



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
"ACATLAN"

**T  
E  
S  
I  
S**

CONSTRUCCION DE LOS TUNELES CARRETEROS AGUA  
DE OBISPO EN LA AUTOPISTA CUERNAVACA ACAPULCO  
CON LA MODERNA TECNOLOGIA DEL METODO

AUSTRIACO (NATM)



T E S I S  
Que para obtener el Título de  
INGENIERO CIVIL  
p r e s e n t a

**JOSE FELIPE GONZALEZ HERNANDEZ**

Acatlán Edo. de Méx.

1995

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.

## **DEDICATORIA**

### **A MI MADRE:**

**Por haberme inculcado el hábito de estudio, la superación profesional y aunque ya no estés entre nosotros, te dedico este trabajo, esperando sirva de ejemplo a Raúl.**

### **A MI PADRE:**

**Por la paciencia y confianza depositada en mí, a fin de culminar lo iniciado.**

### **A MI ESPOSA:**

**Por haber encontrado el camino adecuado, sin exigencias pero siempre preocupada y atenta de mi desempeño profesional.**

### **A MI HIJA:**

**Ariely: espero que algún día cuando aprendas a leer, el presente despierte en ti el impulso y coraje necesarios para lograr una carrera profesional.**

## **AGRADECIMIENTOS**

**Agradezco de todo corazón a los siguientes Ingenieros:**

**JOSE E. VALENCIA ARAGON**

**Por su siempre tan constante e insistente presión cariñosa ejercida en mi, en estos últimos seis años para la realización del presente.**

**ENRIQUE JUAREZ MONTOYA**

**Por su interés amistoso demostrado a través de sus consejos y preocupación de mi ejercicio profesional.**

**VICTOR DE LA CRUZ BAUTISTA**

**Por su amistad entrañable y el espíritu de lucha compartido, para conseguir logros que satisfagan plenamente nuestro ejercicio profesional.**

**CELSO BARRERA CHAVEZ**

**Por su comprensión, apoyo y labor efectuada en la revisión del presente trabajo como asesor.**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. J. FELIPE GONZALEZ HERNANDEZ  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.  
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 3 DE MARZO DE 1995. ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "CONSTRUCCION DE LOS TUNELES CARRETEROS AGUA DE OBISPO EN LA AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO CON LA MODERNA TECNOLOGIA DEL METODO AUSTRIACO ( NATM )". EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- INTRODUCCION.
- I.- GENERALIDADES DEL PROYECTO.
- II.- PORTALES.
- III.- TUNELES.
- IV.- REVESTIMINETO DEFINITIVO.
- V.- PAVIMENTO E ILUMINACION.
- CONCLUSIONES.
- BIBLIOGRAFIA.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. ING. CELSO BARRERA CHAVEZ.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO, ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

A T E N T A M E N T E .  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
ACATLAN, EDO. DE MEX., A 3 DE AGOSTO DE 1995



ENEP-ACATLAN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR  
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

# INDICE

**CONSTRUCCION DE LOS TUNELES CARRETEROS AGUA DE OBISPO  
EN LA AUTOPISTA CUERNAVACA ACAPULCO CON LA MODERNA  
TECNOLOGIA DEL METODO AUSTRIACO (NATM)**

**Objetivo:** Describir las diferentes etapas constructivas de los túneles carreteros Agua de Obispo con la novedosa tecnología del Método Austriaco de Túnelco (NATM), exponiendo problemas y soluciones que se presentaron durante su ejecución.

**INDICE**

	<b>Pág.</b>
<b>Justificación</b>	1
<b>Introducción</b>	2
<b>CAPITULO 1. GENERALIDADES</b>	
<b>Antecedentes</b>	5
<b>1.1 Localización y fisiografía</b>	6
1.1.1 Método de trabajo	7
1.1.1.1 Levantamiento geológico	7
1.1.1.2 Estudio Geofísico	8
1.1.1.3 Perforaciones exploratorias	9
1.1.1.4 Pruebas de laboratorio	9
1.1.1.5 Integración geotécnica	10
1.1.1.6 Diseño geotécnico estructural	10
<b>1.2 Geología</b>	10
1.2.1 Estratigrafía	11
1.2.1.1 Toba vítrea (T-7)	12
1.2.1.2 Toba Arenosa compacta (T-6)	12
1.2.1.3 Ignimbritas (T-5)	12
1.2.1.4 Toba brechoide (T-4)	13
1.2.1.5 Toba arenosa-limosa (T-3)	13
1.2.1.6 Toba andesítica (T-2)	14
1.2.1.7 Toba arenosa pumítica (T-1)	14
1.2.1.8 Depósitos de talud (Qt)	15
<b>1.3 Geofísica</b>	15
1.3.1 Geosísmica	16
1.3.1.1 Dispositivo empleado	16
1.3.1.2 Equipo de medición	17
1.3.1.3 Trabajos de campo	18
1.3.2 Geoeléctrica	18
1.3.2.1 Dispositivo empleado	18
1.3.2.2 Equipo de medición	19
1.3.2.3 Trabajos de campo	20
<b>1.4 Perforaciones exploratorias</b>	20
<b>1.5 Integración geomecánica</b>	22
1.5.1 Presencia de Agua	24
1.5.2 Resumen Geotécnico	24

## **CAPITULO 2. PORTALES**

<b>2.1</b>	<b>Localización</b>	<b>26</b>
<b>2.2</b>	<b>Topografía</b>	<b>27</b>
<b>2.3</b>	<b>Estabilidad de portales</b>	<b>27</b>
2.3.1	Diseño de taludes	29
2.3.2	Criterios de estabilidad	30
2.3.2.1	Portal Acapulco	30
2.3.2.2	Portal Chilpancingo	30
<b>2.4</b>	<b>Soporte y tratamientos</b>	<b>31</b>
2.4.1	Drenaje	31
2.4.2	Anclaje	32
2.4.3	Concreto lanzado	33
2.4.4	Secuencia del soporte y tratamiento	34
<b>2.5</b>	<b>Procedimiento constructivo</b>	<b>35</b>
2.5.1	Trazo y nivelación	37
2.5.2	Desmante y despalme	37
2.5.3	Adquisición y uso de explosivos	38
2.5.4	Excavación en portales	39
2.5.4.1	Excavación a cielo abierto	39
2.5.4.2	Anclas de fricción	40
2.5.5	Carga del producto de la excav. en las unidades de transporte	41
2.5.6	Problemas y soluciones	42
2.5.6.1	Portal Acapulco	42
2.5.6.2	Portal Chilpancingo	44

## **CAPITULO 3. TUNELES**

<b>3.1</b>	<b>Localización y características</b>	<b>48</b>
3.1.2	Características geométricas	52
<b>3.2</b>	<b>Excavación subterránea</b>	<b>53</b>
3.2.1	Túneles	53
3.2.2	Alumbrado y ventilación	55
<b>3.3</b>	<b>Soporte primario y tratamientos</b>	<b>56</b>
3.3.1	Estimación preliminar de las cargas de roca	57
3.3.2	Diseño del soporte a partir de las clasificaciones geomecánicas	59
3.3.3	Empleo del método Austriaco de túneles (NATM)	59
3.3.4	Elección del soporte	65
3.3.4.1	Portal Acapulco: (soporte tipo c)	65
3.3.4.2	Portal Chilpancingo: (soporte tipo c)	68
3.3.4.3	Zona intermedia entre emportalamientos	68
<b>3.4</b>	<b>Drenaje interior</b>	<b>69</b>
3.4.1	Drenaje radial	69
3.4.2	Subdren	71
<b>3.5</b>	<b>Instrumentación</b>	<b>72</b>
3.5.1	Mediciones de campo	73
3.5.2	Instrumentos	73
3.5.3	Distribución de las líneas de medición	73



3.5.4	Localización de secciones de medición	74
3.5.5	Secuencia de mediciones	74
3.6	Procedimiento constructivo	76
3.6.1	Excavación subterránea	76
3.6.2	Excavación en sección media superior	77
3.6.3	Excavación en sección media inferior (banqueo)	80
3.6.4	Soposte primario y tratamientos	81
3.6.4.1	Marcos metálicos	83
3.6.4.2	Concreto lanzado	84
3.6.4.3	Colocación de malla electrosoldada	85
3.6.4.4	Anclaje y drenes	86
3.6.5	Problemas y soluciones	87
3.6.5.1	Túnel 1 (Cuerpo Izquierdo)	87
3.6.5.2	Túnel 2 (Cuerpo Derecho)	90
<b>CAPITULO 4. REVESTIMIENTO DEFINITIVO</b>		
4.1	Definición y espesores de proyecto	92
4.1.1	Definición	92
4.1.2	Espesores de proyecto	92
4.2	Características del concreto	93
4.2.1	Resistencia	93
4.2.2	Revenimientos	93
4.2.3	Peso volumétrico, temperatura y tamaño de agregados	94
4.3	Producción del concreto	94
4.3.1	Medición de componentes y su dosificación	94
4.3.2	Verificación de la planta dosificadora automatizada	95
4.3.3	Mezclado	95
4.4	Control de calidad	96
4.4.1	Requisitos de calidad de los componentes	96
4.4.1.1	Agregados	97
4.4.1.2	Agua	98
4.4.2	Procedimientos de prueba y frecuencia del muestreo	99
4.4.2.1	Resistencia a la compresión	99
4.4.2.2	Revenimiento	99
4.4.2.3	Tipos de prueba	100
4.4.2.4	Frecuencia del muestreo	100
4.4.3	Almacenamiento y uso	101
4.4.4	Transporte y colocación	103
4.4.4.1	Recomendaciones previas	103
4.4.4.2	Cimbra	104
4.4.4.3	Juntas	104
4.4.5	Inspecciones	105
4.4.5.1	Curado	105
4.4.5.2	Resistencias insuficientes	106
4.4.5.3	Reparación del concreto	107
4.4.5.4	Líneas "A" y "B"	107
4.4.5.5	Caldos de excavación	108

4.4.6	Acero de refuerzo	108
4.4.6.1	Suministro	108
4.4.6.2	Características del acero	108
4.4.6.3	Verificación de calidad	109
4.4.6.4	Colocación del acero de refuerzo	109
4.5	Procedimiento constructivo	110
4.5.1	Procedimiento de construcción del revestimiento definitivo	110
4.5.1.1	Zapatas, banquetas, guarniciones y primer tramo de muro	110
4.5.1.2	Revestimiento definitivo	111
4.5.1.3	Inyección de contacto concreto-roca	112
4.5.2	Problemas y soluciones	114
<b>CAPITULO 5. PAVIMENTACION E ILUMINACION</b>		
5.1	Pavimentación de túneles	116
5.1.1	Opciones analizadas	116
5.1.1.1	Tipo de pavimento	117
5.1.1.2	Dimensionamiento del pavimento	117
5.2	Sub-base	118
5.3	Losa de rodamiento	119
5.3.1	Agregados	119
5.3.2	Resistencia	120
5.4	Procedimiento constructivo	120
5.4.1	Subdren	120
5.4.2	Pavimento de refuerzo continuo	121
5.4.3	Banquetas y guarniciones	121
5.4.4	Problemas y soluciones	122
5.5	Iluminación	122
5.5.1	Niveles de iluminación	122
5.5.2	Parámetros de diseño	123
5.5.3	Selección de luminarias	124
5.5.4	Iluminación diurna	125
5.5.4.1	Zona de entrada o umbral	125
5.5.4.2	Zona de transición	125
5.5.4.3	Zona central	126
5.5.4.4	Zona de salida	126
5.5.5	Iluminación nocturna	127
5.5.6	Iluminación de los túneles Agua de Obispo	127
5.5.7	Ventilación	129
<b>CONCLUSIONES</b>		130
<b>BIBLIOGRAFIA</b>		132

## **JUSTIFICACION**

## JUSTIFICACION

Debido a la topografía accidentada que se presenta en algunos estados de nuestro país, se ha venido incrementando la construcción de túneles carreteros, esto aunado a la rigurosa necesidad de eliminar problemas de estabilidad de taludes en cortes con alturas superiores a los 25 metros y con objeto de obtener resultados más económicos a corto plazo. Actualmente en nuestro país, se tienen construidos 5 túneles carreteros para autopistas con altas especificaciones y 3 más se encuentran en proceso de construcción, destacando entre ellos el Túnel Acapulco que tendrá una longitud promedio de 3,500 metros.

En la Autopista Cuernavaca Acapulco, se construyeron tres de ellos y fueron denominados : Túnel Tierra Colorada (Km 39+680) con una longitud de 285 metros, Túnel Agua de Obispo (Km 68+740) con una longitud de 375 metros y Túnel los Querendes (Km 189+980) con una longitud de 90 metros, todos ellos construidos con el Nuevo Método Austriaco de Túneleo denominado NATM.

El nuevo método Austriaco de construcción de túneles (NATM), es en su forma actual el resultado de un desarrollo continuo y prolongado, cuyos comienzos se remontan a los años veinte. Se originó a partir de observaciones hechas respecto al comportamiento conjunto del revestimiento de los túneles y de la roca circundante, es decir, a partir de la práctica misma. Las consideraciones teóricas surgieron más adelante y tuvieron como finalidad formular bases analíticas para poder verificar y explicar las observaciones efectuadas en el terreno.

Por sus características geométricas, condiciones topográficas, geológicas y la problemática que existió durante su construcción, por así requerirlo el proyecto ejecutivo y considerando la participación que tuve como Residente de obra en cada una de estas estructuras, tengo gran interés en exponer mis experiencias obtenidas en esta obra, por lo que solicito su aprobación para el registro de tesis de titulación, con el nombre "Construcción de los túneles carreteros Agua de Obispo en la Autopista Cuernavaca Acapulco con la moderna tecnología del método Austriaco (NATM)".

# **INTRODUCCION**

## **INTRODUCCION**

El puerto de Acapulco es considerado uno de los principales centros turísticos del país que induce el mayor número de visitantes por carretera, su proximidad con la Ciudad de México hace que día con día se genere un número importante de viajes en automóvil, con marcada incidencia los fines de semana.

Las fuertes demandas de tránsito que se generan, no son suficientemente atendidas por las carreteras de cuota y federal México - Acapulco, requiriéndose proseguir con las tareas de ampliación y modernización de esta importante vía de comunicación, sin embargo, las limitaciones presupuestales para incrementar el presupuesto federal, obliga a buscar otras fórmulas financieras que permitan generar los recursos suficientes para la ejecución de aquellas obras que no pueden ser atendidas de los programas normales de la federación.

Ante tal situación, se analizó la conveniencia de concesionarla a un grupo de inversionistas privados, la construcción de una nueva carretera directa, entre Tierra Colorada y Acapulco para lo cual se convocó a un concurso y la obra se le adjudicó a Grupo Mexicano de Desarrollo (GMD).

El gran interés despertado por esta propuesta motivó que el Gobierno de Guerrero, con el apoyo del sector turismo de Acapulco, iniciara sus gestiones para que se autorizara la construcción de una Autopista de cuatro carriles de trazo distinto al actual entre Alpuyeca y Acapulco, pasando por Chilpancingo, así mismo la ampliación a cuatro carriles de la carretera Cuernavaca - Alpuyeca.

El modernizar una parte de esta carretera ofrecía solamente una solución parcial a la necesidad de comunicar en forma fluida y eficiente a Acapulco, el problema básico radicaba en el alto costo de construcción, debido a la topografía accidentada del terreno en su cruce con la Sierra Madre del Sur, por tal razón era necesaria una alternativa que permitiera la terminación de toda la carretera en un plazo de tres años.

La solución se encontró al integrarse en un nuevo grupo todas las empresas concursantes, quienes ofrecieron hacerle frente a las necesidades y requerimientos que impuso esta gran obra, la iniciativa privada contó con el apoyo de las autoridades federales, así como el de Banca Serfin y Grupos privados.

Los estudios técnicos y de proyecto fueron ejecutados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, a través de las Direcciones de Carreteras Federales y Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones, resumidos en las siguientes acciones :

- Ampliación a cuatro carriles desde Palmira hasta 8 km adelante de la caseta de cobro de Alpuyecá, la longitud total de este tramo es de 28 km.
- A partir de 8 km adelante de la caseta de Alpuyecá construcción de un nuevo tramo de 4 carriles, hasta Chilpancingo con una longitud de proyecto de 150 km.
- Chilpancingo - Tierra Colorada con 44 km.
- Tierra colorada - Acapulco con 45 km.

En estas condiciones la longitud entre Cuernavaca y Acapulco sería del orden de 267 km y entre México y Acapulco de 356 km, la reducción en distancia de recorrido es del orden de 55 km, y la velocidad de proyecto de 110 km/hr.

En cuanto al tiempo de recorrido, el nuevo trazo permitió ahorros muy significativos que en promedio han sido estimados entre una hora y media y dos horas para el vehículo ligero y superior a tres horas para el vehículo pesado, el tiempo aproximado entre la Ciudad de México y Acapulco es de 3 horas con 30 minutos para los automóviles y de 6 horas para los camiones de carga.

Con respecto al tránsito se analizaron dos estudios de origen y destino: uno cercano a Acapulco y otro a la salida de la ciudad de México con ellos fue posible identificar el tránsito potencial para la ruta México Acapulco, obteniendo inicialmente los siguientes resultados:

T R A M O	TRANSITO POTENCIAL VEHICULOS/DIA	COMPOSICION %		
		A	B	C
MÉXICO - ACAPULCO	22,760	86	8	6
CUERNAVACA - AMACUZAC	7,290	76	14	10
ALPUYECA - CHILPANCINGO	4,920	78	10	12
CHILPANCINGO - T. COLORADA	7,000	79	9	12
T. COLORADA - ACAPULCO	7,400	77	11	12

A: Automóvil y camión ligero cap. Carga hasta 3 ton.	B: Autobús de 2, 3 y hasta cuatro ejes.	C: Camión de 2, 3 y hasta 4 ejes.
--	---	-----------------------------------

De acuerdo con las características del proyecto el monto de las inversiones se habían estimado en unos 1,700,000 millones de viejos pesos incluyendo el I.V.A., cifra considerada inicialmente como tope superior, siendo financiada en 30% por los contratistas; 5% por Pemex; aportes de CFFISC, por sobrecuota de México - Cuernavaca - Alpuyecá durante 10 años (1990 a 1999) y el resto por Banca Serfin. El costo real total de esta magna obra fue de 3,349,000 millones de viejos pesos a precios unitarios de concurso, que resultó el doble de lo estimado por modificaciones sustanciales no previstas en el proyecto inicial.

La construcción de estas obras dieron un fuerte impulso a Acapulco y sobre todo al turismo, tanto de la Ciudad de México como del extranjero, además permitirá consolidar las nuevas acciones como : Punta Diamante y otros complejos turísticos actualmente en construcción, facilita actualmente el acceso por carretera a otros centros turísticos de la costa del pacífico, tanto en Guerrero como en Oaxaca, es decir Ixtapa, Zihuatanejo, Petacalco, Puerto Escondido y Huatulco.



# **CAPITULO 1**

**GENERALIDADES  
DEL  
PROYECTO**

## CAPITULO 1.

### GENERALIDADES.-

#### ANTECEDENTES

Hoy en día es práctica común hacer una serie de estudios previos a la construcción de túneles, interviniendo para ello varios especialistas, desde la etapa de planeación, la factibilidad del proyecto, la selección del alineamiento (vertical y horizontal) y la estabilidad de las perforaciones durante la construcción del túnel.

Los avances en la mecánica de suelos y rocas y en la geotécnia, han permitido contar con reportes técnicos que auxilian, con alto grado de confiabilidad, a conocer los suelos y rocas desde el punto de vista de su comportamiento dentro y en la vecindad de las perforaciones.

De la misma manera existen teorías y técnicas que permiten formar un modelo geotécnico a lo largo del túnel, conociendo de antemano los contactos, las zonas probables de dificultades constructivas por la existencia de agua y fracturamientos de las rocas.

Durante el desarrollo de la "Autopista Cuernavaca-Acapulco", en el tramo Tierra Colorada-Chilpancingo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes por conducto de la Dirección General de Carreteras Federales vigilando éstos aspectos importantes y analizando diversas alternativas de alineamiento y beneficios del proyecto, decidió contemplar la excavación de dos túneles denominados "Agua de Obispo" para atravesar el cerro los Cajones con un desarrollo de 368 m cada uno y escape en portales de 150 m.

Su justificación de construcción fue basada en los siguientes puntos:

- 1) **Disminución considerable de los volúmenes de corte y terraplén.**
- 2) **Ahorro en la longitud de proyecto.**
- 3) **Mejor alternativa de alineamiento (vertical y Horizontal)**
- 4) **Ahorro en los costos de conservación.**
- 5) **Mayor seguridad y confort para el usuario.**

Para llevar a cabo su construcción fue necesario realizar un estudio integral, basado en el levantamiento geológico detallado, estudios geofísicos eléctricos y sísmicos de refracción, así como perforación con recuperación de núcleos y pruebas de laboratorio.

