850 a 13+700	18	33	13	20	1	80	19	1.361	1.776	2.100	0.200	0.840	1.460	-	0.65	-	-	30°	-
LIMO ARENOSO Y GRANDE 1" a 2"	de 12+950 a 14+300	28	32	25	7	0	23	77	1.696	1.760	1.819	0.99	1.05	1.10	0.10	0.22	0.34	36.2°	36.9°	37.5°
ARENA MEDIANA Y FINA 01 - 01 - 01	de 14+300 a 14+630	20	27	19	8	25	66	9	1.926	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LIMO ARENOSO	de 14+630 a 15+700	38	-	-	-	0	19	81	1.649	1.767	1.900	0.7	2.2	7.2	0.20	0.56	1.30	33.5°	38.6°	45°
ARENAS MEDIANAS Y FINAS 01 - 01	de 15+700 a 18+600	30	30	16	14	1	42	57	1.452	1.638	1.953	0.5	2.38	14.0	0.05	0.55	1.90	30°	35.5°	43°
ARENA GRANDES Y FINAS 01 - 01 - 01	de 17+800 a 20+250	16	26	13	13	68	24	8	1.604	1.779	2.166	0.31	2.9	9.6	0.05	1.32	3.0	14°	34°	42°

9.3.2.- DEFORMACIONES.

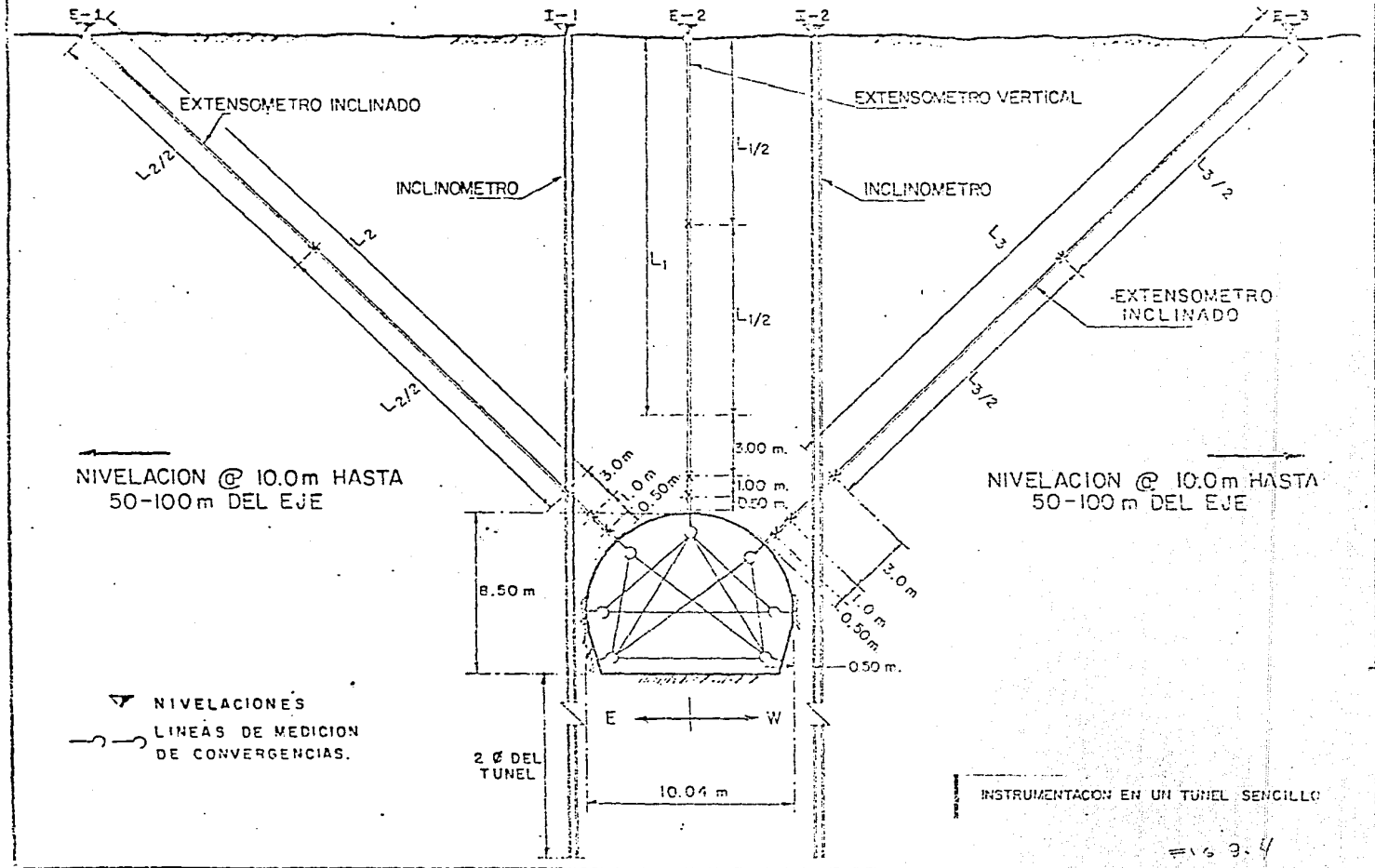
Los registros de las mediciones de las deformaciones desde el interior de los túneles excavados en el túnel de la línea 7, en túneles para dos vías, las deformaciones horizontales en promedio son de 2.75mm, figura 9.4; las deformaciones verticales promedian 2.70mm figura 9.7; en túneles para una vía las deformaciones horizontales son de 2.59mm, figura 9.8 y las deformaciones verticales son de 2.76 mm, figura 9.9 ambas en promedio. Estos promedios de las deformaciones registradas en la línea 7 corresponden a movimientos del subsuelo medido desde el interior del túnel después de realizada la excavación y colocado el escudo provisional a base de concreto laminado; estas deformaciones se encuentran estabilizadas aún y cuando los túneles se encuentran actualmente interrumpidos en su proceso constructivo, contando únicamente por el momento con el revestimiento provisional.

9.3.3.- NIVELACIONES.

Las nivelaciones que se efectuaron transversalmente al eje del túnel en la línea 7 del Metro mostraron un alcance de la afectación del movimiento del subsuelo hacia ambos lados del eje del túnel; esto se muestra en la tabla 3, donde también se enlistan los ángulos de inclinación de las rectas que unen la base del túnel excavado y el punto donde ya no se tiene influencia de la afectación en la superficie del terreno.

En el caso de la línea 7 en el túnel para dos vías el promedio de los movimientos verticales en el eje del túnel fue de 15.54mm, figura 9.10 y en el caso de una vía fue de 14.41mm, figura 9.11. En el túnel excavado con escudo en la zona norte de la línea 7 cerca de la estación Tacuba, las nivelaciones han mostrado en forma muy ilustrativa al progreso de los hundimientos sobre el eje del túnel, figura 9.12; en una sección dada el hundimiento se inicia antes de que la frente alcance su ubicación y al alcanzarlo se ha presentado

SECCION TYPICA DE LA INSTRUMENTACION DE UN TUNEL SENCILLO



163.4

SECCION TIPICA DE LA INSTRUMENTACION DE UN TUNEL DOBLE

NIVELACION @ 10 m HASTA
50-100 m DEL EJE

NIVELACION @ 10 m HASTA
50-100 m DEL EJE

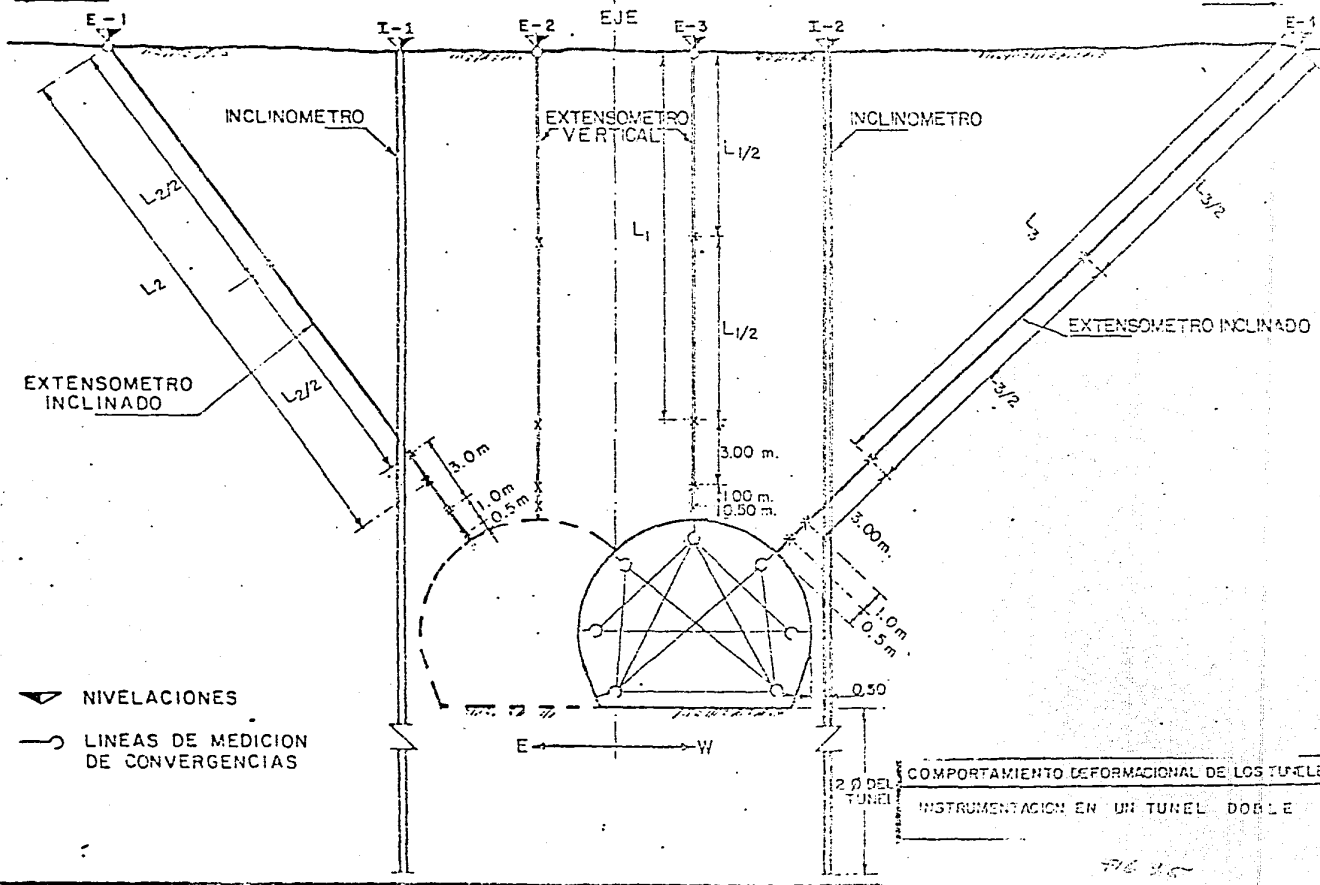
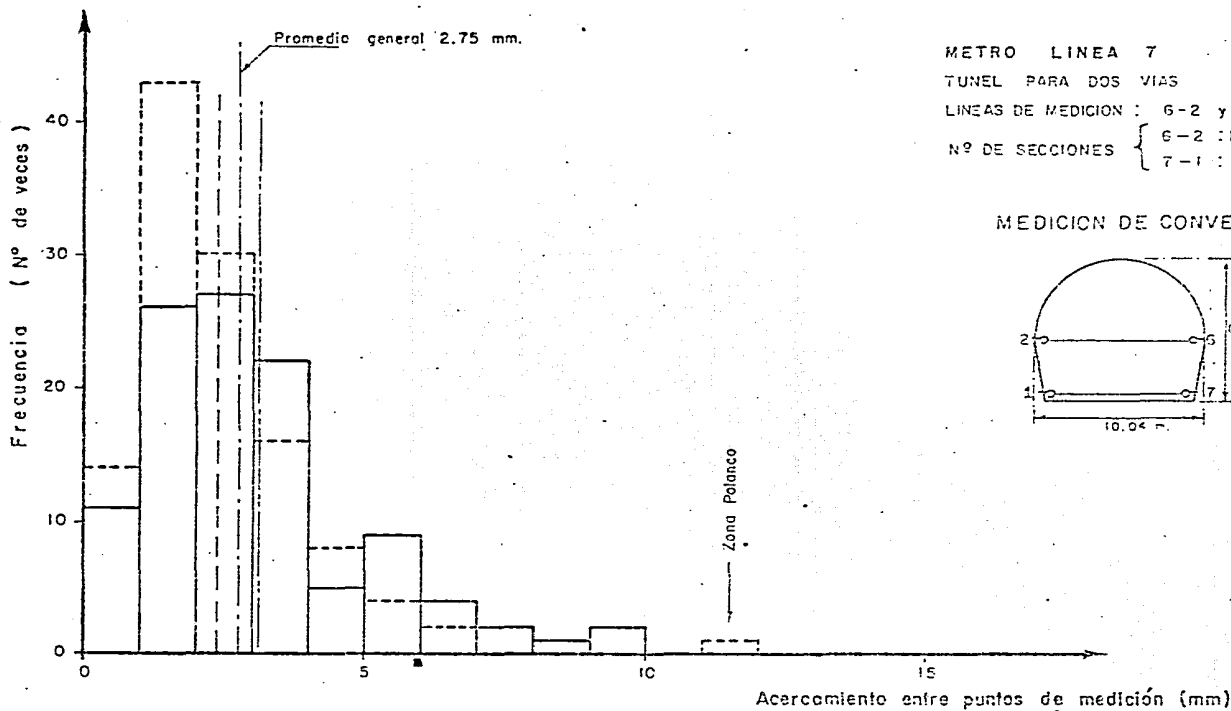
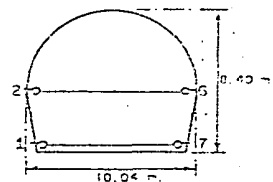


FIG. 3.6



METRO LINEA 7
 TUNEL PARA DOS VIAS
 LINEAS DE MEDICION : 6-2 y 7-1
 Nº DE SECCIONES { 6-2 : 118 SECCIONES
 { 7-1 : 109 SECCIONES

MEDICION DE CONVERGENCIA

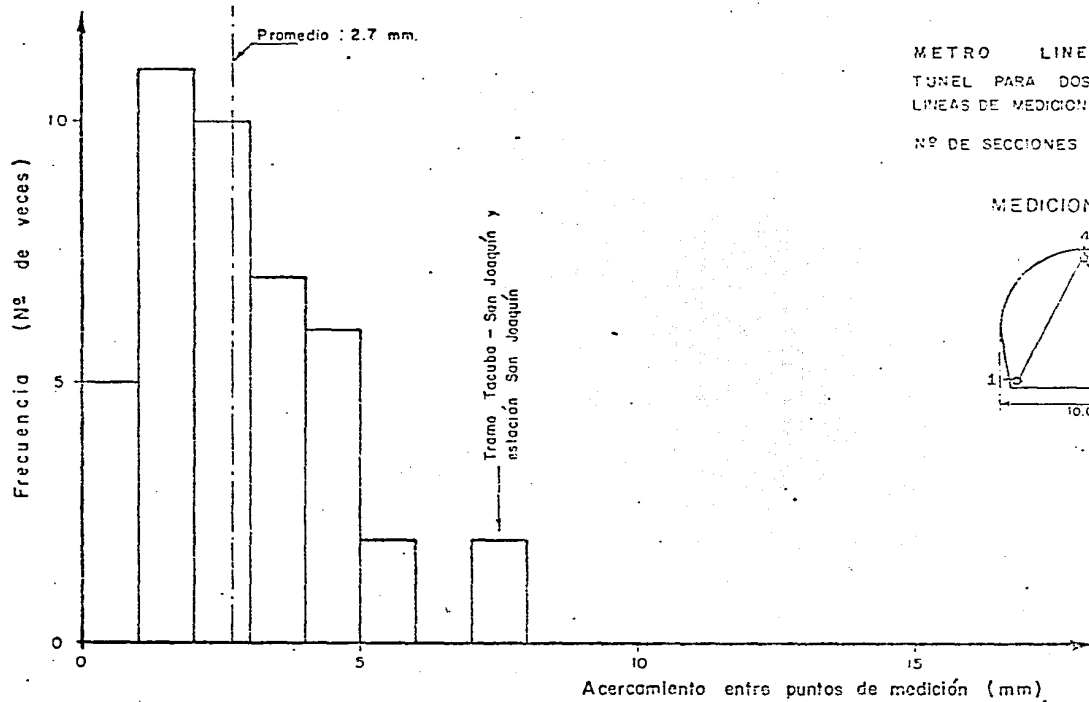


SIMBOLOS

- LINEA DE MEDICION 6-2
- LINEA DE MEDICION 7-1
- PROMEDIO PARA LINEA DE MEDICION 6-2
- PROMEDIO PARA LINEA DE MEDICION 7-1
- PROMEDIO GENERAL

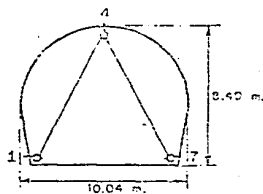
COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES

HISTOGRAMA DE CONVERGENCIAS HORIZONTALES

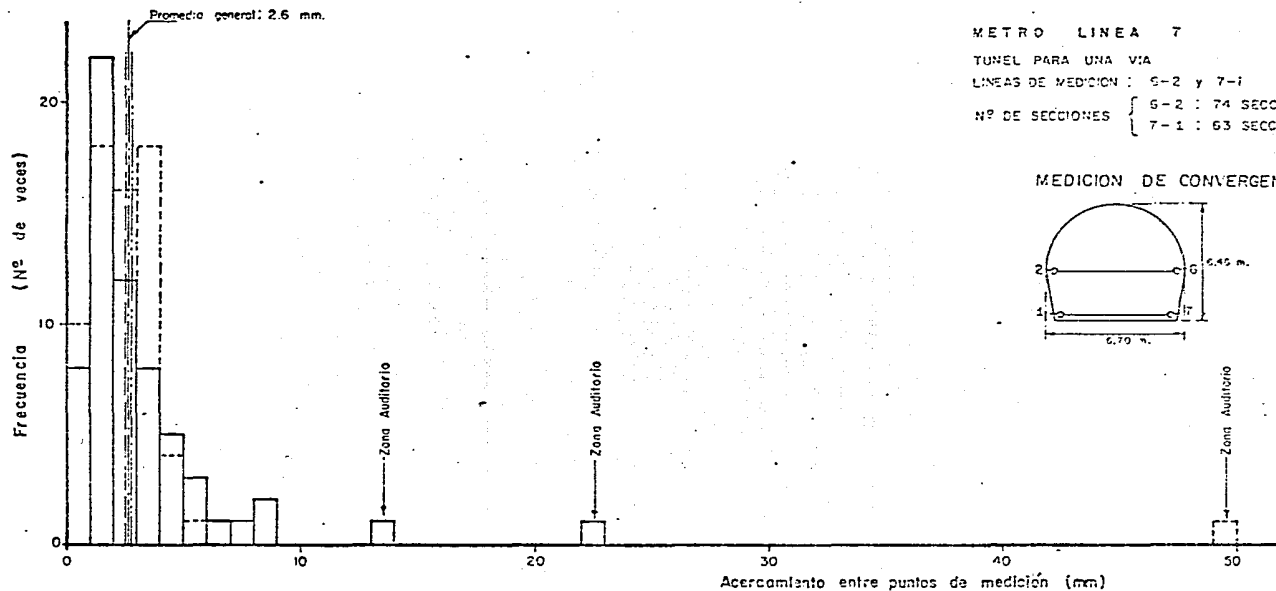


METRO LINEA 7
 TUNEL PARA DOS VIAS
 LINEAS DE MEDICION : 7-4 y 1-4
 Nº DE SECCIONES { 7-4 : 43 SECCIONES
 1-4 : 43 SECCIONES

MEDICION DE CONVERGENCIA.



COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES
 HISTOGRAMA DE CONVERGENCIAS VERTICALES



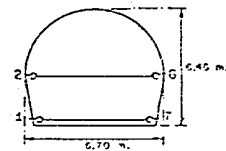
METRO LINEA 7

TUNEL PARA UNA VIA

LÍNEAS DE MEDICIÓN : 6-2 y 7-1

Nº DE SECCIONES { 6-2 : 74 SECCIONES
7-1 : 63 SECCIONES

MEDICION DE CONVERGENCIA.