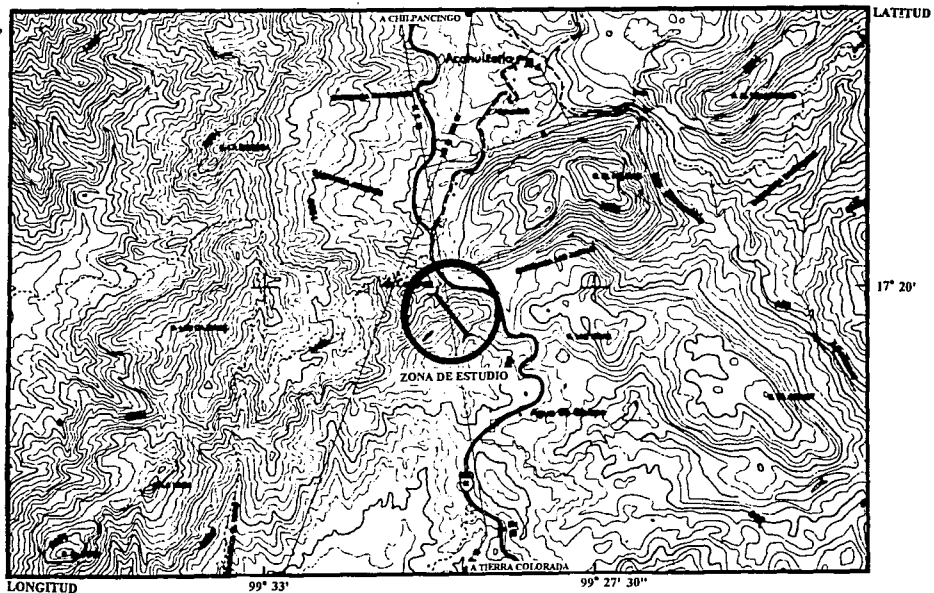
De lo anterior se requirió definir un modelo geológico del macizo rocoso y conocer la distribución y las características geomecánicas de las unidades de roca que serán afectadas por la excavación subterránea o a cielo abierto y de esta manera obtener conclusiones y recomendaciones sobre la geometría de la excavación, soporte primario y definitivo de los túneles, así como el diseño de los taludes de los cortes, tratamiento de la roca, pavimentos y obras complementarias.

## **1.1 LOCALIZACION Y FISIOGRAFIA.**

Los túneles "Agua de Obispo" se localizan a unos 800 metros al poniente de la actual carretera México - Acapulco, a 32 km. al sur de Chilpancingo en el lugar conocido como los Cajones perteneciente al ejido de Acahuizotla en el estado de Guerrero.

El cerro por atravesar es un cordón orientado burdamente de NE a SW, con laderas de pendientes fuertes, siendo más pronunciada la del lado norte con inclinaciones hasta de 60 grados, con respecto a la del sur de 40 grados (Plano 1.1).

# LOCALIZACION DE LOS TUNELES AGUA DE OBISPO



PLANO 1.1

El desnivel desde la actual carretera (cota 960 m.s.n.m.) hasta la cima del cerro (cota 1,150 m.s.n.m.) es de 190 m, la cota de la autopista en la entrada de los túneles es de 1,010 m (Portal Acapulco), lo cual quiere decir que el techo desde la rasante de los túneles a la cima del cerro es de 140 m.

Fisiográficamente el área estudiada se ubica en la provincia de la sierra madre del sur dentro de la subprovincia denominada Cuenca Balsas-Mezcala, cuyas coordenadas geográficas son: Latitud = 17 grados 20 minutos 03 segundos y Longitud = 99 grados 28 minutos 52 segundos.

Para obtener los datos previos al estudio, fue necesario acceder a la zona de los portales siguiendo un camino de herradura que parte de la actual carretera: México - Acapulco, y que entronca a un kilómetro al sur de los Cajones subiendo por el cauce de un escurrimiento intermitente por lo escarpado de la zona.

### **1.1.1 METODO DE TRABAJO**

Una vez identificada esta zona se fijaron los objetivos de trabajo llevando a cabo las actividades de campo, laboratorio y gabinete, mismas que se describen brevemente a continuación.

#### **1.1.1.1 Levantamiento geológico**

Para cumplir con este trabajo se realizaron recorridos a todo lo largo de los ejes de ambos túneles y en su entorno, durante los cuales se identificaron las unidades de roca que afloran en la zona y de cada unidad se hicieron descripciones relativas a la litología atendiendo a su textura, estructura, grado de intemperismo, dureza, grado de fracturamiento, RQD (Índice de calidad de la roca) en afloramientos, etc.

Se llevó a cabo también un levantamiento estructural, midiendo la orientación de fracturas, fallas y estratificación que afectaban a las diversas unidades de roca, para cada estructura medida se definió continuidad, apertura, tipo de rellenos, rugosidad, resistencia de la roca y alteración de la misma, cuyos resultados se presentan a manera de resumen en las tablas 1.9 de integración geotécnica y 3.3 clasificación "Q".

#### **1.1.1.2 Estudio geofísico**

Se realizó una campaña de exploración por los métodos de geoelectrónica y geosísmica.

La exploración geoelectrónica se llevó a cabo utilizando el método de Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), así mismo, se realizaron dos secciones coincidentes con los ejes preliminares para los túneles motivando el cambio de trazo por encontrar un depósito de talud importante en el portal de entrada, no obstante la información recopilada en la exploración, fue válida ya que los trazos modificados fueron sensiblemente paralelos a los anteriores en la zona de los portales de entrada (Portal Acapulco) y prácticamente coincidentes con los de salida (Portal Chilpancingo).

Este método fue de gran utilidad y apoyo para ayudar a definir la estructura geológica del cerro, para seguir algunos de los contactos de las unidades en el subsuelo y detectar diferentes condiciones de alteración dentro de las mismas.

La geosísmica se realizó por el método de refracción, su objetivo fue determinar el espesor de las capas de suelo - roca alterada, roca decomprimida y profundidad de la roca sana, asimismo se obtuvieron parámetros que se correlacionan directamente con la calidad geotécnica de diferentes capas litológicas (velocidades de onda p y s, módulos de Young y corte, así como relación de Poisson).

### **1.1.1.3 Perforaciones exploratorias**

Con objeto de ajustar el modelo geológico y conocer las características de las diferentes unidades de roca a nivel de túnel, se programaron 4 sondeos directos con recuperación de núcleos, originalmente 2 en cada eje, sin embargo dado que se modificó el trazo, quedaron 2 sondeos (S - 1, S - 2 y S - 2') sobre el cuerpo izquierdo, uno sobre el derecho (S - 4) y otro (S- 3) quedó a 100 metros al NE del eje del cuerpo derecho definitivo.

Los sondeos S-3 y S-4 se llevaron a unos 5 metros por debajo de la rasante de los túneles, mientras que el sondeo S-2 se abandonó a la mitad de su desarrollo por problemas con herramientas, debiéndose programar el S-2' para continuar la exploración.

De los núcleos recuperados se efectuó una descripción geotécnica y se calculó el porcentaje de recuperación y RQD, seleccionando algunos de ellos para pruebas de laboratorio.

### **1.1.1.4 Pruebas de laboratorio**

Las pruebas a las que se sometieron los especímenes obtenidos de muestras superficiales de roca y núcleos extraídos son: peso específico seco y saturado, resistencia a la compresión simple, módulos de elasticidad estáticos (solo en núcleos) y módulos de elasticidad dinámicos por el método sónico, con la finalidad de conocer algunos de sus propiedades, índice, características de resistencia y deformabilidad de la roca intacta.

### **1.1.1.5 Integración geotécnica**

Se integró la información obtenida en cada fase de exploración, llegando a zonificar el macizo rocoso conforme a las clasificaciones de Barton (Q) y Bieniaswki (RMR), en cada uno de los dos túneles por separado. Posteriormente se elaboró un perfil para cada cuerpo donde se indica la litología, accidentes estructurales y condiciones en la excavación (techo de roca, emportalamientos, fallas) y características geomecánicas de las rocas.

### **1.1.1.6 Diseño geotécnico estructural**

Para llevar a cabo el diseño geotécnico y estructural de los túneles Agua de Obispo, en una primera etapa, se integró la información geológica y se definieron desde el punto de vista geotécnico, las zonas de riesgo que pudieran presentar mecanismos obvios de inestabilidad durante el emportalamiento de los túneles, tanto para las obras superficiales como para las subterráneas.

En una segunda etapa, se definió geoméricamente la ubicación de los portales a partir de la topografía existente y se efectuó un estudio cinemático utilizando estereografía para conocer los mecanismos de falla de probable ocurrencia en los taludes.

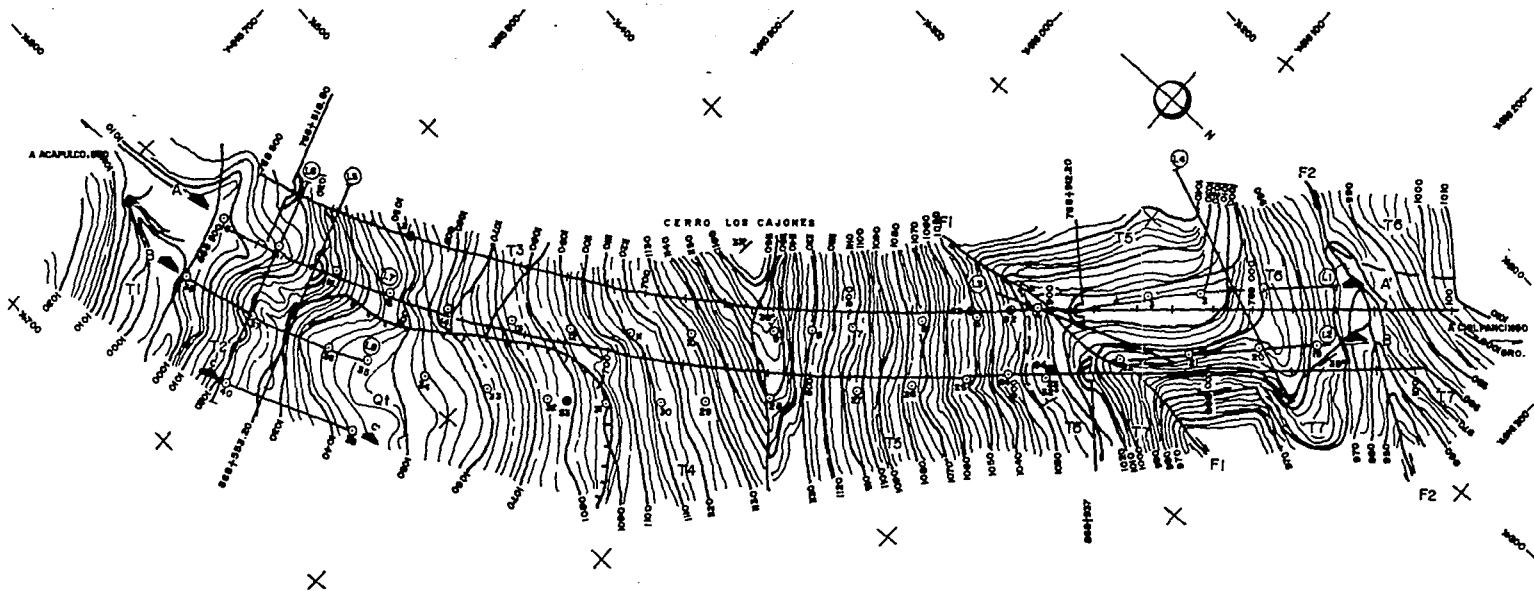
## **1.2 GEOLOGIA**

En la región afloran rocas sedimentarias y volcánicas, las primeras son más antiguas y se ubican al oriente de la actual carretera México - Acapulco, por lo que no afloran en la zona de túneles en estudio o en sus inmediaciones; estas rocas corresponden a las formaciones de Acahuizotla (calizas arcillosas) y Morelos (calizas masivas) del Cretácico Inferior.

Las rocas volcánicas sobreyacen a las rocas sedimentarias, tienen una amplia distribución en la región, pertenecen a la formación de Alquitrán de edad Mioceno (Terciario) y se conforman por diferentes unidades de tobas.

Sobre el trazo de los túneles Agua de Obispo y sus inmediaciones afloran únicamente rocas volcánicas (Plano 1.2).





### LEYENDA

- 07 DEPOSITOS DE TALLO
- 71 TOBA ARENOSA PUNTEA
- 72 TOBA ARENOSA
- 73 TOBA ARENO-LIMOSA
- 74 TOBA BRECHOIDE
- 75 MINTABITA
- 76 TOBA ARENOSA COMPACTA
- 77 TOBA VITREA

### SIMBOLOGIA

#### TOPOGRAFIA

- FOTO CURVA DE NIVEL INMEDIATA ACOTADA
- CURVA DE NIVEL SECUNDARIA A/C 2m

#### GEOLOGICA

- CONTACTO GEOLÓGICO
- CONTACTO GEOLÓGICO SUPERIOR
- RUMBO Y ECHADO MEDIDO
- FALLA DE DESPLAZAMIENTO LATERAL
- FALLA DE TALLO

#### EXPLORACION

- E3 PERFORACION EXPLORATORIA
- B BORDO ELECTRICO VERTICAL
- T TENDIDO DE SERIE DE REPERACION
- A-A LINEA DE SECCION GEOELECTRICA



	<b>DIRECC. GRAL. DE CARRETS. FEDLS.</b> <b>DIRECC. GRAL. DE PROV., SERVS. TECN. Y CONCES.</b> <b>DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS</b>	
	U.N.A.M.	TUNEL
E.N.E.P.	ESCALA (1 : 1000)	AGUA DE OBISPO No. DE PLANO 1.2
ACATLAN	<b>TESIS PROFESIONAL</b>	

### 1.2.1 Estratigrafía

El área de estudio presentó una secuencia de rocas volcánicas con diferentes características mineralógicas, naturales y estructurales, todas ellas con una inclinación de 29 a 57 grados hacia el sur y cubiertas en partes por suelos residuales o materiales de talud, agrupándose en siete unidades litológicas por considerarse que tendrían un comportamiento geomecánico diferente durante la excavación del túnel y así facilitar la posterior zonificación geotécnica de las rocas.

A cada unidad se le asignó un número T-1 a T-7 de acuerdo con su posición y edad relativa y se nombró con alguna característica textural permitiendo una fácil asociación. De esta manera se nombraron las unidades siguientes:

UNIDAD	CARACTERISTICA
T-1	TOBA ARENOSA PUMITICA
T-2	TOBA ANDESITICA
T-3	TOBA ARENO-LIMOSA
T-4	TOBA BRECHOIDE
T-5	IGNIMBRITA
T-6	TOBA ARENOSA COMPACTA
T-7	TOBA VITREA

Además se identificaron depósitos de talud (Qt) recientes que cubren de manera indistinta a las unidades T-2 a T-7.

A continuación se presenta una descripción generalizada de cada unidad litológica de la más antigua a la más reciente:

### **1.2.1.1 Toba Vítreo (T-7)**

La unidad de tobas más antigua, se presenta en la salida de los túneles (Portal Chilpancingo) donde aflora ampliamente, se compone de una sucesión de bandas vítreas (piedra pez) de color negro, rojo, rosa y verde, donde predomina el primero. También se intercalan capas de tobas líticas que presentan fragmentos de roca en tamaños de hasta 2 cm de diámetro en una matriz vítreo de color verde y rosa pálido; estas tobas líticas predominan en la porción inferior de la unidad, donde se muestran masivas.

### **1.2.1.2 Toba Arenosa Compacta (T-6)**

En la zona del trazo de la autopista aflora la unidad T-6 entre las fallas de desplazamiento lateral. La expresión fisiográfica de la unidad es de laderas con fuertes pendientes donde se han desarrollado suelos vegetales, también presenta cortes subverticales en la zona de los arroyos a consecuencia de las mismas fallas.

Esta unidad se conforma por varias emisiones tobáceas, todas ellas de matriz arenosa y con diversos grados de piroconsolidación. La subunidad que caracteriza a la T-6 es de una toba blanca, verde pálido y gris claro que intemperiza en tonos cenizos y café claro. Esta roca es de textura arenosa, bien piroconsolidada, muy dura, sana a ligeramente intemperizada, compacta y fracturada, sus capas son masivas (espesor mayor a 2 m), por lo cual solo es posible definir la orientación de sus echados en la zona de contacto.

### **1.2.1.3 Ignimbritas (T-5)**

La unidad de ignimbritas se presenta en la parte media y alta de la ladera norte del cerro los Cajones y su expresión fisiográfica es la de cantiles subverticales, con dos sistemas principales de fracturamiento, uno paralelo al cantil y otro normal a éste.

La roca es de matriz de vidrio devitrificado, de color gris claro y verde pálido que intemperiza en tonos cenizos, es muy dura, densa a moderadamente intemperizada, aunque esta muy fracturada en la superficie, es probable la disminución de su fracturamiento a profundidad.

#### **1.2.1.4 Toba Brechoide (T-4)**

Las tobas brechoides afloran en la parte central del cerro formando escarpes verticales, así como en diversos sitios en la ladera sur donde la pendiente es más suave y se encuentra cubierta por suelos.

La roca es de matriz cripto cristalina, de grano fino, de color gris claro, verde pálido, café y rosa pálido que intemperiza a café rojizo, muy compacta, masiva, con estratificación graduada en paquetes muy gruesos (mayores a 2 m) poco fracturada y dura.

La toba brechoide junto con la unidad T-5 conforman el cuerpo principal del cerro por atravesar y será en estas dos unidades de tobas donde se tenga la mayor parte del desarrollo de los túneles.

#### **1.2.1.5 Toba Areno-Limosa (T-3)**

Se ubica únicamente en el flanco sur del cerro los Cajones, cubierta casi siempre por materiales de talud y suelos, presentando buenos afloramientos en el lecho de un arroyo "sin nombre" ubicado al oriente de los ejes.

Está compuesta por interestratificaciones de tobas arenosas y limosas, las primeras de color crema y verde claro que intemperizan a café rojizo y gris oscuro, su matriz es arenosa de grano fino y contiene sílice a manera de cementante, lo cual le da una ocasional coloración verdosa.

Las capas de tobas limosas son de color verde amarillento, muy suaves, semicompactas moderadamente intemperizadas y no presentan fracturamiento. El espesor de las capas varía entre laminar y medio (1 a 40 cm), estas capas ocupan un 35 % de la unidad.

#### **1.2.1.6 Toba andesítica (T-2)**

La unidad aflora a todo lo largo de la porción inferior de la ladera sur del cerro de los Cajones, desde la actual carretera hasta el arroyo "sin nombre" ubicado abajo de la zona de los portales de entrada (lado Acapulco).

La roca es de color rosa claro que intemperiza en rosa muy pálido, su matriz es muy fina y contiene un 30 % de fragmentos de roca subangulosos de color café rojizo en tamaños de hasta 4 cm de diámetro. El grado de intemperismo que la afecta es variable, se observó sana a ligeramente intemperizada en la zona de los portales de entrada.

El espesor de sus capas es muy grueso (mayor a 2m) y se encuentra afectada por fracturamiento con dos direcciones principales, la roca es dura en cuanto se encuentra sana y extremadamente suave cuando está fuertemente intemperizada.

La toba andesítica será cortada únicamente en la zona de los portales de entrada (lado Acapulco), con un mínimo de desarrollo.

#### **1.2.1.7 Toba Arenosa Pumítica (T-1)**

Es la unidad de tobas más joven, aflora en diversos sitios sobre ambos márgenes de un arroyo "sin nombre" en la zona de los portales del lado Acapulco y sobre el lecho del mismo.

Se trata de una toba de color café claro y blanquizco que intemperiza en tonos amarillentos y negros, su textura es arenosa y contiene fragmentos de roca, se encuentra de moderada a ligeramente intemperizada, poco dura, masiva y afectada por fuerte a moderado fracturamiento.

La unidad de roca arenosa pumítica será únicamente excavada en los cortes de los empotramientos de entrada.

#### **1.2.1.8 Depósitos de Talud (Qt)**

Se presentan como productos de un deslizamiento que afectó a la ladera hacia el oriente del cuerpo derecho en la zona sur del cerro de los Cajones.

Se conforma por bloques de roca, boleos y gravas empacados en una matriz areno limosa, semicompacta y suave, los bloques de roca proceden de las unidades de tobas T-2, T-3 y T-4 los cuales se encuentran moderadamente alterados y se presentan en tamaños variables entre 20 y 60 cm de diámetro.

El espesor máximo de la unidad debe ser inferior a los 10 metros ya que el deslizamiento afectó únicamente de manera superficial a la ladera, lo cual fue confirmado por la exploración geofísica.

### **1.3 GEOFISICA**

A continuación se mostrarán de manera general los métodos geofísicos empleados, con los que se ha definido la distribución especial de algunas propiedades físicas de los materiales que se localizan en superficie y subsuelo a lo largo del trazo de los túneles.

Estas propiedades ayudan a estimar los parámetros geomecánicos, útiles para determinar la calidad del macizo rocoso.

Para la investigación geofísica se utilizaron los métodos sísmicos por un lado y eléctricos de resistividad por otro. En la sísmica se utilizó el método de refracción, mientras que en la eléctrica de resistividad la modalidad de Sondeo Eléctrico Vertical (SEV). Estos estudios se realizaron en líneas de investigación distribuidas sobre ambos cuerpos del túnel para cubrir los siguientes objetivos :

- 1) Definir espesores de roca fracturada y alterada.
- 2) Definir homogeneidad de las formaciones.
- 3) Asociar las características elásticas - eléctricas con la compacidad de los materiales.
- 4) Determinar algunos parámetros elásticos dinámicos del macizo rocoso "in situ".

### **1.3.1 Geosísmica**

La aplicación de las técnicas de sismología de refracción, tiene como finalidad definir el comportamiento elástico del macizo rocoso y poder realizar la zonificación de los diferentes tipos y calidades de roca.

#### **1.3.1.1 Dispositivo empleado**

Básicamente este método consiste en la medición (en puntos conocidos a lo largo de la superficie del terreno) de los tiempos de tránsito de las ondas longitudinales ó compresionales (ondas P) generadas mediante una fuente de energía.

La fuente de energía empleada es usualmente una pequeña carga de explosivo, esta energía es detectada, amplificada y almacenada mediante un equipo especialmente diseñado para este propósito. El momento de la explosión ó "tiempo cero" es almacenado en la memoria del equipo y posteriormente registra en papel (sismograma) a fin de mostrar los tiempos de arribo de las ondas elásticas.