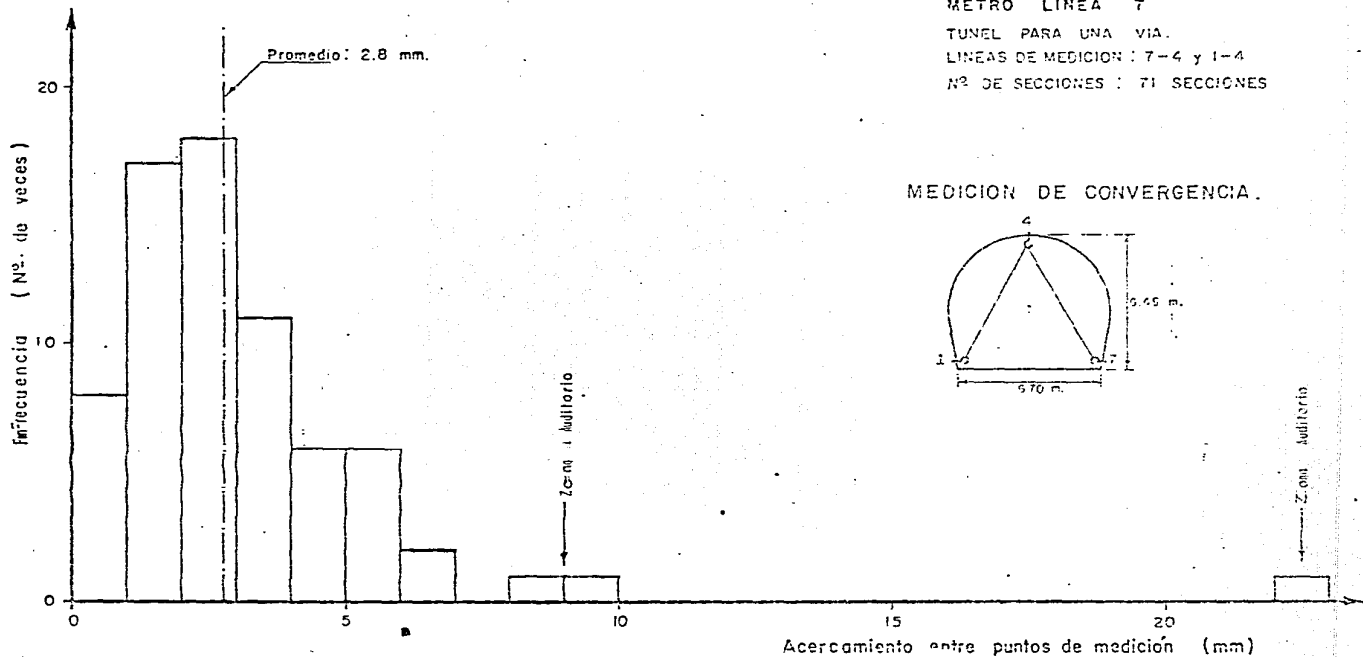


SÍMBOLOS

- LÍNEA DE MEDICIÓN 6-2
- LÍNEA DE MEDICIÓN 7-1
- PROMEDIO PARA LÍNEA DE MEDICIÓN 6-2
- PROMEDIO PARA LÍNEA DE MEDICIÓN 7-1
- PROMEDIO GENERAL

HISTOGRAMA DE CONVERGENCIAS HORIZONTALES

METRO LINEA 7
TUNEL PARA UNA VIA.
LINEAS DE MEDICION : 7-4 y 1-4
Nº DE SECCIONES : 71 SECCIONES



HISTOGRAMA DE CONVERGENCIAS VERTICALES.

T A B L A N O . 3

MAGNITUD DEL ALCANCE DE LA AFECTACION DE LOS HUNDIMIENTOS
DEL TERRENO CON LA EXCAVACION DEL TUNEL

M E T R O L I N E A 7

CADENAMIENTO	ALCANCE TRANSVERSAL AL EJE DEL TUNEL -- (m)		ANGULO OBTENIDO DE LA AFECTACION (°)		T I P O D E T U N E L
	ORIENTE	PONIENTE	ORIENTE	PONIENTE	
8+824	30.0	15.0	54	32	DOS VIAS
9+012	43.0	40.0	55	53	DOS VIAS
10+028	30.0	40.0	45	53	DOS VIAS
10+242	38.4	31.6	49	43	DOS VIAS
10+701	35.0	45.0	45	53	DOS VIAS
11+495	38.6	59.4	50	62	DOS VIAS
11+522	28.4	41.6	40	52	DOS VIAS
12+061	35.0	55.0	46	60	DOS VIAS
12+431	54.0	56.0	59	60	DOS VIAS
12+525	58.4	41.6	62	52	DOS VIAS

T A B L A N o . 3

MAGNITUD DEL ALCANCE DE LA AFECTACION DE LOS HUNDIMIENTOS
DEL TERRENO CON LA EXCAVACION DEL TUNEL

M E T R O L I N E A 7

CADENAMIENTO	ALCANCE TRANSVERSAL AL EJE DEL TUNEL -- (m)		ANGULO OBTENIDO DE LA AFECTACION (°)		TIPO DE TUNEL
	ORIENTE	PONIENTE	ORIENTE	PONIENTE	
7+824	30.0	15.0	54	32	DOS VIAS
9+012	43.0	40.0	55	53	DOS VIAS
10+028	30.0	40.0	45	53	DOS VIAS
10+242	38.4	31.6	49	43	DOS VIAS
10+701	35.0	45.0	45	53	DOS VIAS
11+495	38.6	59.4	50	62	DOS VIAS
11+522	28.4	41.6	40	52	DOS VIAS
12+061	35.0	55.0	46	60	DOS VIAS
12+431	54.0	56.0	59	60	DOS VIAS
12+525	58.4	41.6	62	52	DOS VIAS

ya de 20 a 25% del movimiento total, que finalmente se ha detectado con valores hasta de 120 a 140 mm. El progreso de la excavación afecta también al de los hundimientos superficiales a lo largo del eje del túnel; al detenerse el escudo en una ubicación dada, los hundimientos siguen progresando con el tiempo, abarcando una mayor zona de influencia e incrementando su magnitud en cada sección, con tendencia a elevar su valor final. Estos movimientos se encuentran estabilizados actualmente para las condiciones en que se encuentran los túneles de la línea 7 mencionadas anteriormente.

9.3.4.- INCLINOMETROS.

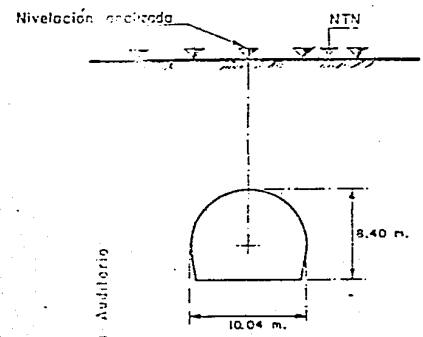
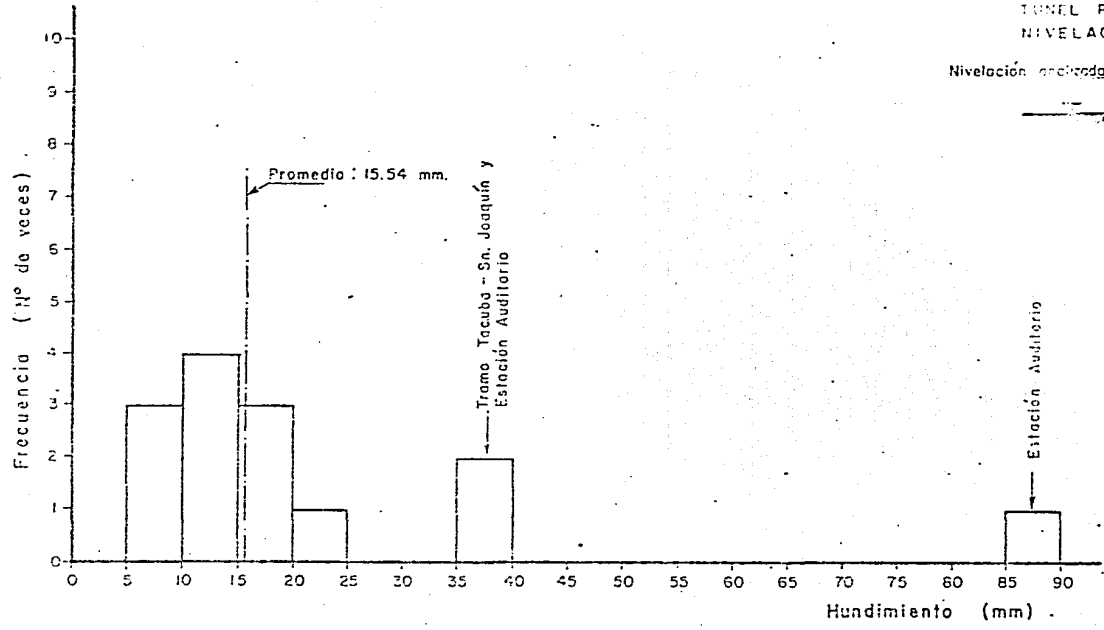
En lo referente al registro de las deformaciones horizontales medidas a partir de tubería de inclinómetro colocada lateralmente a 50 cm de la pared del túnel, para el caso de la línea 7 en túnel excavado para dos vías se obtuvieron movimientos en promedio de 2.63mm, figura 9.13. Toda esta línea del Metro presentan actualmente una estabilización en los movimientos del subsuelo.

En la zona norte de la línea 7 a la altura de Macuba donde se excavó un túnel circular de 9.15m de diámetro a través de limos arenosos con una capa de arcilla suave sobre la clave, revestido con 3 dovelas de concreto reforzado, los inclinómetros registraron un movimiento de la capa de arcilla hasta de 25mm, figura 9.14; estas deformaciones progresaron con el tiempo desde el momento en que el escudo alcanzó la ubicación del inclinómetro y con el tiempo, a los 120 días, se acusó una tendencia a la estabilización, figura 9.15.

9.3.5.-EXTENSOMETROS.

Para poder definir el movimiento del subsuelo en una línea de circulación, durante y después del paso de la excavación del túnel, se instalaron extensómetros radialmente al centro de la excavación, tanto verticales como inclinados. Los movimientos obtenidos con estos instrumentos, en lo que se refiere a la línea 7, en el caso de túneles

METRO LINEA 7
 TUNEL PARA DOS VIAS
 NIVELACION

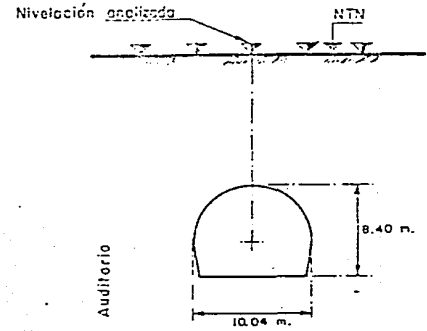
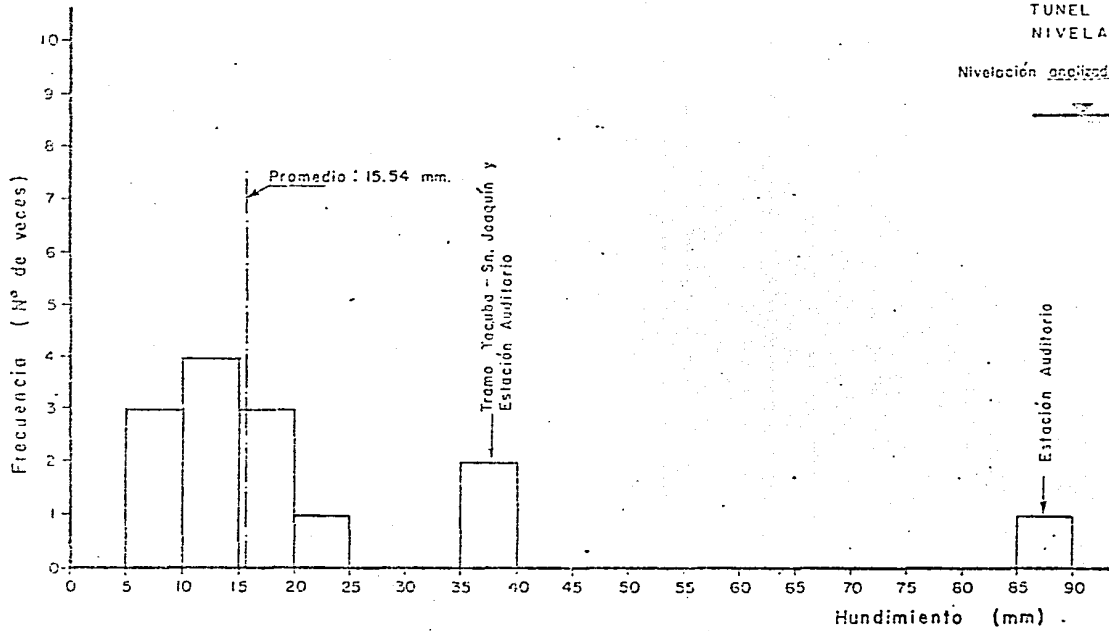


HISTOGRAMA DE NIVELACIONES

S. A.

1982 179.10

METRO LINEA 7
TUNEL PARA DOS VIAS
NIVELACION

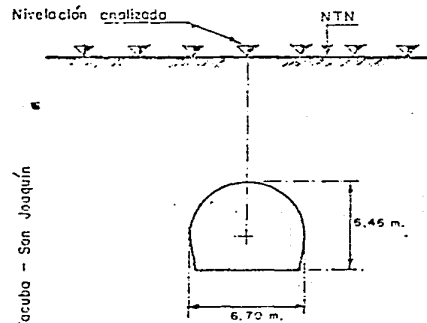
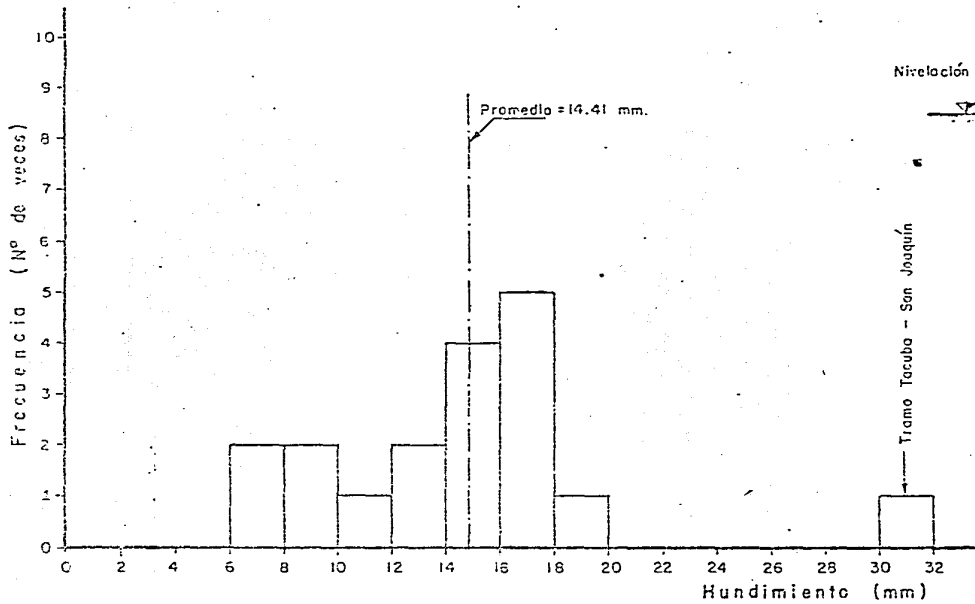


HISTOGRAMA DE NIVELACIONES

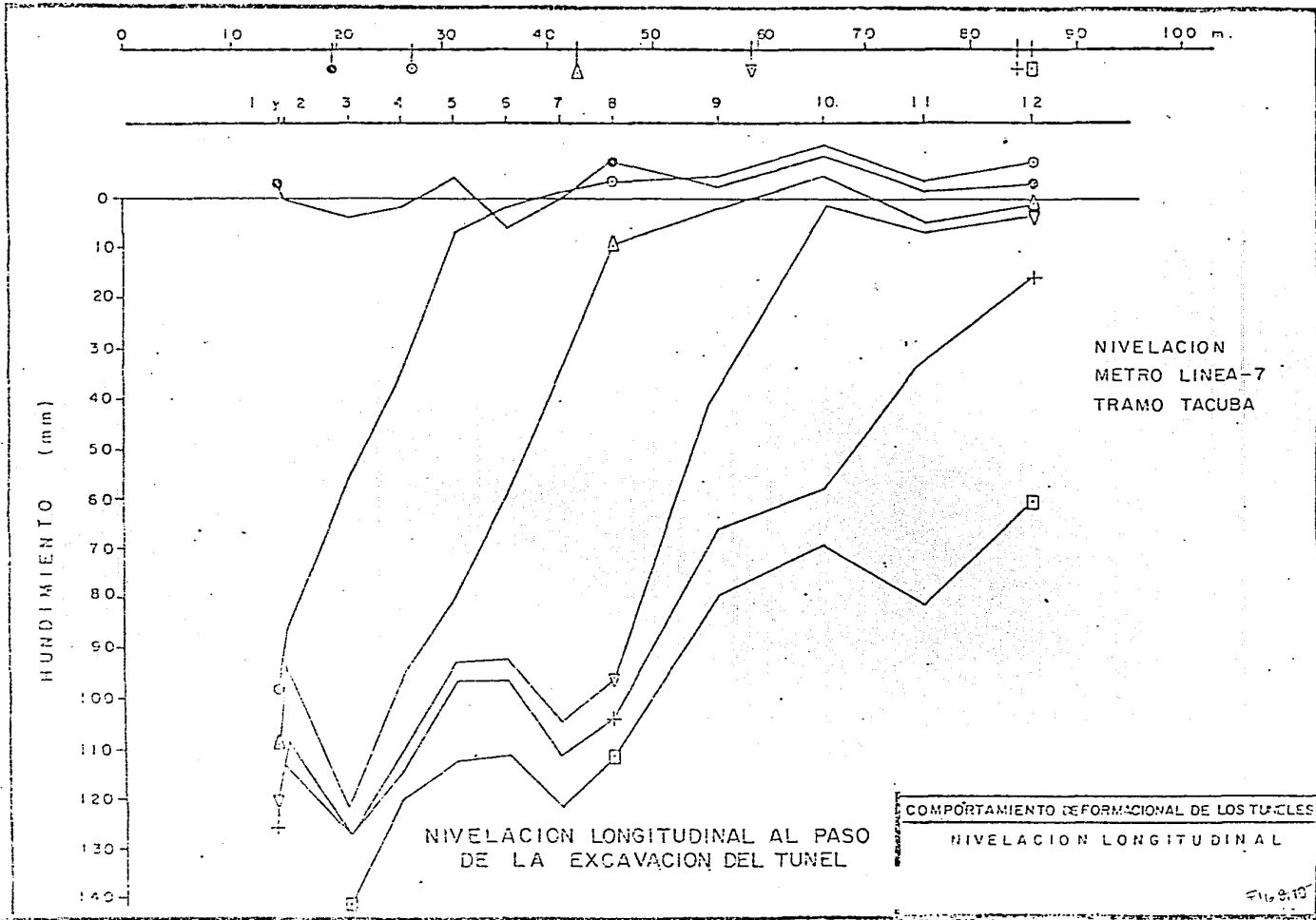
S. A.

Nº 317910

METRO LINEA 7
TUNEL PARA UNA VIA
NIVELACION



COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES
HISTOGRAMA DE NIVELACIONES



de 0.05, fijas en promedio de 3,420, 3,430 y 3,440.

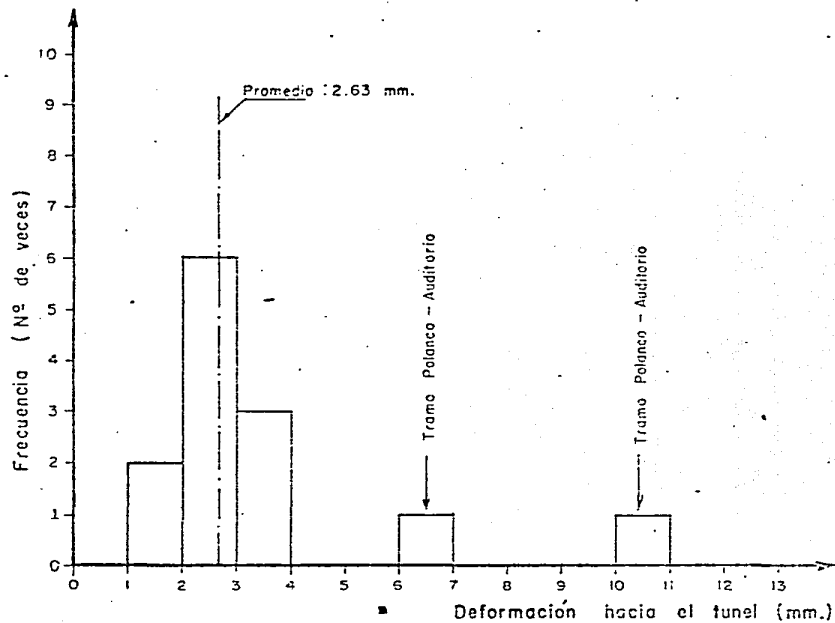
La tabla 4 muestra en forma resumida los promedios de las deformaciones medidas en los diferentes túneles de la línea 7, según se registraron en los diferentes tipos de instrumentos empleados.