La información obtenida en campo incluye los tiempos de tránsito de las ondas y las distancias medidas entre el punto de explosión y los geófonos, las cuales se procesan para traducirse en términos de velocidades de capas y profundidades de contactos entre capas.

Todas las mediciones se realizan sobre la superficie del terreno. La estructura del subsuelo (capas refractoras) se conoce a través de las técnicas de interpretación basadas en las leyes de propagación de la energía.

Durante los trabajos de exploración se realizaron en general un total de cinco disparos con explosivo en cada tendido: dos cortos, dos largos y uno central. Los disparos cortos se realizaron a 5 metros de distancia con respecto al geófono (detector) más cercano; mientras que los disparos largos se ubicaron a 15 metros del geófono más cercano. Por otro lado el disparo central se ubicó en la parte media del arreglo de detectores (geófonos), en algunas líneas se efectuaron disparos intermedios donde se consideró adecuado.

#### **1.3.1.2 Equipo de Medición**

El equipo de sismología empleado para este estudio, consistió en :

- a.- Un sismógrafo portátil marca "Geométrics" tipo señal mejorada de 12 canales.
- b.- Detonador de dinamita que se sincroniza con el sismógrafo.
- c.- Juegos de geófonos de bobina vertical.
- d.- Cable de conexión con diferentes entradas para cada detector.



- e.- Batería de 12 volts para el sismógrafo.
- f.- Cargador de batería.
- g.- Explosivos.
- h.- Barra de acero.
- i.- Martillo con interruptor conectado y sincronizado al sismógrafo.

### **1.3.1.3 Trabajos de Campo**

La forma en que se realizaron los estudios de geosísmica de refracción es la siguiente: se efectuaron cuatro tendidos en el Portal Acapulco y cuatro en el Portal Chilpancingo, dos longitudinales sobre los trazos de los túneles y 2 transversales a éstos (ver plano 1.2).

### **1.3.2 Geoeléctrica**

El presente apartado tiene como objetivo describir la aplicación del método eléctrico de resistividad con el fin de definir las propiedades eléctricas del subsuelo a lo largo de las líneas de exploración y ayudar a definir las características del fracturamiento y homogeneidad entre otras propiedades del macizo rocoso.

#### **1.3.2.1 Dispositivo empleado.**

Durante los trabajos de campo se empleó el método eléctrico de resistividad en la modalidad de sondeo eléctrico vertical.

Los sondeos eléctricos consisten en obtener medidas de resistividad sobre la superficie del terreno, empleando un dispositivo lineal simétrico tipo Schlumberger y Wenner.

Este arreglo consta de cuatro electrodos, dos de ellos se integran a un circuito de transmisión y dos al circuito de recepción. Los dos primeros son los encargados de suministrar corriente continua en la superficie del terreno la cual circula a través de los materiales de forma tridimensional, creándose un campo eléctrico artificial cuyo potencial es medido con los electrodos que constituyen el circuito de recepción.

En la práctica, para el dispositivo electródico Schlumberger se ha considerado que la distancia de separación entre los electrodos de potencial M y N debe ser menor ó igual a la quinta parte de la distancia entre los electrodos de corriente A y B, lo que permite un mínimo de error en las mediciones.

Con los electrodos de potencial y de corriente se realizan las lecturas de la diferencia del potencial y de la corriente que circula en el subsuelo, con ambos parámetros y junto con el factor que geoméricamente relaciona las separaciones entre los electrodos se calcula la resistividad aparente.

Después de realizar cada medición se incrementa la separación entre los electrodos de corriente; sin embargo, cuando los valores de la diferencia de potencial resultan pequeños, se aumenta la separación entre los electrodos de potencial de tal forma que sea tomada una lectura con dos diferentes posiciones de electrodos de potencial y una sola posición de electrodos de corriente (traslape).

### **1.3.2.2 Equipo de medición**

El equipo de medición utilizado en la obtención de los datos de campo lo constituyó un aparato de recepción o resistivímetro, un motor generador de corriente acoplado a un transmisor, cuatro carretes con sus respectivos cables, cuatro electrodos metálicos de cobre y cuatro radios para comunicación.

El resistivímetro es liviano y de fácil manejo: presenta una pantalla digital con alta legibilidad donde se pueden observar valores de voltaje de las baterías de potencial natural y voltaje primario. Es de alta precisión, las escalas permiten leer desde varias decenas de volts a fracciones de milivolt, con resolución de hasta 0.1 milivolt.

El transmisor genera la corriente continua con un amplio intervalo de valores de voltaje de salida (50, 100, 150, 200, 250, 300, 600, 800 y 1,000 volts). Esto permite proporcionar corriente de hasta 10 amperes, combinado con un motor generador de 2.5 Kw que proporciona una salida de hasta 2,500 VA.

### **1.3.2.3 Trabajos de campo**

Se realizaron un total de 40 Sondeos eléctricos verticales (SEV) distribuidos en 3 líneas de investigación, programados de tal forma que se realizaron 20 SEV en cada uno de los cuerpos de los túneles, posteriormente se vio la necesidad de reubicar 2 de ellos paralelamente al cuerpo derecho, sin dejar de cubrir la información en ambos cuerpos de los túneles.

En lo que se refiere a las condiciones operacionales del sitio, se presentaron algunos problemas ya que no se pudieron efectuar aberturas electródicas mayores de 400 metros por los desniveles topográficos tan marcados que presenta el terreno.

## **1.4 PERFORACIONES EXPLORATORIAS**

Inicialmente se programaron un total de cuatro sondeos exploratorios verticales, para ser realizados con máquina perforadora rotaria, sus objetivos fueron: por un lado, corroborar o modificar el modelo geológico-geofísico propuesto a partir de levantamientos superficiales de campo y por otro, conocer las características litológicas y geomecánicas de las diferentes unidades en el subsuelo a nivel de los túneles.

Las exploraciones iniciales se distribuyeron 2 por cada eje, sin embargo al modificar el trazo de los túneles una de las perforaciones, la S-3 programada en el cadenamamiento original 668+700, quedó 35 metros al oriente del cadenamamiento 868+685, de la misma manera en el sondeo S-2 al llegar a la profundidad de 40 metros presentó una degollación la tubería, teniendo que dejar abandonada parte de la herramienta y el sondeo mismo, por lo que fue necesario programar el sondeo S-2A a 18 metros del anterior y con un desarrollo de 40 metros.

Así pues, la distribución de las perforaciones por cadenamiento y profundidad, es el siguiente:

SONDEO	CADENAMIENTO	PROFUNDIDAD TOTAL (M)	CUERPO DEL TÚNEL
S - 1	768+580	45	IZQUIERDO
S - 2	768+862	40	IZQUIERDO
S - 2A	768+880	30	IZQUIERDO
S - 3	868+700	82	DERECHO
S - 4	868+920	38	DERECHO

Las cuatro perforaciones inicialmente programadas se realizaron con perforadoras Acker y el suministro de agua se efectuó con bombas Moyno, las herramientas utilizadas fueron barril muestreador doble giratorio de diámetro NQ, para casi todo el desarrollo de las perforaciones, también se utilizó el penetrómetro (tubo partido), para la zona de materiales de talud y tobas intensamente alteradas de igual manera se usó broca tricónica de 3" para lavar los pozos, principalmente en los tramos donde se muestreo con penetrómetro.

En particular para el sondeo S-2 se utilizó perforadora portátil con barril muestreador sencillo de diámetro Ax, para todo el desarrollo.

En el sondeo S-3 se encontró a la toba brechoide (T-4) fuertemente intemperizada desde 2.4 hasta 30 metros, también se presentaron zonas extremadamente abrasivas lenticulares entre los 30 y 43 metros de profundidad, donde la toba brechoide (T-4) resultó ser extremadamente dura.

De la misma manera, en el sondeo S-4 se cortaron dos horizontes limosos muy alterados de recuperación prácticamente nula con el barril muestreador, en esta zona se llegó a atascar la herramienta en el fondo de la perforación, motivo por el cual, una vez superado este inconveniente, se tuvo que recurrir al uso de la broca tricónica para poder con el avance de la perforación.

En el sondeo S-2 a partir de los 30 metros de profundidad se encontró con que la ignimbrita cortada estaba intensamente fracturada y sumamente abrasiva al grado tal que degolló la herramienta, debiendo abandonar esta exploración y programar la S-2A.

La exploración S-2A se programó a 40 metros debiendo de abandonarse a 30 metros, ya que a esta profundidad se encontró una toba arcillosa-arenosa muy alterada, lo cual ocasionaba que la herramienta se atascase continuamente.

Los resultados de las perforaciones se resumen en los perfiles geotécnicos de los sondeos S-1 y S-4 (figuras 1.3 a 1.7).

En éstos se presenta una descripción litológica que incluye estructura, textura, compacidad, grado de alteración y dureza de las muestras recuperadas. También se señalan las discontinuidades que afectan a la roca (estratificación y fracturamiento) y sus características, se presentan gráficas de recuperación y RQD; así mismo, se indican las diferentes profundidades de tubería de ademe, zonas con pérdidas de agua parcial o total, tipo de herramienta utilizada y datos generales de la perforación.

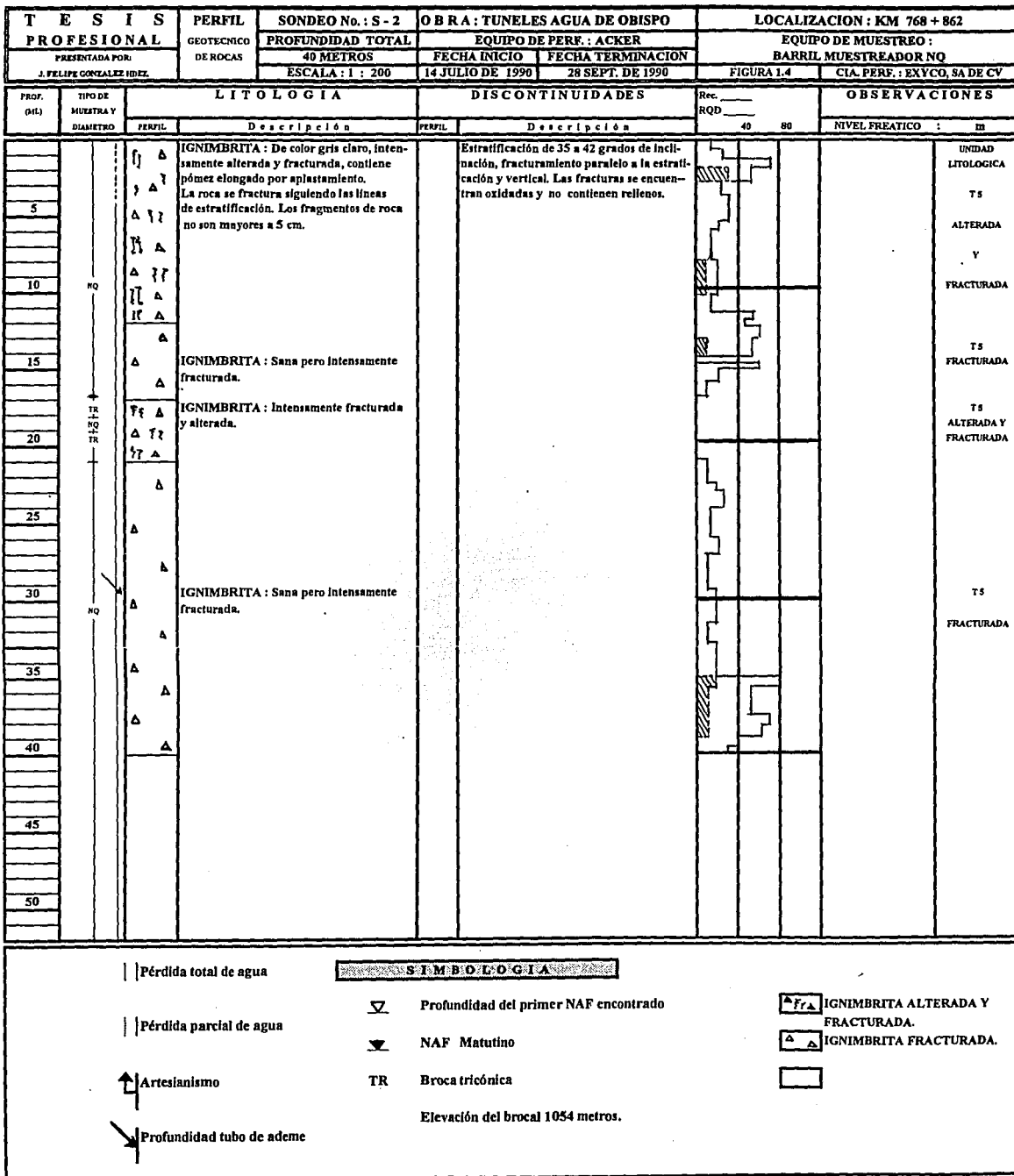
## **1.5 INTEGRACION GEOMECANICA.**

A las unidades de roca por atravesar, se les clasificó de acuerdo a su litología y condiciones estructurales, grado de alteración, resistencia, fracturamiento, así como por el techo de roca que tendrán en la excavación y su proximidad a los emportalamientos a las zonas de falla.

<b>T E S I S</b> <b>PROFESIONAL</b>		PERFIL	SONDEO No. : S-1	O B R A : TUNELES AGUA DE OBISPO		LOCALIZACION : KM 768 + 580	
PRESENTADA POR: J. FELIPE GONZALEZ HINOJOS		GEOTECNICO DE ROCAS	PROFUNDIDAD TOTAL 45.10 METROS	EQUIPO DE PERF. : ACKER		EQUIPO DE MUESTREO :	
			ESCALA : 1 : 200	FECHA INICIO 6 DE JULIO 1990	FECHA TERMINACION 20 DE JULIO DE 1990	BARRIL MUESTREADOR NQ Y PENETROMETRO (P)	CIA. PERF. : EXYCO, SA DE CV
						FIGURA 1.3	

PROF. (M)	TIPO DE MUESTRA Y DIAMETRO	L I T O L O G I A		D I S C O N T I N U I D A D E S		Rec. RQD 40 80	O B S E R V A C I O N E S	
		PERFIL	Descripción	PERFIL	Descripción			
2	P	V V V	TOBA ANDESITICA: De color rosa pálido intemperizada y fracturada, contiene feldespatos potásico de color blanco alterado a arcillas, también presenta fragmentos de roca de color rojo de hasta 6 mm de diámetro. Por su intensa alteración se interpreta la presencia continua de agua.				UNIDAD LITOLÓGICA  T2  Muy alterada	
4	NQ	V V V						
6		V V V						
8		V V V						
10		V V V						
12	NQ	V V V						
14		V V V						
16		V V V		TOBA ANDESITICA: De color rosa pálido ligeramente intemperizada, fracturada. Contiene líticos de roca ígnea de hasta 2 cm de diámetro y feldespatos potásico en cristales de hasta 0.5 mm de diámetro.	Las fracturas en general son paralelas a la estratificación con intensidad de 60 grados, también presenta fracturamiento vertical, con relleno de sílice que los sella.	[Diagrama de fracturas]		T2  Fracturada y sana
18		V V V						
20		V V V						
22		V V V						
24		V V V						
26	NQ	V V V						
28		V V V	TOBA ARENOSA: Intensamente fracturada y alterada de color rosado, violeta y amarillo, también presenta limos cementados muy suaves. La porción superior muestra una zona milonitizada y brechada, muy localizada, la cual implica movimiento de bloques.	El intenso fracturamiento que implica la mínima recuperación impide definir la actitud y características del mismo.	[Diagrama de fracturas]	T3  Alterada		
30		V V V						
32		V V V						
34		V V V						
36		V V V	TOBA BRECHOIDE: De matriz arenosa de color verde. Muy fracturada aunque sana y dura. Contiene un 50 % de líticos de origen volcánico en tamaños de 1 a 8 cm de diámetro.	Roca intensamente fracturada, que se traduce en muy pobre fracturamiento. Los fragmentos recuperados presentan microfracturamiento sellado con sílice.	[Diagrama de fracturas]	T4  Fracturada		
38		V V V						
40		V V V						
42	P	V V V						
44	NQ	V V V				TUNEL		
46		V V V						

Pérdida total de agua	<b>S I M B O L O G I A</b>		
Pérdida parcial de agua	▽	Profundidad del primer NAF encontrado	▽▽▽ TOBA ANDESITICA ALTERADA
↑ Artesianismo	▽	NAF Matutino	▽▽ TOBA ANDESITICA SANA
↘ Profundidad tubo de ademe	TR	Broca tricónica	▽▽▽ TOBA ARENO-LIMOSA
		Elevación del brocal 1052 metros.	▽▽▽ TOBA BRECHOIDE



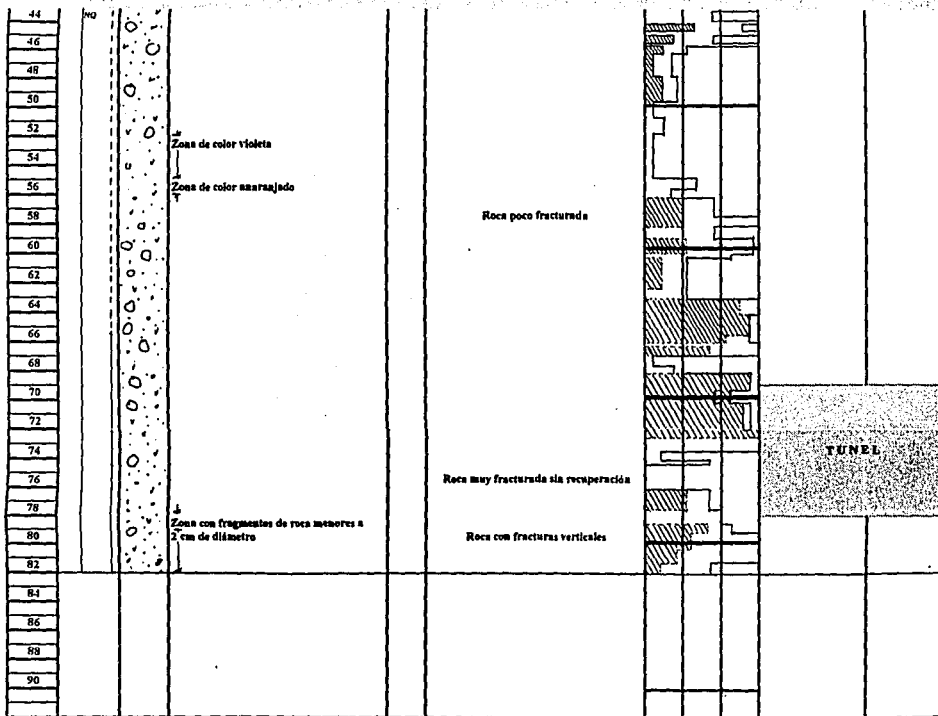
T E S I S P R O F E S I O N A L PRESENTADA POR: J. FELIPE GONZALEZ RIZOZ	PERFIL	SONDEO No.: S-2-A	O B R A : TUNELES AGUA DE OBISPO		LOCALIZACION : KM 768 + 880	
	GEOTECNICO DE ROCAS	PROFUNDIDAD TOTAL	EQUIPO DE PERE. : WINKIE J.K. SMIT		EQUIPO DE MUESTREO :	
		30 METROS	FECHA INICIO	FECHA TERMINACION	BARRIL MUESTREADOR AX	
		ESCALA : 1 : 200	13 OCTUBRE 1990	27 OCTUBRE 1990	FIGURA 1.5	CIA. PERE. : EXYCO, SA DE CV

PROF. (01J)	TIPO DE MUESTRA Y DIAMETRO	LITOLOGIA		DISCONTINUIDADES		Rec. _____ ROD _____		O B S E R V A C I O N E S			
		PERFIL	Descripción	PERFIL	Descripción	40	80	NIVEL FREATICO : m			
2			DEPOSITOS DE TALUD: Arenas - limosas de color verde pálido, donde se observan pequeños fragmentos de roca y cristales de feldespatos. (1)		Estratificación de 30 a 35 grados de inclinación, fracturamiento paralelo a la estratificación; subvertical y vertical. Las paredes de fracturas se muestran alteradas por oxidación y no contiene rellenos.			(1) Muestra de canal.	UNIDAD LITOLOGICA		
4			IGNIMBRITA: De color gris claro, intensamente fracturada y alterada. Se recuperaron únicamente gravillas hasta de 4 cm de diámetro.							QT	
6										T5	
8										FRACTURADA Y ALTERADA	
10											
12			IGNIMBRITA: De color gris claro, fracturada y microfracturada; presenta pómez elongado por aplastamiento y vetillas de cuarzo. Contiene fragmentos de roca de hasta 2 cm de diámetro. Roca sana.								T5
14											FRACTURADA
16											
18											
20											
22											
24											
26			TOBA ARENOSA: De color gris claro y verde pálido muy suave. Sumamente alterada, tiene una textura jabonosa. Roca cloveada en zonas.		Zona de falla, presenta estrias por zonas.				T6		
28									ALTERADA		
30											
32											
34											
36											
38											

S I M B O L O G I A	
	Pérdida total de agua
	Pérdida parcial de agua
	Artesianismo
	Profundidad tubo de ademe
	DEPOSITOS DE TALUD
	IGNIMBRITA ALTERADA Y FRACTURADA
	IGNIMBRITA FRACTURADA
	TOBA ARENOSA ALTERADA
	Profundidad del primer NAF encontrado
	NAF Matutino
	Elevación del brocal 1035 metros.