9.4.-VERIFICACION DE LAS DEFORMACIONES REGISTRADAS.

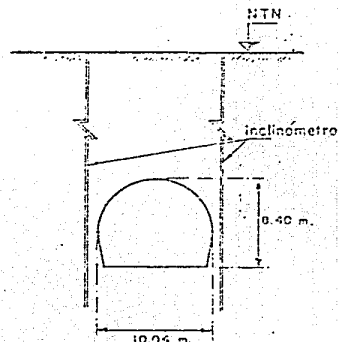
Los diferentes instrumentos utilizados han permitido corroborar la bondad de la información obtenida, en efecto, si por ejemplo se comparan los resultados de las mediciones con inclinómetros y los de extensómetros, como se puede ver en la figura 9.17, se obtienen concordancias en lo mostrada en la figura 9.17; los desplazamientos laterales registrados en los inclinómetros a ambos lados del túnel y a partir del momento en que se inicia la medición de convergencias, que se después de haber realizado la excavación del túnel, muestran una buena concordancia en magnitudes y tendencias.

Por otro lado, el desplazamiento total de la clave de la excavación es la suma de l hundimiento en superficie, obtenido de las nivelaciones, y del corrimiento registrado en los extensómetros en su punto más cercano a la excavación; las convergencias de las diagonales de clave a pico miden el progreso del 90% del desplazamiento vertical de la clave después de ejecutada la excavación, por lo tanto, en un mismo lapso, la velocidad de desplazamientos obtenida para la clave con ambos grupos de instrumentos debe ser 10% diferente, menor la de las convergencias.

La figura 9.17 muestra un ejemplo de la concordancia de este tipo en una estación de transferencia instalada en los túneles del Metro de la línea B sur, en esta figura se puede ver por separado el movimiento que presentó el extensómetro, la inclinación de la superficie del terreno y las líneas de medición de las convergencias, también se tiene la curva que representa la suma de deformaciones de extensómetros y nivelación; si esta última curva se traslada al eje de las convergencias a partir del inicio de sus lecturas se puede apreciar la mis

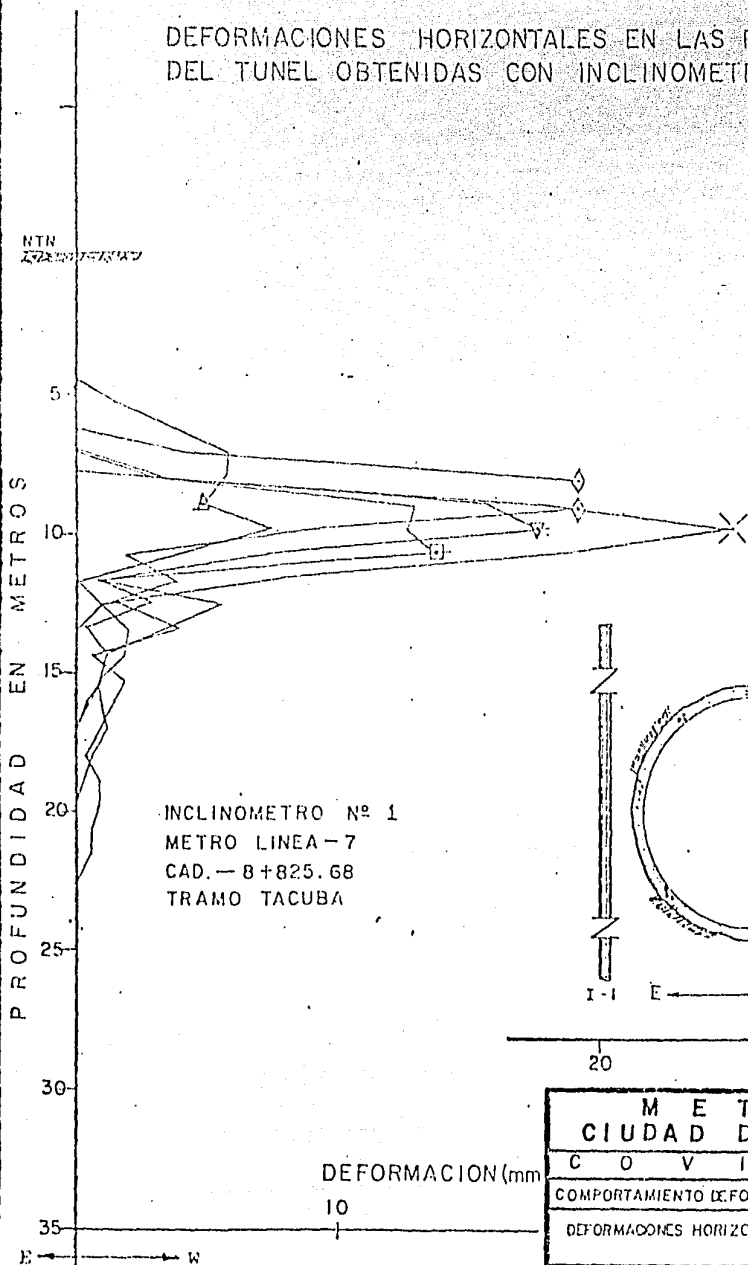


METRO LINEA 7
TUNEL PARA DOS VIAS
INCLINOMETRO

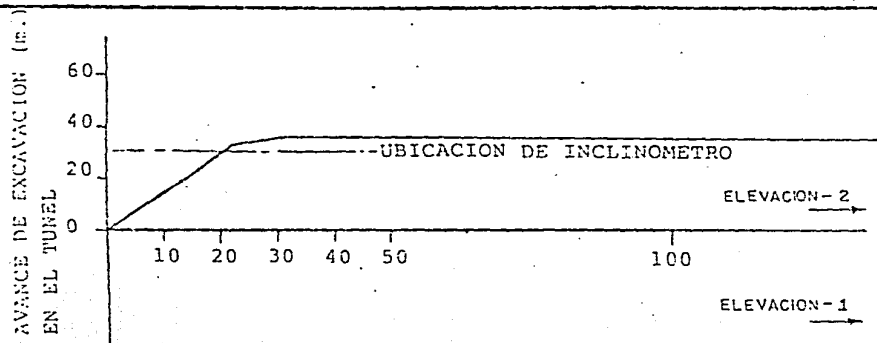


M E T R O
CIUDAD DE MEXICO
C O V I T U R
COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES
HISTOGRAMA DE INCLINOMETROS
GEOSISTEMAS, S. A.
DICIEMBRE - 1977 FIGURA N° 2.2

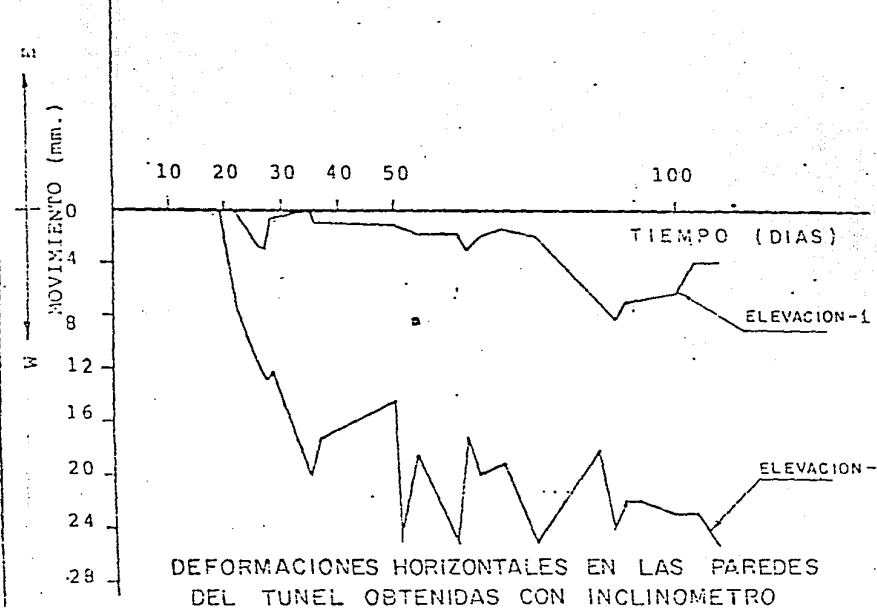
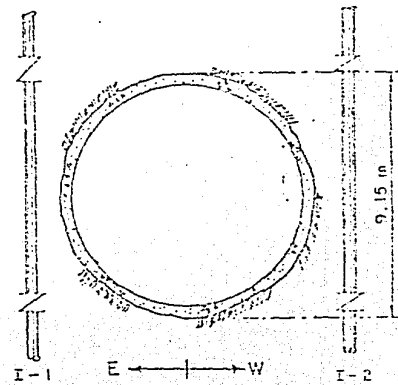
DEFORMACIONES HORIZONTALES EN LAS PAREDES DEL TUNEL OBTENIDAS CON INCLINOMETRO.



M E T R O	
C I U D A D D E M E X I C O	
C O V I T U R	
C O M P O R T A M I E N T O D E F O R M A C I O N A L D E L O S T U N E L	
D E F O R M A C I O N E S H O R I Z O N T A L E S E N T U N E L	
G E O S I S T E M A S, S. A.	
NOVIEMBRE 1962	FIGURA N° 3.14