T E S I S PROFESIONAL		PERFIL	SONDEO No.: S-3	O B R A : TUNELES AGUA DE OBISPO		LOCALIZACION: KM 668 + 700	
PRESENTADA POR: J. FELIPE GONZALEZ NOVEL		GEOTECNICO DE ROCAS	PROFUNDIDAD TOTAL 88 METROS	EQUIPO DE PERF.: ACKER	FECHA INICIO 28 DE MARZO 1998	FECHA TERMINACION 26 DE JUNIO DE 1998	EQUIPO DE MUESTREO: PENETROMETRO (P) Y BARRIL MUESTREADOR NO
			ESCALA: 1 : 200	28 DE MARZO 1998	26 DE JUNIO DE 1998	FIGURA 1.6	CIA. PERF.: EXVCO, SA DE CV
PROF. (m)	TIPO DE MUESTRA Y DIAMETRO	LITOLOGIA		DISCONTINUIDADES		Rec. ROD	OBSERVACIONES
		PERFIL	Descripción	PERFIL	Descripción	40 80	NIVEL FREÁTICO : m
2			MATERIALES DE TALUD: Limos café rojizo y gris claro que empuja bloques y bloques de roca.		No manifiesta		UNIDAD LITOLÓGICA
4							
6			TOBA BRECHOIDE: De color gris verdoso de matriz limo arenosa, completamente alterada a suelos duros (a roca muy blanda) masiva, semicompaeta. Incluye lícticos de pequeño tamaño (menor a 2 cm.)		No manifiesta		T4
8	P						Muy alterada
10							
12							
14							
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28	P						
30							
32			TOBA BRECHOIDE: De matriz muy fina, color verde pálido, dura ligera a moderadamente indurizada, masiva, compacta. Incluye fragmentos de roca volcánica de hasta 5 cm de diámetro.		Roca intensamente fracturada.		T4
34	Tr						
36							
38	Tr						
40							Fracturada y masiva
42							
44							
46							
48							
50							
52							
54			Zona de color violeta				
56			Zona de color anaranjado				
58							
60							
62							
64							
66							
68							
70							
72							
74							
76							
78					Roca muy fracturada sin recuperación		TUNEL



Pérdida total de agua

**STRATIGRAFIA**

Pérdida parcial de agua



Profundidad del primer NAF encontrado



MATERIAL DE TALUD

Artesianismo



NAF Matutino



TOBA BRECHOIDE

Profundidad tubo de ademe

TR

Broca tricónica



Elevación del brocal 1076.68 m.a.n.m.

<b>T E S I S</b> <b>PROFESIONAL</b> PRESENTADA POR: J. FELIPE GONZALEZ HENDEZ	<b>PERFIL</b> GEOTECNICO DE ROCAS	SONDEO No. : S-4	<b>O B R A : TUNELES AGUA DE OBISPO</b>		LOCALIZACION : KM 868 + 920	
		PROFUNDIDAD TOTAL 38.40 METROS	EQUIPO DE PERF. : ACKER		EQUIPO DE MUESTREO : BARRIL MUESTREADOR NQ	
	ESCALA : 1 : 200	FECHA INICIO 3 DE MAYO 1990	FECHA TERMINACION 7 DE JUNIO DE 1990	FIGURA 1.7		CIA. PERF. : EXYCO, SA DE CV

PROF. (M)	TIPO DE MUESTRA Y DIAMETRO	LITOLOGIA		DISCONTINUIDADES		Rec. _____ RQD _____		OBSERVACIONES
		PERFIL	Descripción	PERFIL	Descripción	40	80	
2	TR		TOBA ARENOSA: De color gris claro — muy dura, fracturada y alterada. Se presentan vetillas de cuarzo de 2mm. Su alteración es por intemperismo.		Se presenta un sistema a 60 grados, su apertura no se define, no muestra rellenos. Las paredes oxidadas.			UNIDAD LITOLOGICA  El tramo manifestó problemas al perforar por la alteración de la unidad.  TUNEL T7  Zona muy alterada
4	NO							
6	TR		TOBA LIMOSA: De color verde pálido, muy suave, plástica, alterada. Presenta intercalaciones de vetillas de sílice, así como de tobas arenosas silicificadas muy fracturadas.		No se manifiestan, ya que al perforar se destruye la estructura de la roca. Estratificación a 50 grados.			
8	TR							
10	NO							
12	TR							
14	TR							
16	NO		TOBA LITICA: Gris claro con bandas rosadas, muy dura, sana, compacta, densa. Presenta pequeños líticos.		Estratificación a 51 grados. Fracturas verticales, cerradas y sin rellenos.			
18	NO		TOBA VITREA: De color rojo y negro, sana, compacta y dura. Muy fracturada contiene vetillas de sílice de 2 mm.		Fracturas con rellenos de sílice a 35, 60 y 70 grados.			
20	NO							
22	NO							
24	NO							
26	NO		TOBA LITICA: De matriz vítrea, color gris claro, dura, sana, compacta.		Fracturas cerradas sin rellenos a 44 y 75 grados.			
28	NO		TOBA VITREA: De color negro, muy fracturada.					
30	NO		TOBA LITICA: Color gris claro, matriz de sílice, muy sana, compacta y brechada.		Estratificación 54 grados, fracturas a 32, 74 y 80 grados.			
32	NO		TOBA VITREA: De color negro, muy dura, sana, compacta, poco fracturada.		Fracturas a 75 grados.			
34	TR		TOBA LIMOSA: De color verde pálido muy muy suave, plástica alterada, incluye horizontes de toba arenosa, alterada y fracturada.		No se manifiestan, al perforar se destruye la estructura de la roca.			
36	NO							
38	NO							
40	NO		TOBA LITICA: De color gris claro, fracturada.					

|| Pérdida total de agua

|| Pérdida parcial de agua

↑ Artesianismo

↓ Profundidad tubo de ademe

### SIMBOLOGIA


∇ Profundidad del primer NAF encontrado

∇ NAF Matutino

TR Broca tricónica

Elevación del brocal 1022.48 m.s.n.m.

 TOBA ARENOSA COMPACTA ALTERADA

 TOBA LITICA

 TOBA VITREA FRACTURADA

 TOBA VITREA COMPACTA

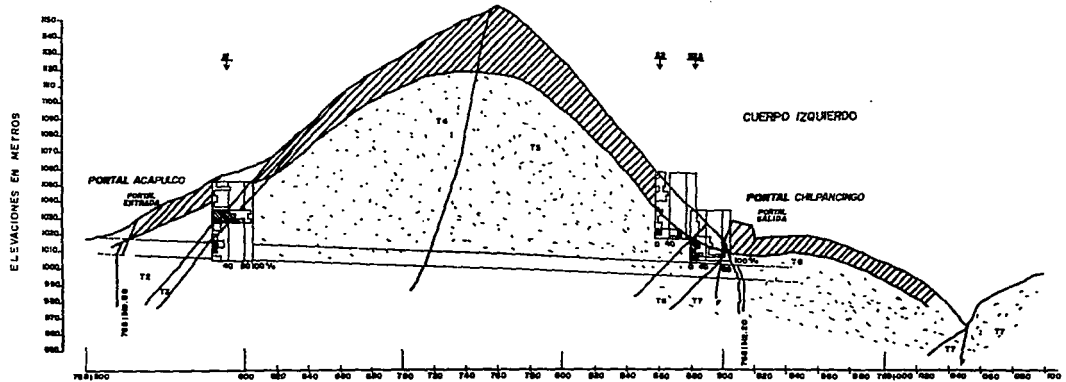
 TOBA LITICA FRACTURADA

Las unidades geotécnicas coinciden con las unidades geológicas, sin embargo varían las condiciones geofísicas dentro de las mismas (resistividad y velocidades de ondas sísmicas), las cuales se correlacionan directamente con la calidad geotécnica; por esta razón se definieron también subunidades geotécnicas.

La clasificación contempla entonces las siguientes unidades y subunidades:

<b>T2a</b>	<b>Toba andesítica alterada.</b>
<b>T2b</b>	<b>Toba andesítica sana.</b>
<b>T3</b>	<b>Toba areno-limosa.</b>
<b>T4</b>	<b>Toba brechoide.</b>
<b>T5</b>	<b>Ignimbrita.</b>
<b>T6a</b>	<b>Toba arenosa sana con escape mayor a 27 m.</b>
<b>T6b</b>	<b>Toba arenosa sana en empotramiento y afectada por fallas.</b>
<b>T7</b>	<b>Toba vítrea empotramiento en zona de falla.</b>

En los perfiles geotécnicos de los planos 1.8 (A) y 1.8 (B), se muestran los cortes topográficos de cada túnel, ubicando en los mismos clave y rasantes. Cada perfil muestra la geología por cortar en las excavaciones, basados en la interpretación de los levantamientos geológicos de campo, en las perforaciones exploratorias y en los resultados de geofísica.



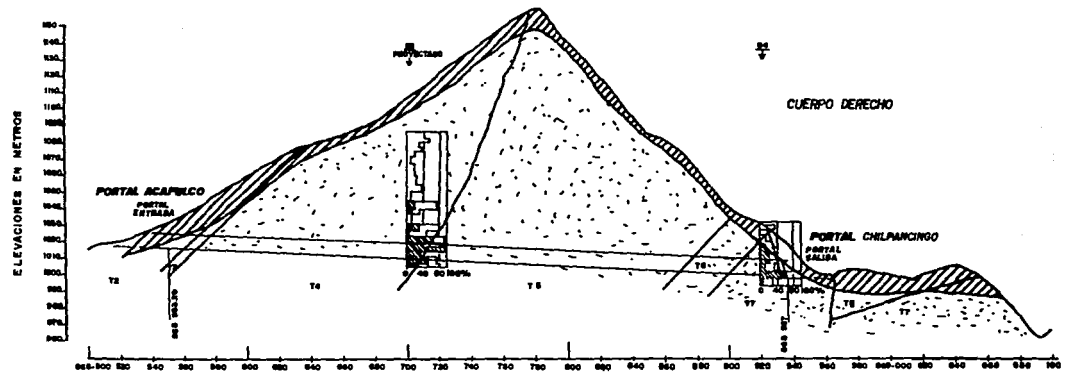
**LEYENDA**

- T1 TOTA AMEROSA PURIFICA
- T2 TOTA ARGENTITA
- T3 TOTA AMER-LINGSA
- T4 TOTA BRESCHONDE
- T5 HIRIBARITA
- T6 TOTA AMEROSA COMPACTA
- T7 TOTA VITREA

CADENAMIENTOS	820	824 827	774	800	804 808	852
UNIDAD GEOTECNICA	T2 TOTA ARGENTITA (T. ARGENT-LINGSA)		T4 TOTA BRESCHONDE	T5 HIRIBARITA	T6 TOTA AMEROSA (T. VITREA)	
PARAMETROS MECANICOS Y GEOTECNICOS	ROD=40-80% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000		ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	
CARACTERIZACION	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME		ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	
CALIDAD	S1 BUENA		S2 BUENA	S3 BUENA	S4 BUENA	
ESTRATIFICACION	S1 BUENA		S2 BUENA	S3 BUENA	S4 BUENA	

**SIMBOLOGIA**

- CONTACTO GEOLOGICO
- PALLA DE DESPLAZAMIENTO LATERAL
- ZONA DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME
- ZONA DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME
- ZONA DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME
- ZONA DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME

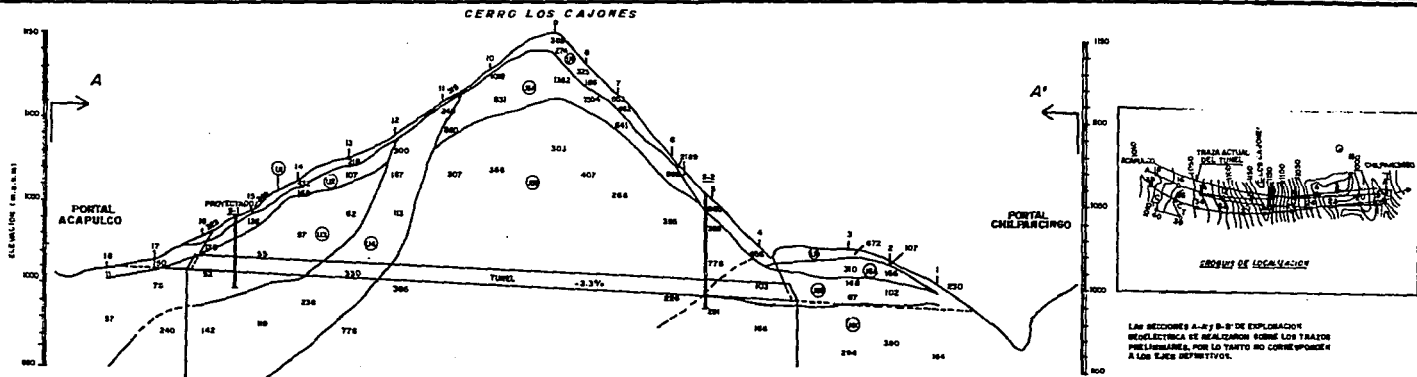


CADENAMIENTOS	840	844 848	788	811	840	860 864	788
UNIDAD GEOTECNICA	T2 TOTA ARGENTITA (T. ARGENT-LINGSA)		T4 TOTA BRESCHONDE	T5 HIRIBARITA	T6 TOTA AMEROSA	T7 TOTA VITREA	
PARAMETROS MECANICOS Y GEOTECNICOS	ROD=40-80% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000		ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	ROD=40-60% Vp=100 E=10000-15000 γ=1800-2000	
CARACTERIZACION	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME		ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	ZONA DE CORTE DE MAYOR ALTERACION INTERNA CON EXPANSION DIRECTA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIFORME	
CALIDAD	S1 BUENA		S2 BUENA	S3 BUENA	S4 BUENA		S5 BUENA
ESTRATIFICACION	S1 BUENA		S2 BUENA	S3 BUENA	S4 BUENA		S5 BUENA

**DIRECC. GRAL. DE CARRETS. FEDLS.**  
**DIRECC. GRAL. DE PROY. SERV. TECN. Y CONCES.**  
**DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS**

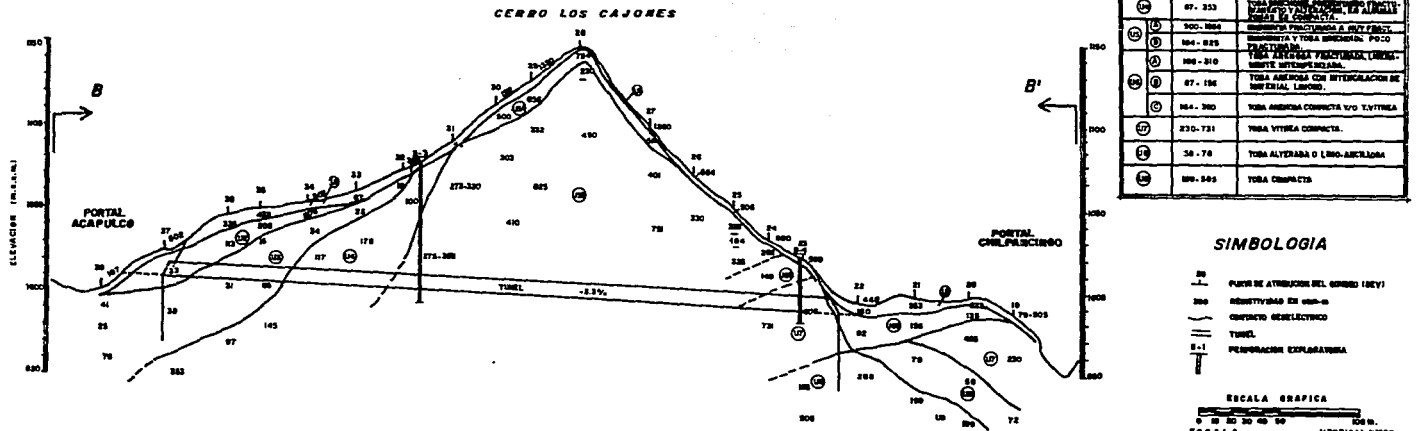
U.N.A.M.	INSTITUTO TECNOLÓGICO ACAPULCO	T.º 72
E.N.E.P.	GRUPO INGENIERIA Y COLABORA	AREA DE DISEÑO
ACATLAN	FEHL. DISTRIBUCION	ESCALA 1:1000
		Nº DE PLANO 1.8(A)

**TESIS PROFESIONAL**



SECCION A-A'

CAPELAMIENTO



SECCION B-B'

CAPELAMIENTO

UNIDADES GEOLOGICAS

UNIDAD	INTERVALOS DE ALTURAS	PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL MATERIAL QUE CONSTITUYE AL DORSO DEL CERRO DE LOS CAJONES DEL SITIO.
(1)	84-899	SUBSTRATO PORFIRICO DE TALIS Y BOCA FRACTURADO O BIEN ALTERADO.
(2)	8 - 206	MATERIAL TORNADO EN FRACCIONES FINAS DE PRESENTA COMO SUTOS FRACTURADO Y ALTERNADO.
(3)	15-78	INTERFACCIÓN DE CARAS VERDES Y TORNADO COMO SUTOS Y COMO DE OTROS MATERIALES.
(4)	87-333	TORNADO Y TALIS PORFIRICO A LA VEZ EN UNO Y OTRO LADO DEL CERRO.
(5)	300-388	TORNADO Y TALIS PORFIRICO A LA VEZ EN UNO Y OTRO LADO DEL CERRO.
(6)	384-828	INTERFACCIÓN Y TORNADO BIEN TORNADO. POZO DE TORNADO Y TALIS PORFIRICO A LA VEZ EN UNO Y OTRO LADO DEL CERRO.
(7)	388-310	TORNADO Y TALIS PORFIRICO A LA VEZ EN UNO Y OTRO LADO DEL CERRO.
(8)	87-156	TORNADO BIEN TORNADO CON INTERFACCIÓN DE MATERIAL LINDO.
(9)	84-380	TORNADO BIEN TORNADO Y TALIS PORFIRICO.
(10)	230-731	TORNADO BIEN TORNADO.
(11)	58-78	TORNADO BIEN TORNADO.
(12)	88-548	TORNADO BIEN TORNADO.

SIMBOLOGIA

- PUNTO DE ATRIBUCION DEL CERRO (SEV)
- BENTIVIDAD EN 660-68
- CONTORNO GEOLOGICO
- TUNEL
- PROYECTADO
- PERFORACION EXPLORATORIA

ESCALA GRAFICA  
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 CM.  
ESCALA VERTICAL 1:1000

**SECT**  
DIRECC. GRAL. DE CARRETS. FEDLS.  
DIRECC. GRAL. DE PROJ. SERV. TECN. Y CONCES.  
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS

U.N.A.M.  
E.N.E.P.  
ACATLAN

ATMOSFERA: CERRILLO ACAPULCO  
TRAMO: CHILPANCIINGO - CUEROLATA  
PROYECTO: (1:1000)

TUNEL  
ACTA DE (SEV)  
No. DE PLANO  
LH(B)

TESIS PROFESIONAL

### 1.5.1 Presencia de agua

Un aspecto de suma importancia, previo a la zonificación geotécnica de los túneles, es la presencia de agua debido a los efectos nocivos que esta puede tener en la estabilidad de las excavaciones a corto y largo plazo, durante la construcción y estando en operación.

Los sondeos S-1 y S-3 evidenciaron zonas locales de intenso fracturamiento que presentan conductos permeables los cuales pueden aportar caudales relativamente importantes de agua hacia los túneles, por lo que habrá que estar preparados durante la construcción para desalojarlos, especialmente en época de lluvias. La roca intacta es compacta y de baja porosidad y las fracturas en su mayoría tienden a cerrarse a profundidad, por lo que en zonas de baja concentración de fracturas habrá baja permeabilidad.

Es posible creer que el nivel freático se encuentre deprimido pocos metros arriba de la clave del túnel, lo que se traduce en reducción de caudales y presiones hidrostáticas bajas a moderadas sobre los bloques de roca ubicados en la periferia del túnel y sobre el revestimiento definitivo.

### 1.5.2 Resumen geotécnico

Una vez que se han obtenido las clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso para cada una de las unidades de roca por atravesar y con los resultados de la campaña de exploración y de las pruebas de laboratorio de la roca intacta, es posible efectuar un resumen geotécnico.

El resumen se presenta en la tabla 1.9, señalando para cada unidad geotécnica (las cuales coinciden con las unidades litológicas del mismo nombre) sus características litológicas, características de las discontinuidades que las afectan, propiedades geomecánicas (Resistencia a la compresión simple-Rc; Densidad-Den, Módulo de elasticidad estático-E y velocidades de onda sísmica del macizo rocoso-Vp) y las clasificaciones geotécnicas de acuerdo a Barton y Bieniawsky.

TABLA 1.9 RESUMEN DE LA INTEGRACION GEOTECNICA

UNIDAD GEOTECNICA	LITOLOGIA	DESCRIPCION	PROPIEDADES INDICE Y MECANICAS					CLASIFICACIONES OBTENIDAS	
			Re	E	VP	RESISTIVIDAD (ohm-m)	BARTON	BIENIAWSKI	
			t/cm <sup>2</sup>	gr/cm <sup>2</sup>	cm/cm <sup>2</sup>				cm/s
T2a Toba andesítica alterada	Toba color rosa pálido, intensamente intemperizada, muy suave. Espesor de capas grueso, mayores a 2 m.	Dos familias principales de discontinuidades (A fracturamiento y C, estratificación) y una secundaria (D', fracturamiento). Todas de espaciamiento entre 2 y 200 cm, onduladas rugosas de poca abertura y sin rellenos.	180	2.4	-	1597	11 - 187	0.04 (Estr. mala)	23 (Muy mala)
T2b Toba andesítica sana	Toba color rosa pálido, sana, moderadamente dura, compacta.	Dos familias principales de discontinuidades (A fracturamiento y C, estratificación) y una secundaria (D', fracturamiento). Todas de espaciamiento entre 2 y 200 cm, onduladas rugosas de poca abertura y sin rellenos.	-	-	-	3725	11 - 206	1 (mala)	48 (mala)
T3 Toba areno-limosa	Intercalaciones de capas duras de tobas arenosas, sanas y compactas, con espesores de 5 a 10 cm. Los paquetes limosos ocupan la menor parte de la unidad, son semicompactos y suaves.	Dos familias principales (A' fracturamiento y C, estratificación) y una secundaria (A'' fracturamiento), de espaciamiento cerrado en C y variable en A' y A'' desde 6 hasta 600 cm. Son cerradas, sin rellenos poco rugosas y ligeramente intemperizadas.	267	2.53	-	1597 (alterada) 3725 (sana)	15 - 76	1 (mala)	37 (mala)
T4 Toba brechoide	Toba de matriz areno-limosa, masiva muy compacta, con 2 grados de alteración, intemperizada en la porción superior de la unidad y sana en la inferior. Incluye liticos de origen volcánico.	Por ser masivas sólo está afectada por estratificación, aunque se presentan algunas fracturas verticales cerradas, rugosas y sin rellenos.	175 a 320	2.48	250	-	97 - 353	28 (buena)	61 (regular)
T5 Ignimbrita	De matriz vítrea; con liticos de pomez mez elongado paralelos a la estratificación, dura, densa, compacta y sana a moderadamente intemperizada. Se presenta en estratos gruesos de 60 a 100 cm de espesor.	Presenta 3 sistemas principales que corresponden a fracturamiento (A, B y C), así como una secundaria (C') que corresponde a estratificación. En general son cerrados, poco rugosos y sin relleno.	281	2.53	-	-	184 - 1554	3.3 (mala)	54 (regular)
T6 Toba arenosa	Roca arenosa masiva, sana y compacta que se interstratifica con capas limosas y limo-arenosas muy suaves y alteradas. También incluye capas vítreas delgadas.	Es la unidad más fracturada, se afecta por 2 sistemas principales (A' y A'') y secundarios, siendo uno fracturamiento (B) y otro estratificación (C). Su fracturamiento es limpio, sin relleno, escasamente abierto a cerrado, ligeramente ondulado y poco rugoso. Está afectada por una falla afectando un entero de 2 metros a cada lado de la estructura.	203	2.47	-	1264 (alterada) 3744 (sana)	87 - 390	1.1 (mala)	54 (regular)
T7 Toba vítrea	Intercalaciones de capas vítreas (pedrapes) y tobas liticas de matriz vítrea. La roca es muy dura y compacta, aunque también presenta microfracturamiento.	La afectan 2 sistemas principales de fracturamiento (A' y B'), así como 2 secundarios, un fracturamiento (C) y el otro estratificación (C'). Su espaciamiento es variable, presentan aberturas de 0 a 4 cm con rellenos de cuarzo ó bien están cerradas sin relleno. Esta afectada por una falla.	90 a 650	2.28	-	5000	58 - 505	3.3 (mala)	53 (regular)
En donde:			Re = Resistencia a la compresión simple	E = Módulo de elasticidad estático	VP = Velocidad de onda sísmica del núcleo receso				



Al analizar este resumen queda claro que las mejores condiciones geomecánicas las presenta la toba brechoide (T-4) con buena a regular cantidad; seguida de las unidades de ignimbrita (T-5) y toba vitrea (T-7), las cuales son de mala a regular calidad.

Las demás unidades litológicas (T-2, T-3 y T-6) se presentan en condiciones desventajosas, resultando ser de mala a extremadamente mala calidad.

De acuerdo a los datos analizados se esperan problemas geotécnicos de diferente índole en las dos zonas de emportalamiento. En el portal Acapulco las unidades de roca se encuentran muy alteradas, mientras que en el portal Chilpancingo el problema mayor es estructural ya que se construirá en una zona de falla (F-1), con relieve abrupto y en rocas fracturadas (T-6).

En las unidades T-2, T-3 y parte superior de la T-4 se espera presenten aportaciones de agua durante la excavación, al igual que la unidad T-6, sin embargo de ocurrir, los gastos seguramente serán reducidos ya que se consideró que el nivel de las aguas freáticas se encuentra deprimido a pocos metros por arriba de la clave del túnel. En la temporada de lluvias es factible que el gasto de agua hacia el túnel aumente considerablemente.

## **CAPITULO 2**

**PORTALES**

## CAPITULO 2.

### PORTALES.-

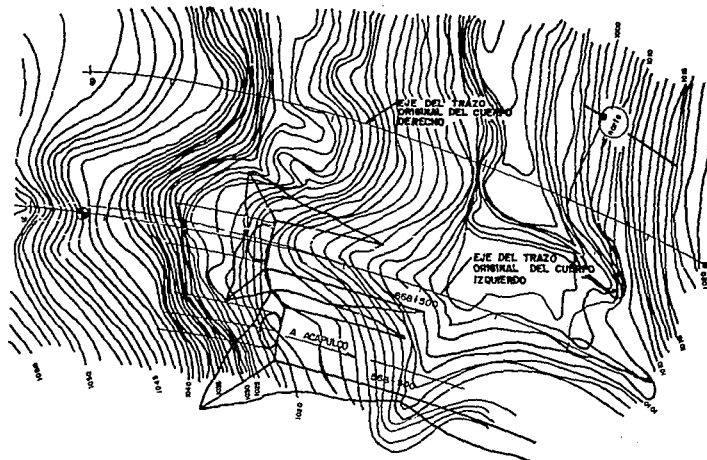
#### 2.1 LOCALIZACION

El proyecto contempló la excavación de dos portales en los extremos de entrada y salida de los túneles, dándoles por nombres Acapulco y Chilpancingo por ser los que unen la autopista con estas ciudades importantes. El portal Acapulco, se encuentra al sureste del túnel y el Chilpancingo al noreste del mismo como se ilustra en los esquemas 2.1 y 2.2.

El denominado portal Acapulco está ubicado entre los cadenamientos 768+480 al 768+540 del cuerpo izquierdo y 868+495 al 868+556 del derecho. El portal Chilpancingo por su lado se ubica entre los cadenamientos 768+905 al 768+960 del cuerpo izquierdo y 868+927 al 869+000 del derecho, siendo en el Portal Acapulco los últimos cadenamientos los correspondientes respectivamente al emportalamiento de los túneles y en el Chilpancingo los primeros.

Su ubicación en estos sitios, se hizo bajo el criterio de emportalar los túneles con una cobertura o techo de roca suficiente para evitar su inestabilidad y por otro lado tratando de evitar cortes en superficie que delimiten taludes de gran altura y originen mayores volúmenes de excavación, con los consiguientes riesgos de inestabilidad.

# TUNELES AGUA DE OBISPO



EMPORTALAMIENTO ACAPULCO



## 2.2 TOPOGRAFIA

Se puede apreciar en las figuras 2.1 y 2.2 claramente las características topográficas de las zonas de los portales, en el portal Acapulco, la pendiente del terreno natural tiene un promedio de 30 grados y hacia el emportalamiento del túnel, en el cuerpo derecho se encuentra una hondonada que termina hasta intersectar una cañada (cauce de arroyo) perpendicular al eje de los túneles y ubicada al pie del inicio del portal.

En el portal Chilpancingo la pendiente promedio de la ladera natural es más pronunciada y alcanza los 43 grados en un corte paralelo al eje de los túneles. En el sentido perpendicular al eje de los túneles, la pendiente del terreno en la ladera correspondiente al cuerpo izquierdo varía entre 45 y 75 grados. Una cañada desarrollada a lo largo de la traza de la falla F-1, pasa diagonalmente por la parte superior del emportalamiento de los túneles llegando hasta la corona del talud frontal en la salida del cuerpo derecho. La cañada labrada a lo largo de la falla transcurriente F-2 corta casi perpendicularmente a los ejes de la rasante a 135 metros de distancia, fuera del emportalamiento de los túneles y será hacia esta cañada donde se encauce la mayor parte del drenaje de los túneles y de los cortes de este portal.

## 2.3 ESTABILIDAD DE PORTALES

Por considerarlo conveniente a continuación se mencionan brevemente los estudios realizados para el diseño de los portales y sus respectivos taludes, no entrando a detalle en el análisis estructural para no desviarnos de nuestro objetivo.

El portal Acapulco fue diseñado para ser excavado en la unidad litológica T-2 (Toba andesítica masiva y dura), debido a sus afloramientos inalterados observados de buena calidad, sin embargo según los estudios geofísicos, un espesor importante de esta roca se encuentra alterado y con características parecidas a un suelo limo arcilloso bien cementado y compacto.

Para el portal Chilpancingo se consideró se excavaría en rocas de las unidades litológicas T-5, T-6 y T-7, el mayor volumen de excavación se supuso en la unidad T-6, por otro lado se tomaron en cuenta dos fallas transcurrentes ( F-1 y F-2 ), siendo la más desfavorable la F-1 por intersectar el talud frontal con orientación NS en el emportalamiento del cuerpo derecho, no obstante su influencia es de poco impacto en la estabilidad de este talud, debido a que lo cruza casi perpendicularmente a la zona de menor altura.

Con la ayuda de la red estereográfica obtenida de los datos de campo, fue posible conocer las familias de fracturas, con objeto de ubicar bloques de roca con susceptibles de moverse hacia la excavación, a continuación se presentan los mecanismos de falla analizados para ambos portales:

**TABLA No. 2.3 MECANISMOS DE FALLA EN PORTALES**

<b>PORTAL</b>	<b>TALUD</b>	<b>MECANISMO DE FALLA</b>
<b>ACAPULCO</b>	<b>IZQUIERDO</b>	Deslizamiento por dos planos (cuña)
	<b>FRONTAL</b>	Deslizamiento por dos planos de cuña o deslizamiento por un plano (falla plana)
	<b>DERECHO</b>	Deslizamiento por dos planos (cuña)
<b>CHILPANCINGO</b>	<b>IZQUIERDO</b>	Deslizamiento por dos planos (cuña)
	<b>FRONTAL</b>	Deslizamiento por dos planos (cuña)
	<b>DERECHO</b>	Deslizamiento por dos planos (cuña)

Con la tabla se observó que la mayoría de posibilidades cinemáticas de deslizamiento son por el mecanismo de falla por dos planos (cuña).

El análisis se hizo involucrando a todas las familias de discontinuidades existentes en el macizo rocoso y no solamente a las familias que afectan a las unidades litológicas de los taludes; de tal manera que si en el portal Acapulco las familias A, C y D son las de mayor frecuencia, es de esperar que en el talud izquierdo, donde la familia B delimita uno de los planos de los bloques, se tenga menos probabilidades de ocurrencia de falla. Este mismo razonamiento se aplicó en el portal Chilpancingo.

### **2.3.1 Diseño de taludes**

La pendiente definitiva de los taludes fue asignada a partir del análisis cinemático considerando la geometría de los bloques inestable, definida por la orientación de las familias de fracturas y su línea de intersecciones o del plano probable de falla. Para visualizar las intersecciones se dibujaron en planta los bloques inestables máximos.

En su mayoría las líneas de intersección o de los planos de falla considerados tenían ángulos de inclinación entre 48 y 54 grados; por esta razón y para evitar tener bloques de grandes dimensiones atrás de los taludes, se eligieron inclinaciones de taludes más cercanos a las de los planos o líneas de falla. En ambos portales la inclinación definitiva de los taludes, elegida con base al criterio anterior, fue de 63 grados; equivalente a taludes con pendientes 0.5:1 (H:V).



### **2.3.2 Criterios de estabilidad.**

A continuación se describirán brevemente dichos criterios de estabilidad.

#### **2.3.2.1 Portal Acapulco**

En este portal se analizó la estabilidad de los taludes considerando los bloques potencialmente inestables mencionados en el inciso 2.3.

La decisión de analizar la estabilidad por falla plana, y no en dos planos, se tomó debido a que este mecanismo parece factible que ocurra especialmente en el talud frontal por la tendencia de las capas paralelas al contacto de las unidades T2-T3, además de que este tipo de falla representa la condición más desfavorable; adicionalmente, el talud frontal se analizó por falla circular suponiendo que la toba andesítica pudiese tener un comportamiento similar al de un suelo limo-arcilloso consistente.

Los taludes izquierdo y derecho fueron analizados con mecanismos de falla por deslizamiento en dos planos (falla de cuña).

#### **2.3.2.2 Portal Chilpancingo**

En este portal fueron analizados los mecanismos de falla por deslizamiento en dos planos (falla de cuña). El análisis se realizó por computadora mediante el programa basado en el método vectorial y siguiendo los mismos pasos correspondientes al análisis de cuñas que se realizó en el portal Acapulco.

Los resultados obtenidos con este análisis fueron similares a los del portal Acapulco, las conclusiones coinciden igualmente, observando que se requieren ángulos de fricción mayores a 45 grados en las juntas para el caso propio y mayores de 55 grados cuando se supone una acción de sismo. La subpresión disminuye drásticamente la resistencia de los planos potenciales de falla por lo que se supone, debe ser aliviada mediante drenaje y soporte previniendo a largo plazo una pérdida de eficiencia de los drenes.

## 2.4 SOPORTE Y TRATAMIENTOS

### 2.4.1 Drenaje

De los resultados obtenidos previamente se observó la necesidad de utilizar una importante red de drenaje, incluyendo contracunetas en superficie, barrenos de drenaje largos sobre todo en los taludes inferiores y barrenos de drenaje radial en la clave de los túneles, próximos a la zona de emportalamiento. La eficiencia de esta red de drenaje se diseñó para aliviar presiones hidrostáticas en el respaldo de bloques cercanos a los taludes.

Las contracunetas se diseñaron en la corona de los taludes distanciadas 10 metros del hombro de los taludes laterales con una pendiente del 2%, con una sección trapezoidal y dimensiones de 60 a 80 cm en la base y alturas de 40 a 60 cm, mientras que la pendiente de los taludes fue de 1:1 en el talud más lejano al corte y de 0.25 : 1 en el más cercano. Los anchos y alturas máximas recomendadas fueron sugeridas en las contracunetas con mayor cuenca de captación, particularmente las ubicadas arriba de los taludes laterales del cuerpo izquierdo en ambos portales. Las salidas de las contracunetas se recomendaron hacia las cañadas más próximas utilizando lavaderos terminales y cajas disipadoras de energía a cada 20 metros para evitar la erosión del concreto.

El drenaje superficial se complementó con muretes de mampostería de 2 metros de altura, construidos en la corona de los taludes frontales de ambos portales a criterio del constructor, para evitar que el agua concentrada en las cañadas desagüe hacia el emportalamiento de los túneles, además de desviar el agua hacia las bermas inferiores o por bajantes hacia las cunetas del camino utilizando siempre las estructuras disipadoras y de conducción necesaria protegiendo el pie del muro contra la erosión.

Todas las bermas se previeron con cunetas de sección triangular revestidas de concreto, con pendiente mínima longitudinal de 2 %, ancho de 1 metro y altura de 35 cm. A la salida y a criterio de constructor deberán contar con las estructuras receptoras adecuadas, así como las de conducción y disipación de energía.

Para aliviar la presión hidrostática en las caras de los taludes se diseñaron drenes largos en cuadrícula tresbolillo de 9 x 6 metros (H x V) de 9 metros de longitud, 3" de diámetro colocados perpendiculares a la cara del talud y ángulo horizontal ascendente de 10 grados, también en algunas zonas donde se localicen tobas alteradas y de fácil degradación, en el interior del dren se instalará un tubo de PVC ranurado y con arena filtrante, en las zonas restantes dejar libre la perforación a criterio del Ingeniero constructor (ver plano 2.4).

#### **2.4.2 Anclaje**

El anclaje analizado inicialmente, se redujo en forma considerable por la inclinación que se le asignó a los taludes de los portales y debido al comportamiento esperado de sus planos de deslizamiento y sobre todo de aquellas zonas potencialmente inestables observadas cercanas a la cara de los taludes.







El número de anclas necesarias para la estabilización de los taludes se calculó considerando los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad realizados en cada talud para las condiciones más favorables a la inestabilidad, en las cuales intervienen el peso propio del bloque, condiciones de sismo actuante y subpresión en el respaldo al 50 % de la máxima esperada.

Este cálculo se hizo basado en anclas de acero corrugado con  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  y  $1 \frac{1}{2}$  " de diámetro las cuales se recomendaron en barrenos de 3" de diámetro e inyectadas con mortero  $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ , para trabajar por fricción. Las densidades de anclaje obtenidas en los taludes analizados variaron de 3 a 6 ton/m<sup>2</sup> empleando un factor de seguridad de 1.3, además de considerar una capacidad de trabajo de cada ancla de 36 toneladas.

Para los fines anteriores y con objeto de mediar todos aquellos probables deslizamientos se escogió un patrón final de  $3 \times 2.50 \text{ m (H} \times \text{V)}$ , equivalente a una densidad de 4.3 ton/m<sup>2</sup>, para colocarse en forma sistemática en los taludes frontales y laterales de los portales, sobre todo en zonas consideradas inestables ó con alto índice de riesgo.

El número de anclas se diseñaron para reducir ó aumentar, basado en el criterio selectivo durante las excavaciones, reduciéndolo en zonas con buena calidad en la roca masiva e incrementándolo en zonas donde se observen claramente bloques inestables, así como; zonas altamente fracturadas o francamente debilitadas por la acción del intemperismo.

#### **2.4.3 Concreto lanzado**

La función específica del concreto lanzado, es la de proporcionar a la cara de los taludes un soporte de piel para evitar la degradación progresiva por la acción de la erosión y otros agentes del intemperismo, evitando con ello la inestabilidad de los bloques principalmente en las zonas del portal Acapulco.

Este tratamiento tiene como objeto cubrir totalmente la cara de los taludes del portal Acapulco, la totalidad del talud frontal y derecho del portal Chilpancingo y parcialmente el talud lateral izquierdo, sobre todo en los primeros 25 metros más cercanos al emportalamiento en una franja de 10 metros a lo largo de los hombros de los taludes.

Su espesor se consideró inicialmente de 7.5 cm, para colocarse en tres etapas, lanzando la primera con espesor de 5 cm, posteriormente colocando la malla metálica electrosoldada de 10 x 10 cm x 1/8" y por último se cubre con una segunda capa de concreto de 2.5 cm de espesor.

Para aliviar las presiones de agua atrás del concreto, se pensó en la perforación de drenes cortos de 35 cm de longitud en roca, de 2 ¼" de diámetro en cuadrícula tresbolillo de 2 x 2 metros.

#### **2.4.4 Secuencia del soporte y tratamiento**

Inmediatamente después de ser descubiertas las caras de los taludes, durante la excavación se previó el amacise de los bloques de roca decomprimida que no presentaba adherencia al talud, requiriendo su retiro mediante el empleo de barretas metálicas ó pistola neumática.

La limpieza del talud se hace necesaria inmediatamente después de ésta actividad, con la finalidad de evitar partículas de polvo durante la aplicación de la primera capa de concreto lanzado, sobre esta capa preferentemente se previó la perforación de los barrenos para el anclaje.



Las anclas se colocan en la perforación inmediatamente después de haber sido preparado para su inyección, paralelamente se considera la colocación de la malla electrosoldada y placas de remate o crucetas de varilla soldadas a las anclas en el brocal para sujeción de la malla.

Durante el lanzamiento de la segunda capa de concreto por etapas, se considera necesaria la perforación de los drenes largos, sobre todo en aquellas zonas húmedas susceptibles de presiones hidrostáticas de importancia, no importando su perforación antes de la colocación de la primera capa de concreto lanzado.

## **2.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

En general se seguirá en este caso, la práctica usual de excavación en superficie mediante explosivos.

La secuencia de excavación se inicia con el desmonte y despalme del sitio donde se llevó a cabo el trazo de los portales, para posteriormente excavar con ripper la capa del material más alterado, siendo en el portal Acapulco el procedimiento empleado en su totalidad hasta la media sección superior de ambos cuerpos y en el caso del portal Chilpancingo, se realizó combinado; es decir con ripper y con explosivos, utilizando voladuras de precorte perimetral para el perfilamiento de la excavación, las cuales se hicieron a una profundidad de 9 metros con tolerancia máxima a 12 metros en zonas donde se consideró apropiado.

Los métodos empleados para la realización de las excavaciones a cielo abierto y subterráneas se describen a continuación:

**a) Sistema de Post-corte (smooth blasting)**

Se define como un método de tronada en el cual las perforaciones perimetrales tienen separaciones muy próximas y cargadas ligeramente, siendo detonadas simultáneamente pero inmediatamente después de que la masa principal de roca ha sido detonada. Este método se deberá utilizar en todo el perímetro, para las excavaciones de túneles.

El propósito del sistema post-corte es conseguir una superficie uniforme y con la mínima alteración a la roca circundante.

**b) Sistema de Pre-corte (presplitting)**

Este sistema consiste en ejecutar la barrenación perimetral con separación muy próxima y con carga apropiada. Las operaciones de explosivos (tronadas) se llevarán a cabo para tener un corte previo que aisle la zona por excavar posteriormente, con daños mínimos a las partes aledañas a la excavación. El método de pre-corte se deberá utilizar para obtener superficies más uniformes.

Como se mencionó antes, para el pre-corte se emplearon cargas bajas por tiempo para evitar daños en las caras de los taludes, limitando la detonación del orden de 10 barrenos por tiempo.

Los banqueos en el centro de la excavación llegaron a tener de 6 a 9 metros de profundidad, escalonándose de tal forma, que en los banqueos más próximos a los taludes sus profundidades no excedieran de 3 metros, además con el propósito de dar piso para la oportuna colocación del soporte recomendado y modificaciones sujetas al criterio del Ingeniero constructor (anclaje, drenes largos ó cortos, concreto lanzado y malla electrosoldada).