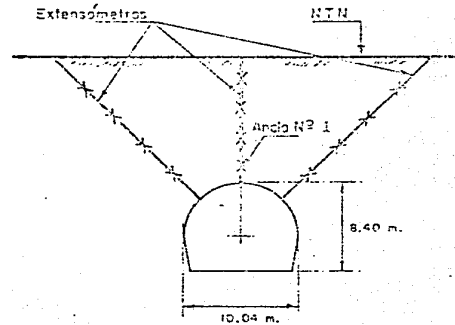
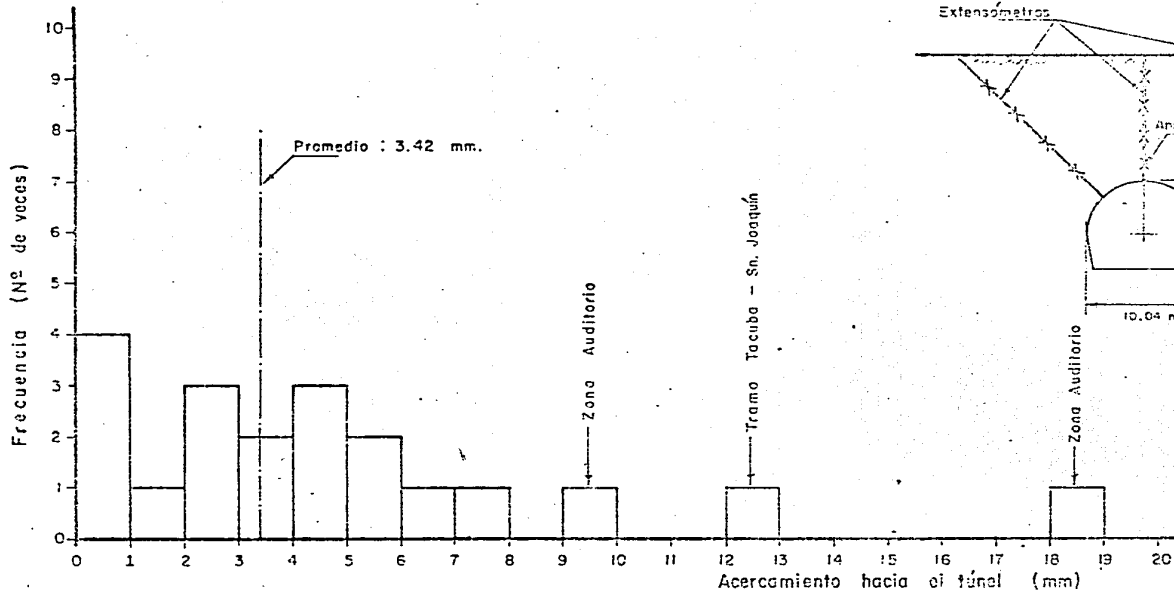
INCLINOMETRO Nº 1
 METRO LINEA - 7
 CAD - 8+825
 TRAMO TACUBA



DEFORMACIONES HORIZONTALES EN LAS PAREDES
 DEL TUNEL OBTENIDAS CON INCLINOMETRO

M	E	T	R	O
C	I	D	A	D
C	O	V	I	T
C	O	M	P	O
G	E	O	S	I
G	E	O	S	I

METRO LINEA 7
 TUNEL PARA DOS VIAS
 EXTENSOMETRO
 ANCLA - 1



M E T R O
CIUDAD DE MEXICO
C O V I T - U R
COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES
HISTOGRAMA DE EXTENSOMETROS
GEOSISTEMAS, S. A
DICIEMBRE 1982 FIGURA N° 22

RESUMEN DE DEFORMACIONES REGISTRADAS EN LOS
TUNELES DE LA LINEA 7 DEL METRO DE MEXICO

DEFORMACION REGISTRADA	TUNEL PARA 1 VIA			TUNEL PARA 2 VIAS		
	N° DE MEDICIONES	RANGO (mm)	PROMEDIO (mm)	N° DE MEDICIONES	RANGO (mm)	PROMEDIO (mm)
DESPLAZAMIENTO - LATERAL MEDIDO - CON INCLINOMETRO				13	1.6-10.4	2.63
HUNDIMIENTO AL - EJE DEL TUNEL -- OBTENIDO DE NIVE-- LACIONES	18	9.0-32.0	14.41	10	8.0-90.0	15.54
DESPLAZAMIENTO - DE CLAVE RESPEC-- TO AL NIVEL DE - SUPERFICIE, RE-- GISTRADO EN EX-- TENSOMETRO				6	0.9-13.1	3.42
CONVERGENCIA HORI-- ZONTAL						
• A MEDIA SECCION	68	0.2-49.4	2.42	118	0.3-12.0	2.40
• EN EL PISO	64	0.1-22.4	2.75	109	0.2- 9.5	3.11
CONVERGENCIA EN DIAGONALES DE -- CLAVE A PISO.	71	0.2-23.0	2.78	43	0.2- 7.8	2.70

1. Sección No. 7, Línea No. 7
 2. Línea No. 7, Línea No. 7
 3. Línea No. 7, Línea No. 7
 4. Línea No. 7, Línea No. 7
 5. Línea No. 7, Línea No. 7
 6. Línea No. 7, Línea No. 7
 7. Línea No. 7, Línea No. 7
 8. Línea No. 7, Línea No. 7
 9. Línea No. 7, Línea No. 7
 10. Línea No. 7, Línea No. 7
 11. Línea No. 7, Línea No. 7
 12. Línea No. 7, Línea No. 7
 13. Línea No. 7, Línea No. 7
 14. Línea No. 7, Línea No. 7
 15. Línea No. 7, Línea No. 7
 16. Línea No. 7, Línea No. 7
 17. Línea No. 7, Línea No. 7
 18. Línea No. 7, Línea No. 7
 19. Línea No. 7, Línea No. 7
 20. Línea No. 7, Línea No. 7
 21. Línea No. 7, Línea No. 7
 22. Línea No. 7, Línea No. 7
 23. Línea No. 7, Línea No. 7
 24. Línea No. 7, Línea No. 7
 25. Línea No. 7, Línea No. 7
 26. Línea No. 7, Línea No. 7
 27. Línea No. 7, Línea No. 7
 28. Línea No. 7, Línea No. 7
 29. Línea No. 7, Línea No. 7
 30. Línea No. 7, Línea No. 7
 31. Línea No. 7, Línea No. 7
 32. Línea No. 7, Línea No. 7
 33. Línea No. 7, Línea No. 7
 34. Línea No. 7, Línea No. 7
 35. Línea No. 7, Línea No. 7
 36. Línea No. 7, Línea No. 7
 37. Línea No. 7, Línea No. 7
 38. Línea No. 7, Línea No. 7
 39. Línea No. 7, Línea No. 7
 40. Línea No. 7, Línea No. 7
 41. Línea No. 7, Línea No. 7
 42. Línea No. 7, Línea No. 7
 43. Línea No. 7, Línea No. 7
 44. Línea No. 7, Línea No. 7
 45. Línea No. 7, Línea No. 7
 46. Línea No. 7, Línea No. 7
 47. Línea No. 7, Línea No. 7
 48. Línea No. 7, Línea No. 7
 49. Línea No. 7, Línea No. 7
 50. Línea No. 7, Línea No. 7
 51. Línea No. 7, Línea No. 7
 52. Línea No. 7, Línea No. 7
 53. Línea No. 7, Línea No. 7
 54. Línea No. 7, Línea No. 7
 55. Línea No. 7, Línea No. 7
 56. Línea No. 7, Línea No. 7
 57. Línea No. 7, Línea No. 7
 58. Línea No. 7, Línea No. 7
 59. Línea No. 7, Línea No. 7
 60. Línea No. 7, Línea No. 7
 61. Línea No. 7, Línea No. 7
 62. Línea No. 7, Línea No. 7
 63. Línea No. 7, Línea No. 7
 64. Línea No. 7, Línea No. 7
 65. Línea No. 7, Línea No. 7
 66. Línea No. 7, Línea No. 7
 67. Línea No. 7, Línea No. 7
 68. Línea No. 7, Línea No. 7
 69. Línea No. 7, Línea No. 7
 70. Línea No. 7, Línea No. 7
 71. Línea No. 7, Línea No. 7
 72. Línea No. 7, Línea No. 7
 73. Línea No. 7, Línea No. 7
 74. Línea No. 7, Línea No. 7
 75. Línea No. 7, Línea No. 7
 76. Línea No. 7, Línea No. 7
 77. Línea No. 7, Línea No. 7
 78. Línea No. 7, Línea No. 7
 79. Línea No. 7, Línea No. 7
 80. Línea No. 7, Línea No. 7
 81. Línea No. 7, Línea No. 7
 82. Línea No. 7, Línea No. 7
 83. Línea No. 7, Línea No. 7
 84. Línea No. 7, Línea No. 7
 85. Línea No. 7, Línea No. 7
 86. Línea No. 7, Línea No. 7
 87. Línea No. 7, Línea No. 7
 88. Línea No. 7, Línea No. 7
 89. Línea No. 7, Línea No. 7
 90. Línea No. 7, Línea No. 7
 91. Línea No. 7, Línea No. 7
 92. Línea No. 7, Línea No. 7
 93. Línea No. 7, Línea No. 7
 94. Línea No. 7, Línea No. 7
 95. Línea No. 7, Línea No. 7
 96. Línea No. 7, Línea No. 7
 97. Línea No. 7, Línea No. 7
 98. Línea No. 7, Línea No. 7
 99. Línea No. 7, Línea No. 7
 100. Línea No. 7, Línea No. 7

INGENIERIA
 INGENIERIA

MALLA DE REDONDEADILLOS DE
 LOS PUNTO A LOS PUNTO

SECCION No. 7 LINEA No. 7

PLANO DE LAS MEDICIONES DE TEMPERATURA

MUESTRA DE LAS MEDICIONES DE
 TEMPERATURA EN LOS PUNTO

SUSPENSIONES POR
 ARRASTRE PASIVO

TIEMPO (Hrs.)

COMPARACION DE REDONDEADILLOS EN
 TUNEL CON INCLINOMETRO Y
 COMPENSACION

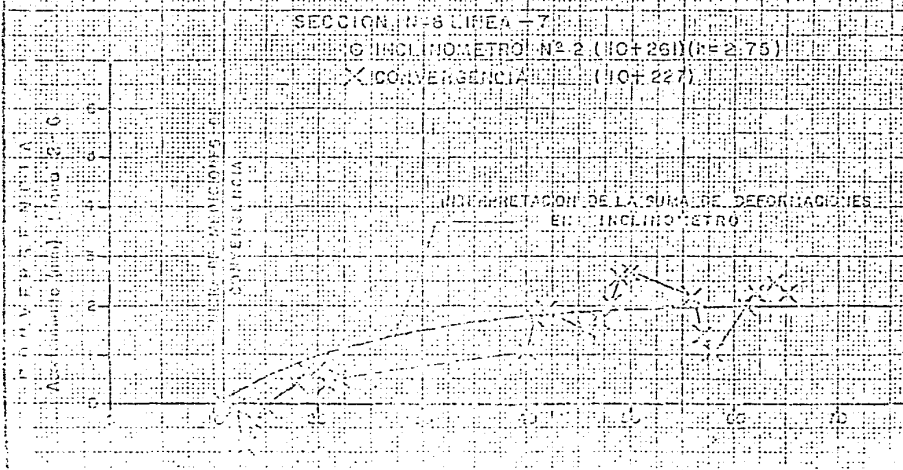
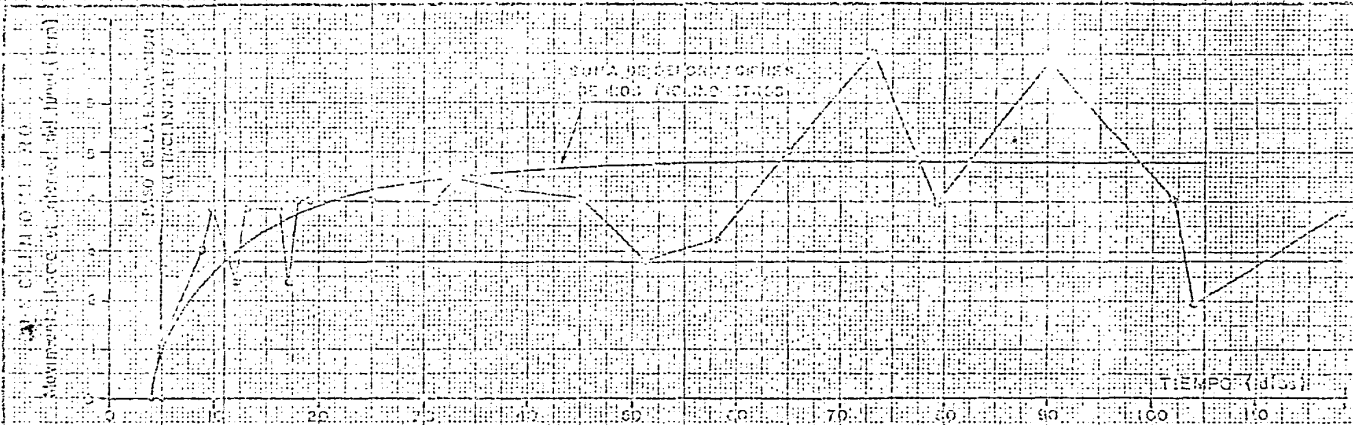
METRO
 CIUDAD DE MEXICO