A continuación se describe de manera general el seguimiento ordenado de actividades, para la construcción de las excavaciones a cielo abierto.

### **2.5.1 Trazo y Nivelación**

Se tuvo especial cuidado durante la ejecución de los trabajos de topografía, particularmente en el trazo de los ejes de ambos túneles y de las nivelaciones de sus taludes, tomando los datos indicados en el proyecto ejecutivo, como son: elevaciones de pie de taludes, pendientes, orientación, elevación y dimensiones de las bermas, datos de curvas, etc.

Para lograr estos trabajos fue necesario emplear aparatos de alta precisión, como son el Distanciómetro Distomat-1000 y sus equipos complementarios (prismas, plomadas), con los cuales se fijaron puntos de referencia fuera del área por excavar empleando el método de coordenadas topográficas.

### **2.5.2 Desmote y Despalme**

Los trabajos de desmote son ejecutados en las áreas de excavación a cielo abierto exclusivamente requeridas, refiriéndose a la tala de árboles y arbustos alojados en dichas zonas. De la madera obtenida siempre se considera un beneficio de los afectados, motivo por el cual se estiba en zonas que no perjudiquen las actividades programadas, hasta el momento en que son retiradas por los beneficiados.

De la misma manera el despalme se llevó a cabo retirando lo correspondiente a la capa vegetal (40 cm de espesor), incluyendo la extracción de raíces de los árboles y arbustos, así como, su retiro del lugar de los trabajos.

### **2.5.3 Adquisición y uso de explosivos.**

Se considera responsabilidad del Contratista el efectuar ante las autoridades correspondientes (Secretaría de la Defensa Nacional u otras), todos los trámites que se requieren para obtener las licencias o permisos necesarios para la adquisición, transporte, manejo, almacenamiento y uso de los explosivos y accesorios que se vayan a utilizar en la obra.

Además, el Contratista también será responsable de lo que pueda originarse por mal uso o accidentes relativos a los explosivos y a sus accesorios.

Los arreglos y métodos de tronadas a emplear, siempre fueron coordinados por ambas partes (Contratista - Supervisor), con objeto de determinar la cantidad de explosivos procurando con ello, evitar la fracturación de las superficies de excavación y causar daños a trabajos adyacentes a los límites de la misma.

Es necesario precisar que a medida que la excavación se aproximaba a los límites finales, la profundidad y/o separación de los barrenos y la cantidad de explosivos en cada uno de ellos varió en forma descendente, de igual forma no se permitió en ningún caso la perforación de barrenos más allá de las líneas de excavación.

Las voladuras (tronadas) se ejecutaron siempre, después de tomar las precauciones debidas para proteger al personal y a las propiedades, logrando evitar daños a las personas, a los trabajos, al igual que a la propiedad privada o pública.

## **2.5.4 Excavación de Portales**

### **2.5.4.1 Excavaciones a cielo abierto**

Las excavaciones a cielo abierto en los portales denominados Acapulco y Chilpancingo, se ejecutaron con taludes de pendientes 0.5:1 en la zona inferior de los cortes hasta una altura de 20 m y bermas de 3 metros de ancho, repitiendo este procedimiento en los taludes laterales y modificándolo en los frontales con problemas de inestabilidad, logrando su control mediante concreto lanzado y malla electrosoldada. En el Portal Acapulco, la excavación se realizó con tractores CAT-DN9 y en el Chilpancingo, fue necesario combinar el método anterior con el uso de explosivos, aplicando el sistema de pre-corte en el perímetro de la excavación definitiva utilizando barrenos no mayores de 9 metros.

La carga por tiempo utilizada en las voladuras, se consideró de tal forma que no se provocara fracturamiento adicional al observado en la roca antes de su excavación, sobre todo en las caras de los taludes, mismas que se reforzaron con anclaje, concreto lanzado y drenes, evitando su inestabilidad y degradación progresiva.

La colocación del soporte durante la excavación, logró ejecutarse regularmente en forma oportuna, procurando siempre no rezagarse más de 2 banqueos y vigilando que antes de iniciar la excavación de los túneles en el talud frontal, fueran colocadas en su totalidad las anclas propuestas en el proyecto y/o adicionales a criterio del Ingeniero constructor.

Las excavaciones complementarias necesarias para drenaje superficial (cunetas, contracunetas, muros de mampostería, cajas disipadoras de energía, etc.), se realizaron siguiendo el método tradicional de zanjas sin necesidad de utilizar explosivos adicionales para su construcción.

#### 2.5.4.2 Anclas de Fricción en Portales

Para el soporte de los taludes en las zonas de portales, se colocaron anclas de fricción consistentes en varillas de acero corrugado AR - 80 de 6, 9 y 12 metros de longitud y de 1 ½ " pulgadas de diámetro nominal con límite de fluencia  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Para permitir un buen trabajo de la misma, contarán con un grupo de 4 varillas de ½ " pulgada de diámetro y 10 cm de longitud cada una, punteadas con soldadura con una separación de 90 grados en el perímetro de la varilla y distanciadas a cada 3 metros; su objetivo es servir como separadores y evitar que el cuerpo del ancla este en contacto con la pared de la perforación y pueda ser cubierta totalmente por el mortero. Las varillas separadoras serán achaflanadas en sus extremos para que el ancla se deslice fácilmente cuando sea introducida al barreno.

Las anclas se instalaron en perforaciones de 3" pulgadas de diámetro, permitiendo introducir la manguera para inyección de ½ " pulgada de diámetro y la manguera para expulsión de aire del mismo diámetro, funcionando como purga y testigo del relleno del barreno. Las perforaciones se lavaron energicamente antes de introducir las anclas, vigilando en cada caso el retorno del agua limpia y clara.

La inyección se efectuó con mortero de  $f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$ , procurando inmediatamente después calafatear la perforación con cartón remojado y amarrar los extremos de éstas mangueras, también adicionalmente en los extremos de las anclas, se colocaron placas soldadas de 15 x 15 cm x 3/8" apoyadas contra la roca y en un patrón de 3 x 2.5 metros (H x V), a tresbolillo y con inclinación de 15 grados ascendente respecto a la horizontal.

La presión de inyección de las anclas varió en la boca del barreno de 1 a 1.4  $\text{Kg/cm}^2$  y se empleó para estos trabajos el siguiente equipo:

- Compresor de 325 ft<sup>3</sup>/min
- Manguera de 1" de diámetro (longitud necesaria)
- Tanque almacenador de mezcla
- Reducción para acoplar al poliducto insertado en la perforación
- Manómetro para verificar la presión

La instalación de las anclas se ejecutó oportunamente sin rezagarse más de 2 banqueos para cada ocasión, empleando para ello un equipo de perforación por rotopercusión tipo track-drill similar al utilizado para la perforación de los barrenos para voladuras, bajo ninguna circunstancia se permitió la colocación de varillas soldadas ó empalmadas.

#### **2.5.5 Carga del producto de excavación en las unidades de transporte**

De común acuerdo entre ambas partes (Contratista - Supervisor), establecieron los bancos de desperdicio de los materiales excavados, ubicándolos en zonas cercanas a los trabajos y vigilando no fuesen a causar problemas futuros de tipo ecológico, es decir, fueron rellenadas las barrancas con poca o nula área hidráulica en funcionamiento, se aprovechó el material extraído con características aceptables dentro del control de calidad, para muros de mampostería, terraplenes, subrasantes y pavimentación de los tramos próximos a los túneles.

La carga de los materiales se realizó con el empleo de cargadores frontales CAT-966 y para la rezaga fueron utilizados tractocamiones denominados "cola de pato" con capacidad de 12 m3 por viaje, logrando resultados muy aceptables por las condiciones topográficas de la zona y sobre todo en temporada de lluvias.

## **2.5.6 Problemas y soluciones**

Durante el proceso constructivo en la zona de portales, particularmente en los taludes frontales fue necesario realizar adecuaciones al proyecto ejecutivo por condiciones críticas de estabilidad en los mismos, a continuación se exponen los problemas y soluciones efectuadas para lograr dar inicio a la excavación subterránea.

### **2.5.6.1 Portal Acapulco.**

Desde el estudio geológico se venía anunciando que esta zona causaría mayores problemas durante el proceso de construcción comparativamente con la del Portal Chilpancingo, provocando el incremento en los volúmenes de excavación, concreto lanzado, malla electrosoldada, drenes cortos y largos, anclas de fricción y longitud del túnel falso.

Uno de los primeros problemas a resolver durante la excavación, es la inestabilidad de los taludes (laterales y frontales), mismos que surgen derivados de la alteración de sus condiciones naturales (perdida de humedad), originando fallas circulares en zonas puntuales (desconchamientos) y agrietamientos progresivos.

La solución que se consideró más propicia en el momento de ocurrida la falla, fue la de modificar la pendiente del talud frontal de proyecto, abatiendo con talud 1 : 1 y escalonado mediante dos bermas de ancho variable.

El comportamiento inicial se observó estable, sin embargo; al producirse dos caídos adicionales por las mismas circunstancias, obligó a tomar la decisión de colocar malla electrosoldada, lanzar concreto, colocar anclas de fricción de 1" pulgada de diámetro y 6 metros de longitud, así como drenes largos de penetración de 2" pulgadas de diámetro y 9 metros de longitud.



Lo anterior se aplicó exclusivamente a las zonas que presentaron derrumbes, logrando estabilizarlas a nivel de la primera berma en el sentido de la excavación, no obstante en la segunda berma del talud frontal se suscitaron caídos aún con la protección de concreto lanzado, malla electrosoldada y anclas, procediendo de inmediato a colocar nuevamente concreto lanzado en capas con espesores hasta de 70 cm.

El descubrimiento de grietas en la segunda berma, dio origen a la colocación de anclas adicionales de 1 ½" pulgadas de diámetro y 12 metros de longitud en el sentido vertical a todo lo largo de la berma, se colocaron testigos de concreto, así como dos inclinómetros para observar a detalle el movimiento de la masa rocosa y de esta manera, tomar una decisión correcta para estabilizarla.

Por la importancia que reviste el hecho de brindar seguridad al personal, durante el inicio y terminación de las excavaciones subterráneas y después de haber observado el detenimiento de las grietas, gracias al no haber iniciado la perforación de los túneles, se tomo la decisión de incrementar los túneles falsos de 3 a 15 metros de longitud en su sección media superior, mediante el uso de marcos metálicos seccionales a base de placas de IPR - 10" x 5 ¼" x 38.7 Kg/m y sección I, rigidizadores de acero de refuerzo con extremo roscado de 5/8" de pulgada, malla electrosoldada y concreto lanzado de 35 cm de espesor.

Para evitar filtraciones perjudiciales al acero estructural, rigidizadores y malla, se protegieron ambos túneles falsos mediante el empleo de impermeabilizantes y un dren seco de 35 cm de espesor en las paredes de los mismos.

Posteriormente se realizó un relleno compactado al 95 % de su PVSM (Peso volumétrico seco máximo) hasta una altura de 1.8 metros arriba de la clave de los túneles falsos, esto con objeto de acuñar la masa inestable, logrando condiciones de estabilidad muy aceptables, a pesar de observar en el lado izquierdo del talud frontal un graneado continuo de la toba brechoide.

Este graneó dio origen a una chimenea de dimensiones apreciables (280 M3), mostrando condiciones estables, por no afectar el comportamiento estructural de túnel falso (cuerpo izquierdo) a pesar de haber sido rellenada durante la etapa final de los túneles, con concreto hidráulico  $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ .

Los taludes laterales tuvieron un comportamiento similar y su estabilidad se garantizó con el incremento de anclaje, malla electrosoldada, concreto lanzado, colocados únicamente en las zonas donde fueron observados desprendimientos concreto lanzado y de material.

El drenaje superficial indicado en el proyecto, fue modificado de igual forma por necesidades de la obra, logrando formar un drenaje perimetral en la zona del portal con eficiencia hidráulica.

#### **2.5.6.2 Portal Chilpancingo**

Esta zona a diferencia del Portal Acapulco, tuvo un comportamiento más estable, y aun sin embargo; fue necesario efectuar modificaciones al proyecto como son : Excavaciones adicionales, concreto lanzado, anclaje, malla electrosoldada y drenes largos y cortos.

Después de haber realizado el desmonte y despalme de la zona, se iniciaron los trabajos de excavación por el método de pre-corte (Presplitting), por considerarlo el más apropiado en zona de cortes en cajón, siendo empleado el siguiente equipo de barrenación:

- 1) Pistolas de piso, para la barrenación de  $\frac{3}{4}$  a  $1 \frac{1}{4}$ " de pulgada, barrenos cortos, máximo hasta de 6 metros, acero integral en múltiples de 80 cm.
- 2) Perforadoras autopropulsadas (track drill), con sistemas de aire comprimido, barrenación de  $2 \frac{1}{2}$ " a 6" pulgadas, siendo el más usual de 3" a 4" pulgadas (75 a 100 mm).
- 3) Las brocas para barrenación comúnmente empleadas para este tipo de trabajos son: de cruz, en " X " y de botones.

De las consideraciones previas que se vigilaron durante la excavación se pueden citar las siguientes:

- a) Trabajos topográficos previos a cada etapa de voladura, consistentes en secciones dibujadas a cada 5 metros.
- b) No perder de vista los rasgos geológicos de los macizos que se van a explotar y que pueden ser desfavorables y hasta peligrosos (fallas, fracturas, planos de estratificación que desembocan en el frente, etc.).
- c) Por ningún motivo hacer voladuras sin despejar antes todos los escombros del frente.
- d) El trazo de la barrenación inclinada por cada etapa.
- f) Al no poder establecer un frente por uno de los extremos, es necesario barrenar en forma de cuña, con profundidades de 6 a 12 metros como máximo por etapa, con objeto de levantar o esponjar el material ya que es la única salida.
- g) Para el control de la barrenación, por ser una operación muy costosa, es necesario llevar un registro diario y por turno, anotando: Número económico de la perforadora, Nombre del operador, Número de metros lineales perforados, Tiempos inactivos y razones de los mismos, Número y tipo de broca empleada.
- h) El tipo de explosivo elegido se considera muy importante, en virtud de realizar los trabajos en zonas con altos niveles freáticos, resultando favorable la combinación de explosivos en "gel" y Nitrato de amonio preparado con 6% de diesel, por su rapidez y fuerza de rompimiento.
- i) Los artificios adicionales utilizados como complemento de los explosivos son : El cordón detonante ó primacord, Conectores o retardos de milisegundos (MS, de 9, 17, 25 y 75), Estopines eléctricos numerados desde 0 (instantáneo) hasta 9 (½ segundo de intervalo entre cada uno) y de 25, 50, 75, 100, 150, 200, 300 hasta 1,000 MS.

A pesar de estas consideraciones, fue necesario cambiar la pendiente del talud frontal de proyecto por  $\frac{3}{4} : 1$ , además de colocar anclas adicionales de 6, 9 y 12 metros de longitud y de  $1 \frac{1}{2}$ " de diámetro, incluyendo malla electrosoldada y concreto lanzado.

Los taludes laterales tuvieron un comportamiento regular, requiriendo en algunas zonas concreto lanzado y malla electrosoldada, en otras anclas de 4 metros de longitud y 1" pulgada de diámetro.

También con objeto de garantizar la estabilidad de los túneles durante su perforación, se tomó la decisión de realizar la excavación de los portales, a nivel de la sección media superior, la zona de banqueo (sección media inferior) faltante, se realizaría una vez terminada la conexión de ambos túneles.

En la zona de portales entre ambos cuerpos de los túneles se pensó en una nariz de 80 metros de longitud con una altura variable de 12 a 19 metros, con la finalidad de abatir el volumen de excavación en portales, sin embargo, por las características propias del material (toba vítrea altamente fracturada) en el portal Chilpancingo se redujo a 25 metros de longitud y 13 metros de altura, estabilizándola con anclas, malla y concreto lanzado.

El drenaje superficial de igual forma fue ajustado a las condiciones topográficas del portal, siendo necesario construir contracunetas, lavaderos, cajas disipadoras de energía y una cuneta perimetral captadora de los escurrimientos de las zonas altas.

En la tabla siguiente se realiza una comparativa de los volúmenes indicados en el proyecto ejecutivo y los adicionales. De éstos se puede deducir que todo túnel a pesar de suponer su comportamiento ideal durante su ejecución, siempre se tendrán que enfrentar retos a solucionar.

**TABLA No. 2.5 COMPARATIVA DE VOLUMENES DE PROYECTO ADICIONALES**

CONCEPTO	U	CANTIDADES		TOTAL
		PROY.	ADIC.	
Excavación de portales	M3	96,335.14	26,744.71	123,079.85
Concreto lanzado F'c= 250 Kg/cm <sup>2</sup>	M3	587.62	888.09	1,475.71
Malla electrosoldada en taludes	M2	7,835.00	10,702.21	18,537.21
Anclas de fricc. 1 ½" de diám. x 4 ml	PZA	0.00	33.00	33.00
Anclas de fricc. 1 ½" de diám. x 6 ml	PZA	242.00	110.00	352.00
Anclas de fricc. 1 ½" de diám. x 9 ml	PZA	234.00	62.00	296.00
Anclas de fricc. 1 ½" de diám. x 12 ml	PZA	111.00	103.00	214.00
Perf. de barrenos 3" de diám. p/anclaje	ML	4,890.00	2,586.00	7,476.00
Perf. de barrenos 3" de diám. p/drenes	ML	414.00	603.00	1,017.00
Tubo de PVC 50 mm de diám. perf. p/drenes	ML	423.20	616.40	1,039.60
Cunetas en bermas y portales	ML	0.00	855.17	855.17
Conc. F'c= 150 Kg/cm <sup>2</sup> en lavaderos	ML	0.00	70.00	70.00
Exc. derrumbes p/causas no imput. a la Cia.	ML	0.00	490.92	490.92
Relleno sobrexc. p/causas no imput. a la Cia.	M3	0.00	490.92	490.92
Excavación en material tipo " B "	M3	0.00	30.72	30.72
Mampostería de 3a. clase en muros	M3	0.00	51.87	51.87
Piedra en muro seco de túneles falsos	M3	0.00	97.81	97.81
Impermeabilizante en túneles falsos	M2	0.00	538.43	538.43
Relleno en aproche de túneles falsos	M3	0.00	7,718.24	7,718.24
Túnel falso	ML	12.00	26.33	38.33
Conc. F'c= 150 Kg/cm <sup>2</sup> cajas romp. energía	PZA	0.00	4.00	4.00
Contracunetas en bermas y portales	ML	0.00	137.85	137.85

La decisión de emplear estos volúmenes adicionales al proyecto, permitió iniciar las excavaciones subterráneas en ambos frentes de trabajo, evitando problemas de inestabilidad y sobre todo, garantizando la seguridad que debe ser brindada al personal que labora en el interior de los mismos.

## **CAPITULO 3**

**TUNELES**

### CAPITULO 3.

#### TUNELES.-

##### 3.1 LOCALIZACION Y CARACTERISTICAS

En el inciso 2.1 se presentó una descripción general de la zona de emportalamiento de los túneles en ambos portales. A continuación se indican con detalle los datos de localización.

##### Cuerpo Izquierdo

Cadenamiento de entrada	768+525.00 (Túnel Falso)
Cadenamiento de entrada	768+540.00
Cadenamiento a la salida	768+909.00 (Túnel Falso)
Cadenamiento a la salida	768+905.67
Elevación a la entrada	1,008.18 m.s.n.m.
Elevación a la salida	995.75 m.s.n.m.
Longitud total	372.30 m.
Pendiente	0.033 (descendente)
Desnivel	12.43 m.

**Cuerpo derecho**

Cadenamiento de entrada	868+540.00 (Túnel Falso)
Cadenamiento de entrada	868+556.00
Cadenamiento de salida	868+930.00 (Túnel Falso)
Cadenamiento de salida	868+926.00
Elevación a la entrada	1,007.56 m.s.n.m.
Elevación a la salida	995.09 m.s.n.m.
Longitud total	376.80 m.
Pendiente de la rasante	0.033 (descendente)
Desnivel Total	12.47 m.

En el portal Acapulco la rasante de ambos túneles es diferente y el desnivel entre ellos es de 62 cm y la salida en el portal Chilpancingo existe un desnivel total entre ellos de 66 cm, debido a la diferencia de pendientes de cada túnel.

Ambos túneles se desarrollan en curva a partir de la entrada en un 90% de su longitud y solo una pequeña porción en el tramo de salida (10%) es en línea recta. Los datos de las curvas son los siguientes:



**Cuerpo Izquierdo**

Radio	960 m.
Punto de inicio de tangente	768+100.66
Punto de término de tangente	768+901.73
Punto de inflexión	768+521.96
Subtangentes	425 m.
Grado de curvatura (para cuerda de 20 m)	1 grado 21 min.

**Cuerpo Derecho**

Radio	800 m.
Punto de inicio de tangente	868+168.14
Punto de término de tangente	868+900.00
Punto de inflexión	868+552.83
Subtangentes	381 m.
Grado de curvatura (para cuerda de 20 m)	1 grado 30 min.

Las diferencias en el grado de curvatura hacen que los túneles no sean estrictamente paralelos. En ambos emportalamientos la distancia entre los ejes de cada uno de los cuerpos es de 30 metros, de tal manera que el espesor del pilar central de roca entre los túneles, considerando un ancho del túnel de 10.40 metros es de 19.60 metros de espesor para el pilar mínimo y el máximo llegará a ser de 21.60 metros, esto a la altura de los cadenamientos 768+700 del cuerpo izquierdo y 868+715 del derecho.