COMPORTAMIENTO DE LOS TUNEL EN LOS TUNEL

INFORMACION DE LOS TUNEL EN TUNEL

INFORMACION DE LOS TUNEL EN TUNEL

INFORMACION DE LOS TUNEL EN TUNEL



COMPARACION DE LAS DEFORMACIONES
 MEDIDAS EN TUNEL CON INCLINOMETRO
 Y CONVERGENCIA

TIEMPO (Dias)

M E T R O
 CIUDAD DE MEXICO
 CENTRO DE INVESTIGACIONES Y
 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES
 DEFORMACIONES HORIZONTALES EN TUNEL
 GEOLOGIA Y SISTEMAS S.A.
 CARRILLO DE LA PARRA No 931
 CARRILLO DE LA PARRA, TAMAULIPAS

ma tendencia, velocidad y magnitud de los movimientos en ambas curvas. Este es un caso muy ilustrativo sobre el comportamiento deformacional del subsuelo.

La tabla 6 muestra numéricamente la comparación de velocidades antes citadas con los datos de la tabla 5. Como puede verse en la línea 7, puede verse que hay una muy razonable aproximación entre los valores de las velocidades obtenidas a diferentes fechas.

Así mismo las convergencias horizontales a media sección deben mostrar el doble de la velocidad de deformación registrada en un inclinómetro ubicado en la misma sección; la tabla 6 revela que la co-incidencia de velocidades de desplazamiento lateral es también satisfactoria.

9.5.- COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS REGISTRADOS CON LOS VALORES TEORICOS COMPUTABLES.

Para poder realizar la comparación indicada es necesario establecer primeramente el estado, ya sea fundamentalmente elástico ó elasto-plástico, del subsuelo alrededor de los túneles. Teniendo en cuenta que en general ha sido reducida la magnitud de los desplazamientos laterales de las paredes y que el lapso en que se presentó su valor final es cortos que además no se ha detectado indicios de generación de presión lateral activa, se puede admitir que el comportamiento del subsuelo alrededor de los túneles de que se trata es básicamente de tipo elástico. Los desplazamientos en la clave y en las paredes que pueden obtenerse de la Teoría de la Elasticidad para un túnel circular excavado en una masa de suelo sujeta a presiones vertical (p_v) y horizontal ($p_h = k_o \cdot p_v$), se muestran en la figura 9.19 en función de k_o y para los valores extremos y promedio del módulo de elasticidad obteniendo en el laboratorio para los suelos hallados a lo largo de las líneas 7 y 3 sur; los valores mostrados consideran una profundidad al centro del túnel de 25m, que es representativa de la profun-

didad media de los túneles para la línea 7; cabe señalar que los desplazamientos así calculados son prácticamente proporcionales a dicha profundidad, adicionalmente cabe hacer notar que la teoría encierra alrededor del túnel igual a tres diámetros del mismo, para asegurar la redistribución de esfuerzos en la masa de suelo.

Es interesante notar que de acuerdo con la teoría de la elasticidad, el desplazamiento vertical en la clave es casi independiente de la relación ν , en tanto que el desplazamiento horizontal de las paredes depende importantemente de este parámetro.

Relacionando los valores medidos de tales desplazamientos en los túneles que se analizan, con los indicados en la figura 9.19, puede concluirse que existe correspondencia entre ambos grupos de valores cuando ν está comprendido entre $1/3$ y $1/2$, ó sea que la relación de Poisson varía de $1/4$ a $1/3$, magnitudes que son apropiadas para los tipos de suelos atravesados por los túneles de las líneas 7 y 3 sur. En la figura 9.19 se presenta particularmente la determinación de valores del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson correspondientes a la masa de suelo afectada por la excavación Auditorio y que se pueden obtener toda vez que se conozcan las magnitudes totales de los desplazamientos de clave y de las paredes de los túneles, lo cual solo es posible mediante una instrumentación completa como la que se ha realizado en los túneles para el Metro de México.

En el caso de la línea 7 se puede afirmar que los valores obtenidos con las mediciones realizadas de las deformaciones del subsuelo al excavar un túnel, existe aún y cuando los túneles excavados en la línea 7 del Metro no cumplen completamente con las hipótesis que encierran los cálculos de la Teoría de la Elasticidad.

El comparamiento de los cálculos, que revelan los resultados de la instrumentación, indica también que la aplicación de la teoría de Terzaghi para valuar las presiones que se utilicen para diseñar los gomas y revestimientos de los túneles, conduce a condiciones del lado de la seguridad, pues las zonas laterales con incipiente falla plástica que considera el planteamiento de Terzaghi, figura 9.20, se generarán con una extensión menor, e inclusive, donde la resistencia del material de las paredes sea mayor de 2.5 a 3 veces la presión vertical en el talud lateral que se genera y las zonas de afloramiento de agua en el talud lateral serán un ancho menor al mostrado en las esquemas de la figura 9.20 como B en la presentación que aparece en el libro de Szechy, ó 23 que utilizó Terzaghi al establecer su teoría al respecto de presiones sobre túneles; es importante que no se confunda el significado de estas literales al emplear una u otra expresión de las fórmulas para valuar la presión esperada en la clave, ambas son idénticas y conducen a igual resultado, si se emplean correctamente.

Cabe señalar que en contraposición de la reducción del ancho efectivo de la zona de alojamiento por efecto de la resistencia del material en las paredes, que puede reducir el valor de la presión calculada para la clave, se puede establecer que el coeficiente k que aparece en la fórmula de Terzaghi y que él mismo señaló con valor próximo a uno, es función de las propiedades de resistencia del suelo que encuentra arriba del túnel; en efecto, la presión horizontal y presión vertical en los límites del bloque que se analiza sobre el talud lateral, en los puntos verticales que lo limitan ocurren esfuerzos cortantes últimos; en tal caso, asociado a la presión horizontal se presenta el esfuerzo cortante de falla y la ubicación de estos esfuerzos en un de Mohr será la que se muestra en la figura 9.21, donde también se indica la ubicación de la presión vertical

P_h es el esfuerzo actuante en dirección perpendicular a P_h en el bloque analizado.

Puede demostrarse fácilmente que la relación geométrica entre P_v y P_h queda definida por la expresión que se marca en la misma figura 9.21 como k. Con propósito ilustrativo se hace ver que en suelos sin cohesión, el valor $k = \frac{1 - \operatorname{sen} 2\phi}{1 + \operatorname{sen} 2\phi} = \frac{P_h}{P_v}$ representa la relación entre las presiones horizontal y vertical, que para los valores de ϕ correspondientes a ese tipo de suelo, adquiere valores menores a uno, -

tal como se muestra en la figura 9.22, lo que significa que la presión es la clave calculada con la fórmula de Terzaghi, usando el valor de $k = k \cdot \rho$, resulta considerablemente mayor, hasta 70% para $\phi = 30$, que la obtenida con el valor $k = 1$, que sólo es válido para valores de ϕ próximos a cero, figura 9.22.

9.6.- CONCLUSIONES.

En base a los análisis realizados de los registros a las deformaciones del sub suelo en los túneles excavados para alojar la línea 7 del Metro, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

1.- Hubo dos zonas en la línea 7 en que se detectaron movimientos fuertes y velocidades de deformación altas, que correspondieron a Tacuba y Auditorio; sin embargo, gracias a la detección a tiempo de estos movimientos se realizaron medidas preventivas, como el de la colada de concreto lanzado y malla de acero en las zonas afectadas; en Auditorio se procedió al colado del ademe definitivo.

2.- Los túneles excavados hasta el momento en la línea 7 del Metro y revestidos únicamente con concreto lanzado, el cual corresponde al ademe provisional, o bien revestidos con ademe definitivo, presentan hasta el momento una completa estabilización desde el punto de vista deformacional.

3.- Es importante señalar que las deformaciones registradas se confirman con buena coincidencia entre diferentes grupos de instrumentos; ya sea las verticales o bien, las horizontales.

4.- Adicional a la corroboración de los movimientos del subsuelo con diferentes grupos de instrumentos, se han relacionado estos valores medidos en obra con los teóricos computables, y puede concluirse que existe una buena correspondencia entre las dos diferentes formas de expresión de los valores de deformación, para el caso de la deformación de este tipo $1/3$, o sea, con una relación de Poisson entre $1/4$ y $1/3$.