Por considerarlo conveniente, las características geométricas generales para la Autopista Cuernavaca Acapulco, se describen a continuación :

Velocidad de Proyecto	110 Km./hr
Ancho de calzada	7.00 metros
Ancho de corona	21.00 metros
Barrera separadora	2.00 metros
Acotamiento por cada lado	2.50 metros
Curva máxima	2 Grados
Pendiente Gobernadora	3 %
Pendiente máxima	5 %
Espesor de pavimento	0.50 metros

La orientación general de los túneles esta comprendida en el sector NW-SE, en el plano 3.1(A) se muestra un esquema general en planta de ambos túneles y en el plano 3.1(B) la cobertura máxima de roca existente arriba de los mismos, teniendo 158.66 metros de altura el cuerpo izquierdo, aproximadamente a la mitad de su longitud total (cadenamiento 768+758).

### 3.1.2 Características Geométricas

La sección transversal de cada túnel fue adaptada a la geometría de los túneles Tierra Colorada, con el propósito de aprovechar la misma cimbra metálica deslizante haciendo solo algunos pequeños ajustes. Esta sección comúnmente se conoce como herradura y se construye utilizando tres segmentos de arco circular: uno superior y dos laterales.

El segmento superior es de 4.97 metros\* de radio y 110.82 grados de ángulo del arco, el lateral medio es de 6.03 metros\* de radio y 34.59 grados de ángulo del arco y finalmente el arco lateral inferior es de 7.10 metros\* de radio y 30.83 grados de ángulo de arco. En el plano 2.4, se muestra la geometría de los túneles y detalles de los centros de trazo y sus coordenadas, así como las dimensiones en zona revestida y no revestida.

El ancho máximo de los túneles es de 10.32 metros\* y la altura máxima de 9.30 metros\*. El gálibo mínimo sobre la rasante y el paramento de la banquetta derecha es de 5.50 metros.

El área total de la sección transversal excavada a línea " B' " es de 90.51 m2 con un perímetro total de 36.62 metros; ambos datos incluyen la zanja en el piso.

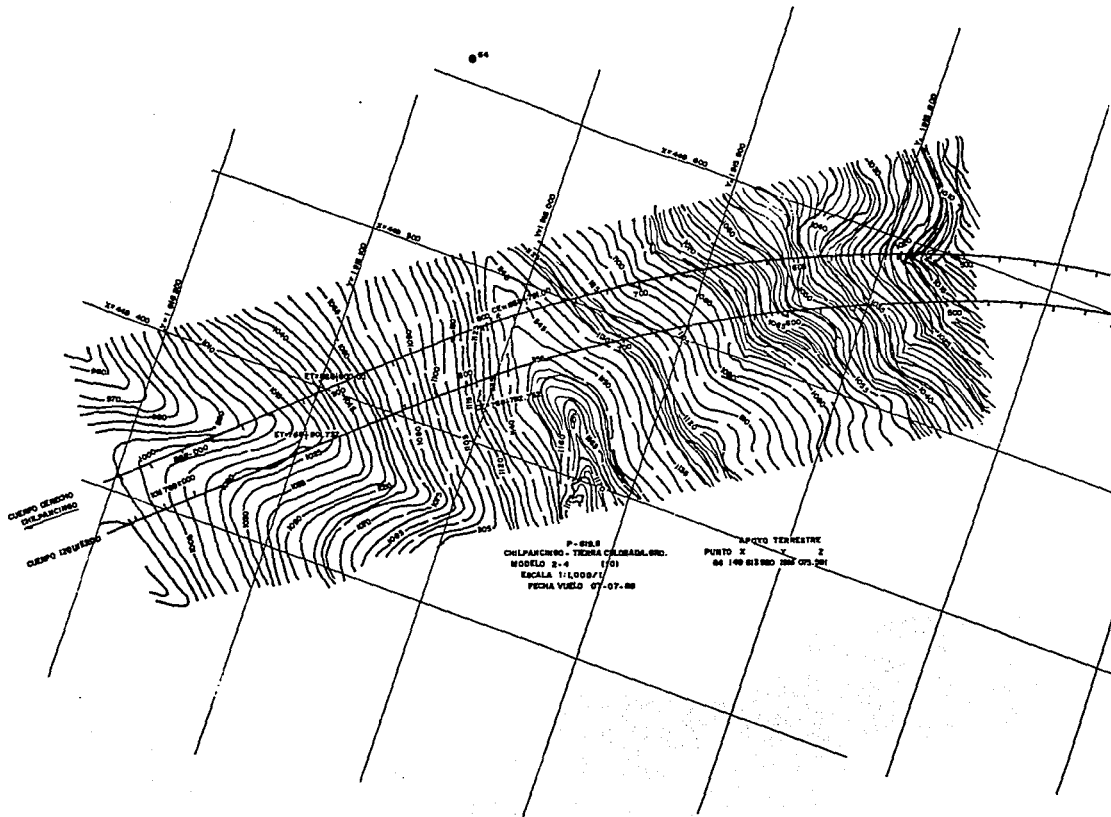
\* Longitudes referidas a la línea " A " de excavación.

CERRO CERRO  
DE SANCHO

CERRO DE  
SANTO

P. 028  
CHILPANCIÑO - TIERRA CALZADA, SMO.  
MODELO 2-4 (70)  
ESCALA 1:100,000  
FECHA VUELO 07-07-66

APICED TERRESTRE  
PUNTO 2  
04 140 833 000 000 000

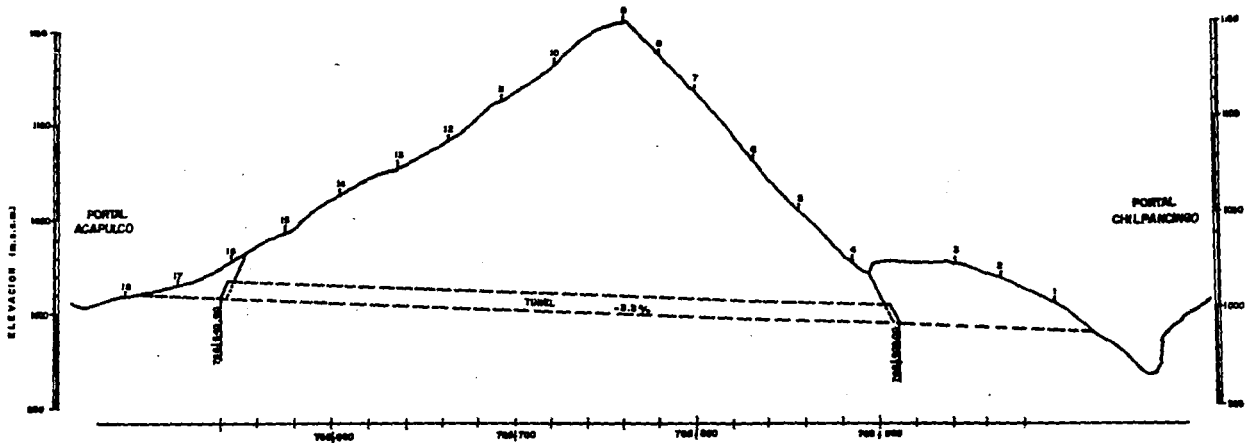




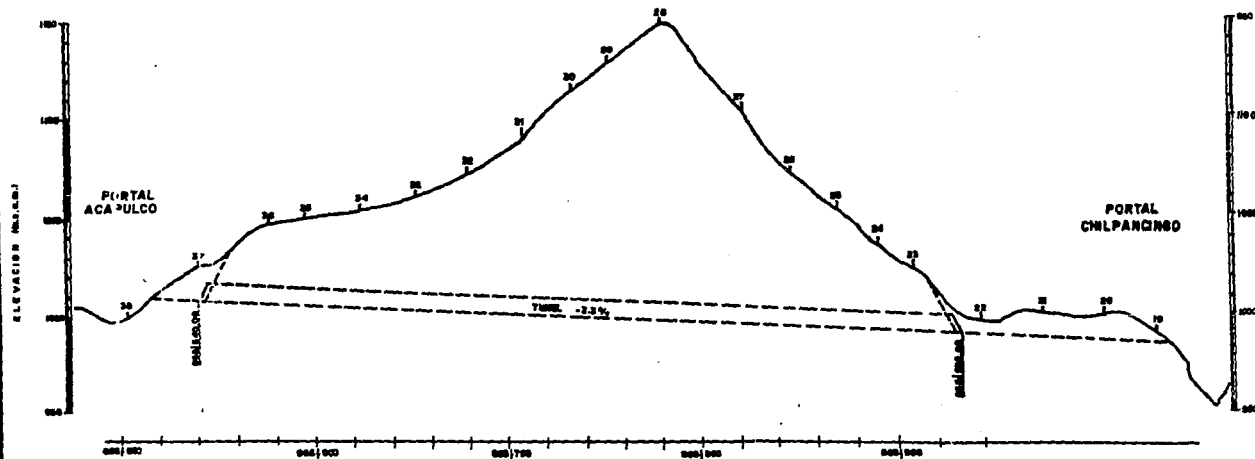
ALMADA, SRO. PUNTO 2  
 61 04 148 813 802 102 005 201  
 07.88

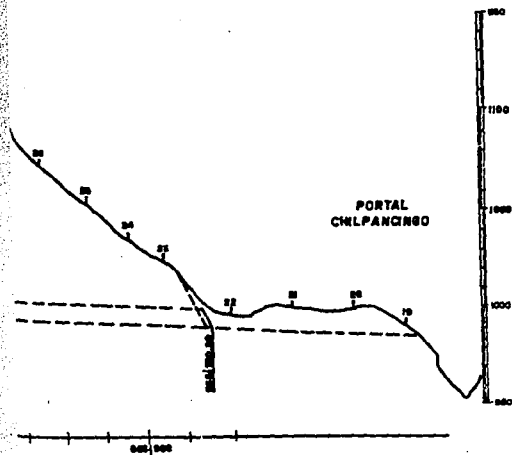
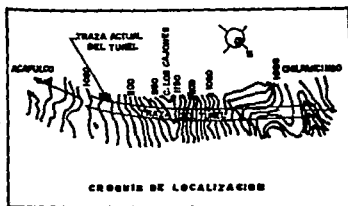
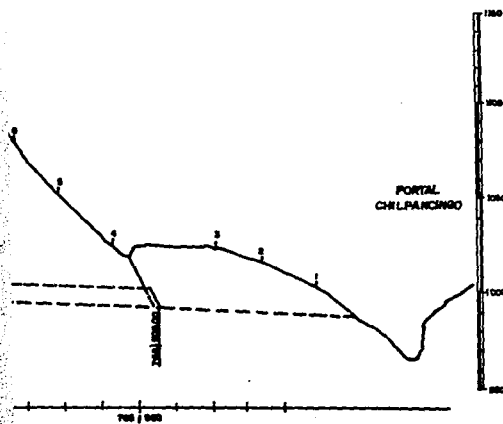
	<b>DIRECC. GRAL. DE CARRETS. FEDLS.</b> <b>DIRECC. GRAL. DE PROJ., SERVS. TECN. Y CONCES.</b> <b>DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS</b>	
	<b>U.N.A.M.</b> <b>E.N.E.P.</b> <b>ACATLAN</b>	AUTOPISTA: CUERNAYACA-ACAPULCO TRAMO I (ELEVACIONES: T. COLOREADA)
<b>TESIS PROFESIONAL</b>		

CERRO LOS CAJONES



CERRO LOS CAJONES





	<b>DIRECC. GRAL. DE CARRETS. FEDLS.</b>		
	DIRECC. GRAL. DE PROV., SERVS. TECN. Y CONCES. DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS		
	U.N.A.M.	AUTOPISTA: CUERNAVACA-ACAPULCO	TUNEL AGUA DE OBISPO
	E.N.E.P.	TRAMO: CHILPANCINGO Y COLORADA	ESCALA (1 : 1000)
ACATLAN	PERFIL TOPOGRAFICO	No. DE PLANO J.I (B)	
<b>TESIS PROFESIONAL</b>			

### **3.2 EXCAVACION SUBTERRANEA.**

A continuación se describirá en forma breve la secuencia y cuidados a seguir antes de iniciar éstos trabajos.

#### **3.2.1 Túneles**

En este concepto se describen los túneles del cuerpo derecho e izquierdo cuya geometría y dimensiones se muestran en el plano 2.4.

Para la realización de la excavación se seguirán los lineamientos generales establecidos por el proyecto, debiendo estudiarlos para prevenir cualquier eventualidad y proponer mediante procedimientos alternativos las soluciones que se consideren adecuadas, sin omitir la revisión y posterior autorización correspondiente, esto con objeto de garantizar la calidad, seguridad y avance del programa de construcción establecido.

En la mayor parte de los túneles, la excavación se llevaría a cabo en tres etapas, correspondiendo las dos primeras a la sección media superior (bóveda) y la tercera a la sección media inferior tal como se muestra en el plano 2.4 de proyecto. En las zonas de mejor calidad de roca y a criterio del Ingeniero Constructor, la excavación se hará en dos etapas correspondiendo la primera a la sección media superior y la segunda a la inferior.

El sistema de Post-corte, es el método de voladura que se considera adecuado para los trabajos de excavación subterránea, debiendo avanzar horizontalmente en ambas secciones (Superior e Inferior). En las zonas de portales y de menor calidad de roca (zonas de intenso fracturamiento y/o alteración de la roca) se utilizará el mayor número de tiempos de encendido posibles para lograr la liberación parcial de la energía en cada voladura y evitar problemas de estabilidad, sin descartar el empleo de equipo mecánico para continuar los trabajos.



En la zona de colocación de marcos de ademe, la excavación se ampliará únicamente en la sección media superior, según el trazo mostrado en el plano 2.4 de proyecto, sin embargo deberá preverse la posibilidad de incrementarla, por condiciones de estabilidad y alteraciones del macizo rocoso incluyendo la sección media inferior (banqueo).

El desfaseamiento de los frentes de excavación estará sujeto a la colocación de soporte en la parte excavada antes de proceder a excavar la otra, es decir que cuando se haga la voladura en un cuerpo, el otro cuerpo debe estar sin excavar a ese mismo nivel o bien si ya está excavado deberá tener colocado totalmente el soporte recomendado hasta 20 metros adelante o atrás del frente en proceso de excavación.

La distancia mínima entre frentes será de 20 metros. La colocación del soporte no debe tener retrasos mayores a 2 voladuras ó 6 metros de longitud en el túnel que se este excavado.

Con objeto de evitar daños originados por exceso en las cargas de voladura, o por falta de colocación oportuna del soporte indicado en el proyecto, será necesario llevar un control de la densidad de explosivos empleados por metro cúbico durante las voladuras, así como las características geológicas del frente por barrenar, lo cual nos ayudará a dosificar la cantidad de explosivos a emplear en cada caso.

Como una medida igualmente preventiva, se recomienda tener a la mano la información geotécnica local, para facilitar la toma de decisiones ante los problemas futuros, es por ello que de la información general resumida durante los estudios, se obtienen las tablas 1.9 de Resumen de la integración geotécnica y 3.2 denominada Unidad litológica de información geotécnica local por cadenamientos.

**TABLA No. 3.2 INFORMACION GEOTECNICA LOCAL POR CADENAMIENTOS**

CUERPO	UNIDAD LITOLÓGICA						
	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8
<b>IZQUIERDO</b>							
KM	768+530	768+563	768+571	768+714	768+859	768+886	768+898
KM	768+563	768+571	768+714	768+859	768+886	768+898	768+927
<b>DERECHO</b>							
KM	868+540	868+560	869+566	868+708	868+871	868+900	-
KM	868+560	869+566	868+708	868+871	868+900	868+950	-

**EQUIVALENCIA EN METROS Y PORCENTAJE :**

<b>IZQUIERDO</b>							
METROS	33	8	143	145	27	12	29
PORCIENTO*	9%	2%	36%	37%	7%	3%	7%
<b>DERECHO</b>							
METROS	20	6	142	163	29	50	-
PORCIENTO*	5%	1%	35%	40%	7%	12%	-

\*EL VALOR OBTENIDO DEL PORCIENTO, SE COMPARO CONTRA LA LONGITUD TOTAL DE LOS TUNELES.

### 3.2.2 Alumbrado y ventilación

El alumbrado o iluminación provisional es considerado uno de los dos trabajos estrictamente necesarios durante el desempeño de los trabajos de barrenación, cargado del frente de ataque, valorización de la estabilidad de los túneles, verificación geológica de la zona, lectura diaria de las medidas de convergencia, colocación del ademe primario y secundario, así como el movimiento de equipo durante las actividades de rezaga de los materiales producto de las voladuras.

Esta iluminación provisional estará a cargo de la contratista durante la construcción de los túneles, debiendo cumplir constantemente con los requisitos de seguridad e higiene que brinden condiciones adecuadas de trabajo al personal durante su estancia en el interior de los túneles, además de exigir que los conductores eléctricos sean del tipo aislado y apropiados para la intemperie.

Otro de los aspectos que es meritorio revisar y vigilar constantemente, es la ventilación provisional durante la construcción de los túneles.

La contaminación producto de las explosiones, fracturación de rocas, vapor de aceite y emanaciones de gases producidos por motores de combustión interna, contribuyen a contaminar el aire durante su construcción, debiendo eliminarse físicamente si se quieren lograr condiciones satisfactorias de trabajo y evitar intoxicaciones del personal.

Un sistema de ventilación adecuadamente planeado e instalado, por sí solo permite lograr rápidamente rendimientos óptimos en la construcción, para ello se conocen tres sistemas típicos de ventilación:

### **1) La inyección forzada (sopladura)**

Implica la sopladura de aire por un ducto hacia el frente de trabajo, teniendo así una buena ventilación en el frente, pero con la desventaja de que el aire por inyección forzada al no ser suficiente, llena todo el túnel con los gases y humo despedidos. En este tipo de ventilación se utilizan ductos fabricados a base de tela plástica con refuerzos metálicos o bien ductos fabricados a base de lámina.

### **2) La extracción mecánica (succión)**

Implica que los gases y el polvo sean expulsados por un ducto de lámina que se extiende hasta el frente, a través del cual se provoca un vacío que permite su evacuación. No obstante para obtener una ventilación de alta eficiencia requiere complementarse con un ventilador auxiliar.

### **3) La inyección y extracción alternadas.**

Este sistema da muy buenos resultados, siempre y cuando el periodo de extracción sea lo suficientemente largo para asegurar que sea expulsado todo el humo fuera del ducto antes de invertir el flujo de extracción a inyección. Este método implica el uso de ventiladores reversibles y ductos metálicos.

## **3.3 SOPORTE PRIMARIO Y TRATAMIENTOS**

El análisis del soporte primario, se hizo utilizando un modelo geotécnico general, derivado de una interpretación que intenta pronosticar la compleja realidad de un macizo rocoso, su base de diseño esta fundamentada en el método de Rabcewicz (Método austriaco) y Protodiakonov, aplicando la información geotécnica y geológica recabada durante los estudios en superficie, con objeto de asignar diferentes tipos de soporte y drenaje, tanto sistemático como selectivo u opcional para dar flexibilidad de elección durante la construcción.

### 3.3.1 Estimación preliminar de las cargas de roca.

Para definir el soporte primario y tratamientos, también fue necesario realizar una estimación preliminar de las cargas de roca actuantes en las excavaciones subterráneas utilizando tres métodos diferentes, en cada uno de ellos se consideraron las características geomecánicas de cada unidad litológica. Esta estimación permitió conocer el orden de magnitud de las cargas actuantes y su intervalo de variación, para considerarlos en el diseño del soporte primario. Los métodos utilizados para evaluar la carga de roca fueron los siguientes:

#### 1) Clasificación de Barton (NGI)

Utilizando los valores del índice Q de Barton que se presentan en la Tabla 3.3, se entró en las tablas de relación soporte-excavación, categorías de soporte y dimensionamiento de soporte del método de Barton y los resultados se muestran en forma sintética en la tabla 3.4.

Adicionalmente se presenta en esta misma tabla el soporte recomendado por el método de Bieniawski (CSIR). La carga de roca resultante del método de Barton se indica en la tabla con la letra ( P ).