T A B L A N° 6

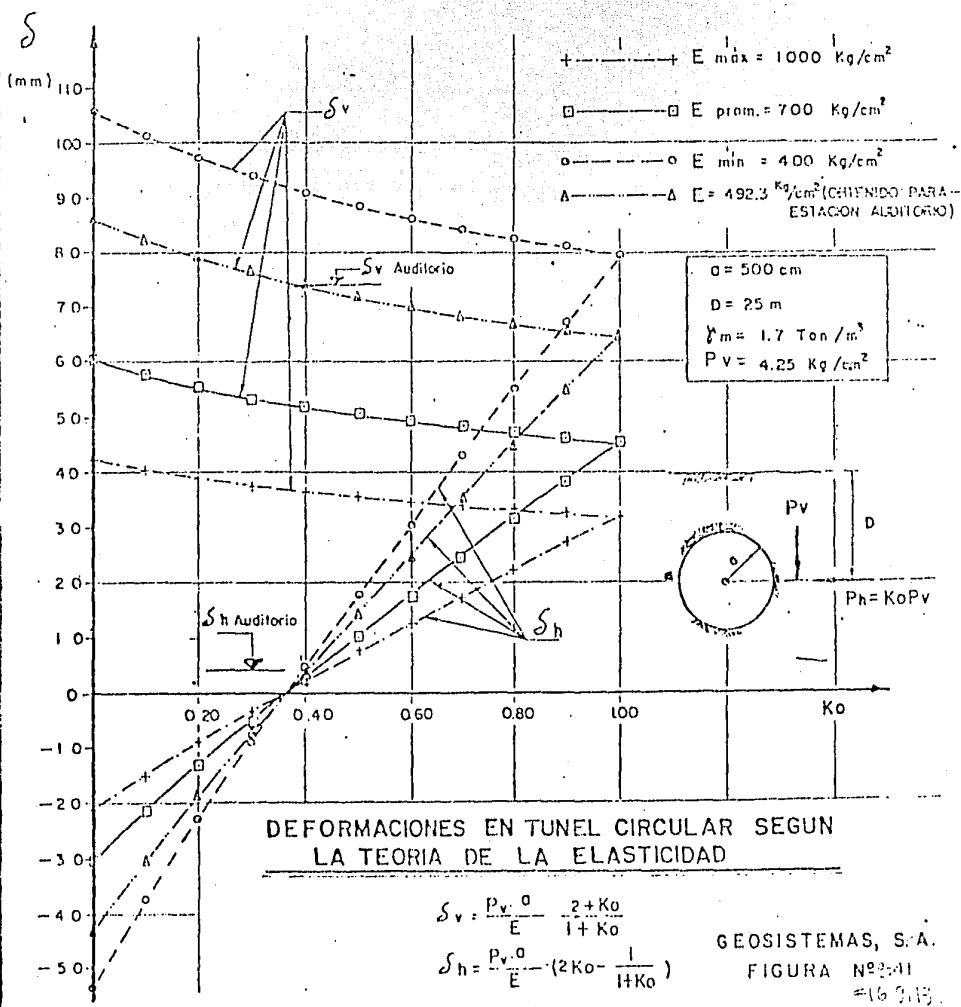
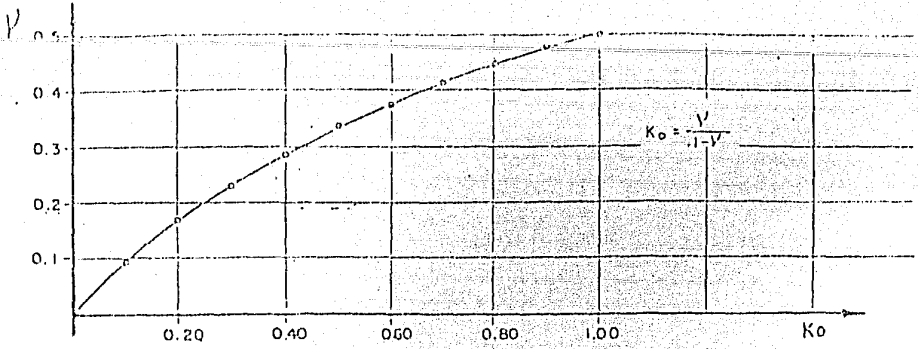
ESTACION AUDITORIO DE LA LINEA 7 DEL METRO DE
LA CIUDAD DE MEXICO.

CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN -
LAS MEDICIONES DE DEFORMACION REALIZADAS CON
LOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EN EL SUBSUELO.

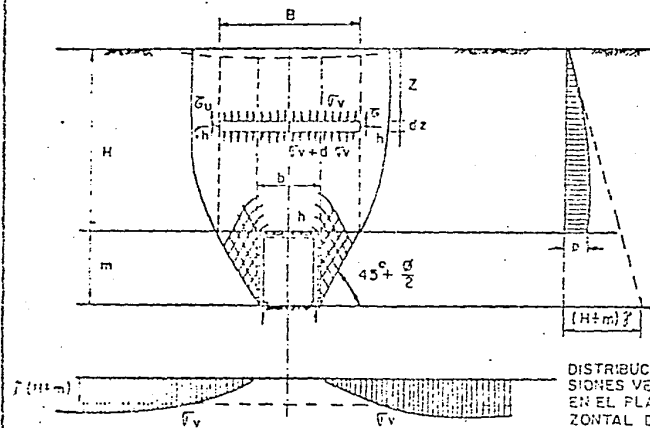
INSTRUMENTO	DEFORMACION MAXIMA EN MM	VELOCIDAD MAXIMA EN MM/DIA
EXTENSOMETRO N° 3	11.80	* 0.10 ** 0.09
NIVELACION	62.00	* 0.35 ** 0.18
EXT. + NIV.	73.80	* 0.45 ** 0.27
CONVERGENCIA		
LINEA 1-4 y 7-4	12.00	* 0.40 ** 0.30
LINEA 6-2	2.00	* 0.02 ** 0.02
INCLINOMETRO	4.00	* 0.015 ** 0.01

N O T A : LAS VELOCIDADES DE DEFORMACION FUERON CALCULADAS
A LOS 38 y 53 DIAS DE EXCAVADO EL TUNEL EN EL -
INSTRUMENTO CORRESPONDIENTE

* 38 DIAS
** 53 DIAS



PRESENTACION DE SZECHY

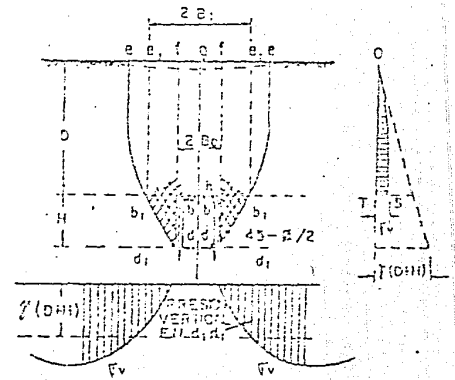


Para $c=0$, y $q=0$

$$p = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{2z}{B}} \right)$$

PRESION EN LA CLAVE

PRESENTACION DE TERZAGHI



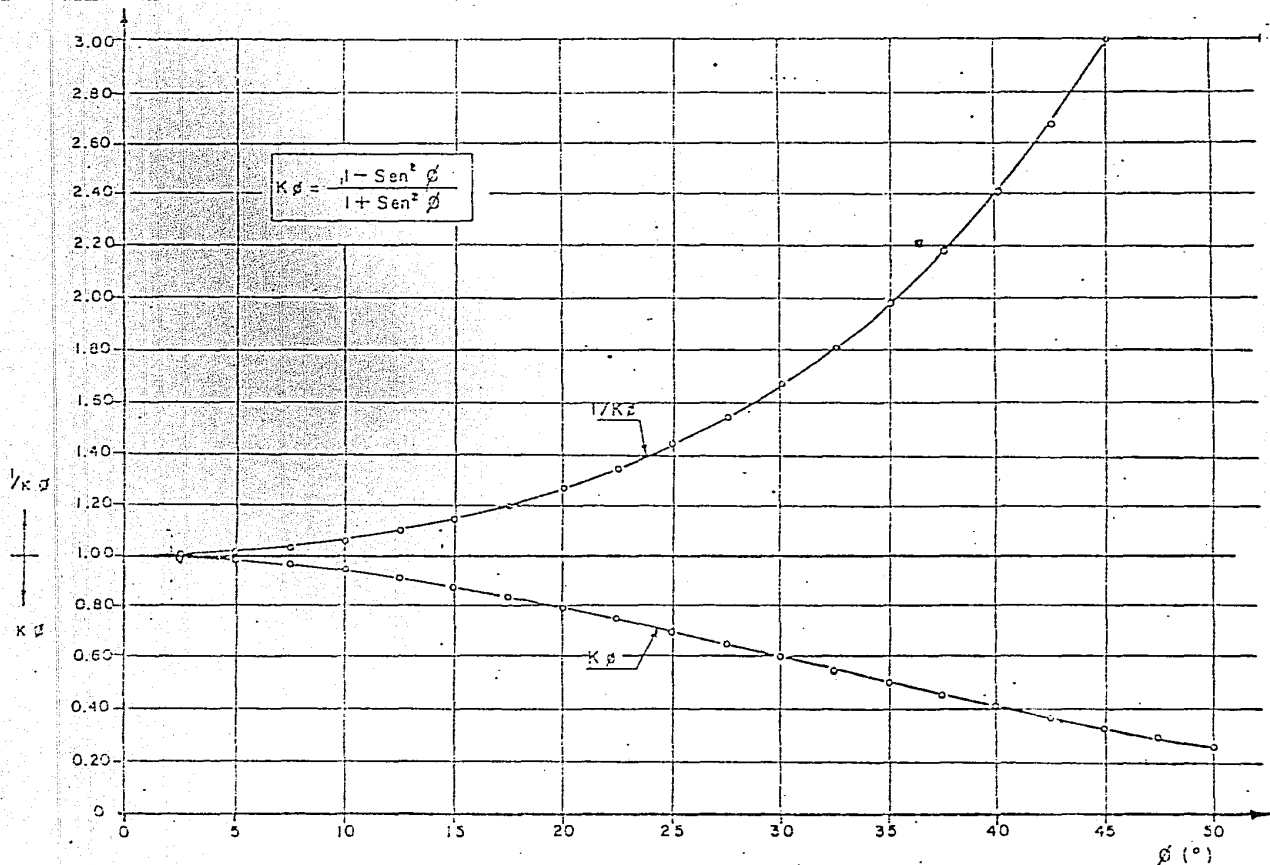
Para $c=0$, y $q=0$

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1}{K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{D}{B_1}} \right)$$

PRESION EN LA CLAVE

CONSIDERACIONES DE TERZAGHI PARA LA VALUACIONES DE PRESIONES EN TUNELES

M E T R O	
CIUDAD DE MEXICO	
C O V I T U R	
COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS TUNELES	
PRESIONES EN TUNELES	
S E O S I S T E M A S S A	
PROFESOR	FIGURA



VALORES DE K_{ϕ} VS ϕ

GEOSISTEMAS, S. A.

FIGURA Nº 3.44

22.9.22

B I B L I O G R A F I A :

- CURSO VICTOR HARDY 85
TUNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRANEAS Tomos I y II.
AMITOS, México.

- ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION
INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO.
ITSME, México.

- ESPECIFICACIONES DE INSTRUMENTACION
GEOSISTEMAS S. A. de C. V. México.

- VIAS TERRESTRES. Tomo II.
RICO RODRIGUEZ, México.