#### 2) Losa autosoportante

En este método se estima la carga de roca considerando una capa de roca resistiendo a flexión y se calcula el peralte requerido en la losa de roca autosoportante mediante la ecuación :

$$h = (3/8) \times (\gamma \times L^2 / R_f) \quad \text{siendo la carga de roca } C = \gamma \times h$$

TABLA No. 3.3 CLASIFICACION " Q "

UNIDAD	DESCRIPCION	UBICACION	CONDICION	RQD	JN	JR	JA	JW	SRF	RQD/JN	JR/JA	JW/SRF	Q	NOTAS
CUERPO DERECHO		KM ( 808 + )												
T2 a	Toba andesítica alterada	500 a 540	Excavación a cielo abierto	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T2 b	Toba andesítica alterada	540 a 560	Emportalamiento	10	12	2	3	0.66	10.00	0.83	0.67	0.07	0.64	Estr. mala
T3	Toba arenosa limosa	560 a 566	Emportalamiento	10	4	2	1	1	5.00	2.50	2.00	0.20	1.00	Mala
T4	Toba brechoide	566 a 708	Escape 25 a 95 m	70	3	3	1	1	2.50	23.30	0.33	0.40	28.00	Buena
T5	Igimbrita	708 a 871	Escape 65 a 145 m	50	12	3	1	0.66	2.50	4.17	3.00	0.26	3.30	Mala
T6 a	Toba arenosa sana	791 a 908	Escape 32 a 65 m	50	9	3	2	0.66	5.00	5.56	1.50	0.13	1.10	Mala
T7	Toba vítrea	893 a 933	Escape 0 a 32 m emportalamiento	50	6	3	1	0.66	5.00	8.33	3.00	0.13	3.30	Mala
CUERPO IZQUIERDO		KM ( 768 + )												
T2 a	Toba andesítica alterada	500 a 530	Excavación a cielo abierto	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T2 b	Toba andesítica sana	530 a 563	Emportalamiento	60	12	3	2	0.66	5.00	5.00	1.50	0.13	1.00	Mala
T3	Toba arenosa limosa	563 a 571	Emportalamiento	10	4	2	1	1	5.00	2.50	2.00	0.20	1.00	Mala
T4	Toba brechoide	571 a 714	Escape 40 a 150 m	70	3	3	1	1	2.50	23.30	0.33	0.40	28.00	Buena
T5	Igimbrita	714 a 859	Escape 43 a 150 m	50	12	3	1	0.66	2.50	4.17	3.00	0.26	3.30	Mala
T6 a	Toba arenosa sana	859 a 886	Escape 7 a 43 m	50	9	3	2	0.66	5.00	5.56	1.50	0.13	1.10	Mala
T6 b	Toba arenosa ahollada	898 a 926	Zona de falla y emportalamiento Escape 0 a 25 m	50	9	3	2	0.66	5.00	5.56	1.50	0.13	1.10	Mala
T7	Toba vítrea	886 a 898	Zona de falla y emportalamiento Escape 16 a 27 m	50	6	3	1	0.66	5.00	8.33	3.00	0.13	3.30	Mala

En donde: Q = Clasificación  
RQD = Índice de calidad de la roca de Deere  
JN = Cantidad de familias de discontinuidades  
JR = Índice de rugosidad  
JA = Condición de alteración de discontinuidades y tipo de relleno  
JW = Condición de flujo de agua  
SRF = Condición de esfuerzo

TABLA No. 3.4 ESTIMACION DE CARGA DE ROCA Y TIPO DE SOPORTE  
A PARTIR DE LA CLASIFICACION GEOMECANICA DE BARTON.

UNIDAD LITOLÓGICA	METODO DE BARTON (NGI)				METODO DE BIENIAWSKI (CSR)				
	Q	CAT	P (kg/cm <sup>2</sup> )	SOPORTE RECOMENDADO	RMR	CLASE	CL (m)	T <sub>1</sub>	SOPORTE RECOMENDADO
T2	0.05	25	6	A(nt) 1m+Cl (mr) 20 a 75 cm	34	IV	1.5	5 horas	Opción 2. A(nt)+1.5 a 3.0 m + Cl(mr) 10 a 15 cm
T3	0.89	27	2.25	A(nt) 1m+Cl (mr) 5 a 75 cm	34	IV	1.5	5 horas	Opción 1. A(nt)+0.5 a 1.0 m + Cl(mr) 10 a 15 cm
T4	28	13	0.5	A(nt) selectivo	72	II	4	6 meses	Opción 1. A(m) 1.5 a 2.0 m Opción 2. Cl 5 cm en la clave
T5	1.65	22	1.5	Opción 1. Cl 2.5 a 7.5 cm Opción 2. A(nt) 1.0 m+Cl 2.5 a 5 cm	47	IV	2.2	2 días	Opción 1.- A(nt)+1.0 a 1.6 m + Cl(mr) 3 a 5 cm Opción 2. A(nt) selectivo + Cl 7.5 cm
T6	0.06	34	6	Cl (mr) 7.5 a 15 cm	25	IV - V	1	2 horas	Opción 1. A(nt) 0.5 a 1.0 m + Cl (mr) 3 a 5 cm Opción 2. A (mr) 15 a 2 cm Opción 3. Mm (g) 0.75 m + Cl 7.5 cm
T7	9.3	17	1	A (nt) 1.0 a 1.5 m	50	III - IV	2.2	2 días	Opción 1. A(nt) 1.0 a 1.5 m + Cl (mr) 3 a 5 cm Opción 2. A (nt) selectiva + Cl (mr) 10 cm

EN DONDE:

A - ANCLAJE DE 2 CM DE DIAMETRO DE 0.4 A 0.5 B DE LONGITUD  
 B - ANCHO DEL TÚNEL  
 Cl - CONCRETO LANZADO  
 Mm (P) - MARCOS METALICOS PESADOS  
 (mr) - MALLA REFORZADA  
 (nt) - ANCLA DE FRICCIÓN (NO TENSIONADA)

CAT - CATEGORIA DEL SOPORTE  
 P - CARGA DE ROCA  
 CL - CLARO MAXIMO SIN SOPORTE  
 T<sub>1</sub> - TIEMPO QUE PUEDE PERMANECER LA EXCAVACION  
 SIN SOPORTE  
 Q - INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

donde:

$h$  = Peralte requerido

$\gamma$  = Peso volumétrico de la roca

$L$  = Ancho de la excavación

$R_f$  = Resistencia a la flexión de la roca

### 3) Método de Protodiakonov.

En este método se considera a la carga de roca como el peso del volumen de material localizado bajo un arco parabólico, donde la altura de la parábola es función del ángulo de fricción de la roca (involucrada en el coeficiente,  $f$ ) y del ancho del túnel.

$$h = B / 2f \quad \text{siendo la carga de roca } C = (2/3) (B \times \gamma \times h)$$

donde:

$h$  = altura de la parábola

$B$  = ancho del túnel

$\gamma$  = peso volumétrico de la roca

$f$  = coeficiente de resistencia

Los resultados de carga de roca obtenidos por cada método considerando el tipo de roca, ancho de la excavación y los techos de roca, peso volumétrico y valores de resistencia a compresión simple, se presentan a continuación:

UNIDAD LITOLÓGICA	CARGA DE ROCA EN TON/M <sup>2</sup>		
	BARTON	LOSA AUTOSOPORTANTE	PROTODIAKONOV
T 2	60	47	13
T 3	23	17	7
T 4	6	4	2
T 5	15	5	3
T 6	60	25	13
T 7	10	6	3



### 3.3.2 Diseño del soporte a partir de las clasificaciones geomecánicas.

En la tabla 3.4 se presentan los resultados de las clasificaciones geomecánicas de Barton (NGI) y de Bieniawski (CSIR) para cada una de las unidades litológicas que atravesarán los túneles. La última columna de las clasificaciones muestra el soporte recomendado, el cual consiste básicamente en anclaje de fricción, concreto lanzado con malla y marcos metálicos.

### 3.3.3 Empleo del Método Austríaco de túneles (NATM)

El Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles (NATM) es en su forma actual, el resultado de un desarrollo continuo y prolongado cuyos comienzos se remontan a los años veinte. Se originó a partir de observaciones hechas con respecto al comportamiento conjunto del revestimiento de los túneles y de la roca circundante, es decir, a partir de la práctica misma. Las consideraciones teóricas surgieron más adelante y tuvieron como finalidad formular las bases analíticas para poder verificar y explicar las observaciones efectuadas en el terreno.

Los métodos tradicionales de construcción comúnmente usados a lo largo del presente siglo para construir túneles ferroviarios, partieron básicamente de las experiencias obtenidas en la minería y reflejaban la opinión, de que el medio rocoso siempre debe ser considerado en función de una carga que actúa sobre el revestimiento del túnel. Los sistemas de excavación y los trabajos de apuntalamiento que prevalecían en aquel entonces, caracterizados por el uso intensivo de entibación con madera, con un gran número de etapas intermedias de construcción, junto con el método de apuntalamiento con elementos de acero, aún muy usado hoy en día, parecen justificar este concepto, porque son propensos a producir el afloramiento del macizo rocoso.

Sin embargo, también hubo conceptos acertados en aquellos primeros tiempos; tales como los intentos que hiciera Bierbaumer para determinar la relación entre la presión de la roca y la deformación sufrida por los marcos de madera. La suposición de una presión ejercida por rocas sueltas junto con el requerimiento de diseñar el revestimiento de los túneles según la teoría del arco de sustentación, dio como resultado la conocida forma de las secciones transversales con revestimiento de gran espesor. En lo que al NATM concierne, probablemente fue la experiencia de un viejo minero lo que motivó su inicio: que la presión activa en la roca siempre está relacionada con las deformaciones permitidas en la cavidad.

El principio fundamental del NATM consiste, en convertir a las rocas que rodean el perfil del túnel de un elemento que ejerce cargas, en un elemento capaz de resistirlas, mediante los modernos elementos de apuntalamiento disponibles, tales como concreto lanzado y anclaje de rocas. Adoptando la secuencia correcta para los trabajos de excavación y apuntalamiento, puede lograrse una acción conjunta entre el revestimiento del túnel y el macizo rocoso. El NATM fue definido en un principio por el Dr. L. V. Rabcewicz, su principal creador, como una concepción especial para la perforación de rocas más que como un método de construcción.

Esta concepción sugiere la adopción de determinados principios en la secuencia de trabajo que concierne a la excavación y al refuerzo de los sistemas de apuntalamiento para que el terreno que rodea una cavidad, se convierta en el principal elemento de sustentación de la estructura de un túnel. En analogía al método norteamericano de "construcción de túneles con soportes de acero". El Dr. L. V. Rabcewicz dijo en una oportunidad que el NATM debería describirse como "construcción de túneles con soporte de roca".

Los principales elementos de refuerzo o apuntalamiento en la aplicación del NATM son el concreto lanzado y el anclaje en roca. Las condiciones mecánicas de la roca para lograr el efecto significativo de un revestimiento delgado de concreto lanzado son las siguientes:

- \* Normalmente el macizo rocoso está surcado en diferentes direcciones por sistemas de diaclasas o juntas, sus movimientos ocurren a lo largo de estas zonas debilitadas, por lo tanto se necesita tan sólo una fuerza mínima para evitar que el conjunto de rocas se deslice, pero también será necesario disponer de fuerzas considerables para poder detener un movimiento una vez que se haya iniciado. Las juntas son sitios especiales de concentración de esfuerzos y por consiguiente son zonas débiles, llenándolas con concreto lanzado de endurecimiento rápido inmediatamente después de haber sido expuestas, se logra su sellado, sus ángulos vivos se redondean, la concentración de esfuerzos disminuye y se evitan los movimientos perjudiciales.
- \* Puesto que la adherencia del concreto lanzado a la mayoría de los tipos de roca es muy grande, una capa delgada del mismo actúa como material de sellado y refuerzo para una superficie de propiedades físicas deficientes, integrando un conjunto estático o estructura compuesta por la roca y su superficie reforzada.
- \* Una consecuencia muy importante desde el punto de vista de la mecánica, es que el macizo rocoso circundante no se afloja y permanece sin alteraciones en su estado, en tanto no resulte afectado por las ondas de voladuras. Tanto los métodos de voladuras atenuada como los métodos mecánicos para la perforación de túneles prácticamente han eliminado este riesgo.

De cualquier manera, el uso económico y práctico del concreto lanzado como único medio estabilizador se ve limitado en el caso de grandes secciones y rocas débiles.

Se ha comprobado que los sistemas de anclaje aplicados a rocas extremadamente trituradas, hinchadas y plastificadas representan el medio ideal de estabilización, ya que su resistencia a la tracción es casi ilimitada. Hace ya mucho tiempo que las anclas en roca se han ido utilizando en las minas, pero siempre con la restricción de que el ancla debía fijarse en capas de roca firme a fin de poder soportar el peso de la roca suelta cercana a la superficie. Se creía que el anclaje en cualquier tipo de roca triturada o que no fuera firme era totalmente ilusorio y nada funcional.

Ciertamente este procedimiento es en muchos aspectos superior a ciertos métodos matemáticos altamente sofisticados, porque todos los factores desconocidos son implícitamente tomados en cuenta por los controles de medición. Uno de estos métodos matemáticos, concretamente el de elementos finitos, es sin duda muy elegante pero los resultados son correctos sólo si el medio rocoso se describe perfectamente y si se toman en cuenta en forma apropiada el factor tiempo que es sumamente importante y las etapas intermedias de construcción.

La concepción del Nuevo Método Austriaco para la Construcción de Túneles (NATM) consiste en tratar al terreno que rodea a la excavación de manera tal que se convierta en un anillo de sustentación de cargas, haciendo que el terreno llegue a ser un importante elemento de soporte de sí mismo.

Al excavar un túnel, la condición de esfuerzo principal prevaleciente (que se encuentra en un estado de equilibrio), será transformada a través de varios pasos intermedios de redistribución de esfuerzos, hasta lograr un nuevo estado de equilibrio estable (secundario).

El NATM tiene como finalidad lograr que estos procesos resulten económicos y técnicamente seguros.

Durante la excavación, las deformaciones de la roca o del suelo deberán controlarse de manera tal que:

- a) Sean mínimas, a fin de evitar que disminuya la resistencia de la roca.
- b) Sean lo suficientemente grandes como para que la roca forme un anillo de sustentación de carga.

Para la perforación de túneles según el NATM deberán observarse los siguientes principios fundamentales:

- \* Un túnel es una estructura compuesta, integrada por el macizo rocoso y los elementos de sustentación (concreto lanzado, anclajes, marcos de acero, etc.).
- \* Se deben crear o conservar las condiciones de esfuerzo triaxial compatibles con la roca y se debe evitar el aflojamiento perjudicial.
- \* Se deben determinar o tomar en consideración los parámetros mecánicos de la roca mediante pruebas de laboratorio o ensayos in situ, controlando también la variación y dependencia temporal.
- \* Se debe escoger la forma de la sección transversal tomando en cuenta la situación mecánica de la roca, es decir, condición de esfuerzo principal, parámetros de resistencia y sistemas de diaclasas en la roca.
- \* Se debe definir la esbeltez y flexibilidad de los revestimientos dentro de los límites requeridos.
- \* Se debe asegurar el contacto directo entre la roca y los elementos de sustentación para la transferencia de cargas.

- \* Se debe cuidar la adecuación de los procedimientos de construcción según las condiciones variables de la roca, tiempo de espera y estabilidad del frente mediante la elección de la secuencia correcta de excavación y la longitud de los avances, tomando en cuenta aspectos prácticos y económicos.
- \* Se debe proceder con cuidado en la excavación para no dañar la roca.
- \* Se deben instalar los elementos de sustentación sin demora y en el orden correcto.
- \* Se debe determinar el tiempo de cierre del anillo y la distancia del frente según el comportamiento geológico de la roca y en función de la resistencia de revestimiento.
- \* Se debe llevar a cabo un control continuo de la roca y de los elementos de sustentación por medio de mediciones. Dichas mediciones son parte integrante del método en sí, tanto para controlar la seguridad del túnel y del diseño preliminar, como también para efectuar el diseño de los elementos de sustentación durante la construcción y para optimizar los procedimientos de la misma.

Concluyendo, el método consiste en calcular la cantidad de concreto lanzado y anclaje sistemático necesario para provocar el desarrollo de un arco de roca "armado" que contribuya al soporte total de las paredes de la excavación.

### 3.3.4 Elección del soporte

En los términos generales, el soporte recomendado contempla el uso combinado de concreto lanzado con malla, anclas de fricción, marcos y drenaje. La densidad de este soporte esta en función directa de la calidad de la masa rocosa y de la cobertura superior o techo de roca. En zonas de mala calidad el espesor del concreto lanzado aumenta, el patrón de anclaje se cierra, el de drenaje también y se recurre al uso de marcos.

El túnel fue zonificado por unidad litológica atendiendo a su calidad geomecánica y tomando en cuenta el techo de roca existente.

Se utilizan básicamente tres tipos de soporte, los cuales se resumen en la tabla 3.5 y se complementan gráficamente con el plano 2.4 (anexo en el capítulo 2).

En la tabla citada, se indican los cadenamientos en los que se aplicará el tipo de soporte recomendado, sirviendo además de referencia la descripción que se menciona a continuación:

#### 3.3.4.1 Portal Acapulco : (soporte tipo c)

En el cuerpo izquierdo (cads. 768+530 - 768+580) se colocarán anclas de fricción de 1" de diámetro y 4 metros de longitud en roca en patrón tresbolillo de 1.5 x 1.5 metros y concreto lanzado en dos capas de 10 cm cada una y con malla electrosoldada intermedia de cuadrícula 15 x 15 cm y de 1/8" de diámetro.

En el cuerpo derecho se colocará el mismo soporte entre los cadenamientos 868+540 a 868+570. Este soporte es suficiente para garantizar la estabilidad en los tramos mencionados, cubriendo las unidades T2 y T3; sin embargo, es posible utilizar opcionalmente marcos de acero o de concreto lanzado reduciendo la capa de concreto lanzado anteriormente recomendada de 20 cm a solo 10 cm.

TABLA No. 3.5 TIPOS DE SOPORTE RECOMENDADOS PARA LA ESTABILIZACION DE TUNELES

UNIDAD GEOLOGICA				ID-0 DF SOPORTE	ELEMENTO DE SOPORTE				ZONA DE ESTABILIZACION (SOPORTE LARGO)
CORPO	UBICACION		CLASIF.		CONCRETO LANZADO	ANCLAS DE FRICCION	MARCOS	DRENES CORTOS	
	KM.	KM.		SOPOKTY					
Izquierdo Derecho	768+630 868+630	768+714 868+708	T4	A	7.5 cm de espesor	Patrón de 2 x 2 m.	Patrón de 2 x 2 m.	5 drenes de 4 m de long. en sección a cada 6 m.	
Izquierdo Derecho	768+580 868+570	768+630 868+630	T4	B	10 cm de esp. con malla	Patrón de 2 x 1.5 m.	-	5 drenes de 4 m de long. en sección a cada 6 m.	
Izquierdo Derecho	768+614 868+708	768+855 868+870	T5						
Izquierdo Derecho	768+855 868+870	768+890 868+920	T6 y T7						
Emportalamiento ACAPULCO	Izquierdo Derecho	768+530 868+540	768+580 868+570	T2 y T3	10 cm de espesor con malla en zonas con marcos (primeros 20m en empor- talamiento)	Patrón de 1.5 x 1.5 m.	Marcos de acero a cada metro. Marcos de concreto lanzado a cada 2 m.	En los primeros 21 m de los empor- talamientos colocar 5 drenes de 5 m en secciones a cada 6 m y 4 drenes también de 5 m. de long. en secciones intermedias.	
CHILPANCIINGO									
Izquierdo Derecho	768+890 868+920	768+927 868+950	T6 y T7	C	20 cm de esp. con doble malla (sólo en zonas sin marcos)	Patrón de 1.5 x 1.5 m.	Sin marcos	En el resto, 5 drenes de 4m de long. en sect. a cada 6m.	

**CARACTERISTICAS DEL SOPORTE:**

CONCRETO LANZADO :  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , malla 15 x 15 x 1/8" de diámetro.

ANCLAS DE FRICCION : diámetro de 1" varilla acero corrugado 4 m de longitud en roca.

MARCOS DE ACERO : viga IPR # x 5 1/4" apoyada en rastra de conc. armado  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , 40 x 40 cm.

MARCOS DE CONCRETO : sección trapezoidal 60 x 40 x 40 cm armada,  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  con rastra de conc. lanzado  
LANZADO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y sect. 40 x 40 cm.

DRENES CORTOS : diámetro 2 1/4", 15 cm de long. en roca.

DRENES LARGOS : diámetro 2 1/4", 4 y 5 m de long. en roca equipados con tubo PVC ranurado.



Es práctica usual colocar marcos en los primeros 20 metros de longitud del túnel, en este caso podrá recurrirse a ello, justificando su uso por las causas citadas a continuación:

- \* Por ser las zonas de menor calidad por efecto del intemperismo.
- \* Por la relajación del terreno en las cercanías de la ladera.
- \* Para contrarrestar la deformación del talud.

Los marcos de acero recomendados tienen una capacidad de soporte de 9 ton/m<sup>2</sup>, serán de sección IPR de 8" x 5 ¼" y se colocarán a cada metro; podrán ser rolados o bien armados con secciones soldadas y en dos arcos, cada uno con placas de unión en los extremos para ser atornillados o soldados a la rastra y en la clave, los marcos se troquelarán como se indica en el detalle del Plano 2.4 de referencia, utilizando varilla de diámetro 5/8" roscada en los extremos y tubo metálico galvanizado de 2".

Dos o tres grupos de anclas con dos varillas de 1" de diámetro cada uno, fijarán el marco a la roca; la longitud de estas anclas en roca sería de 1 metro y se colocarán de acuerdo a lo mostrado en el Plano 2.4. La rastra de apoyo es de concreto armado de 40 x 40 cm de sección transversal y continua a lo largo de la pared a 3.4 metros de altura tomando como referencia el piso del túnel.

La rastra deberá anclarse a la roca antes de excavar el banqueo, con anclas de diámetro de 1" y 1.5 metros de longitud en roca, colocadas a cada 75 cm, debiendo ser incluidas en el armado con un bastón de 1" como el mostrado en el plano 2.4. Estas anclas se colocarán antes de efectuar los colados para fabricar la rastra.

También se puede optar por marcos de concreto lanzado de 12 ton/m<sup>2</sup> de capacidad de soporte, en sustitución de los marcos de acero; estos marcos de concreto lanzado tienen una sección trapecial armada de 60 cm de base mayor, 40 cm de ancho y 30 cm de base menor, una sección transversal de estos marcos se muestran en el plano 2.4.

Estos marcos se apoyarán también en una rastra armada de concreto lanzado de 40 x 40 cm y el armado de la rastra se ligará con el armado del marco. El armado del marco se fijará a la roca mediante anclas cortas de 3/4" de diámetro y 30 cm de longitud, colocándose a cada metro a lo largo del marco.

La secuencia de colocación del soporte debe seguir a la secuencia de excavación del túnel, que en estos tramos se hará en tres etapas como puede verse en el plano 2.4.

Concluida la primera etapa, se procederá inmediatamente a lanzar la primera capa de concreto lanzado con espesor de 7.5 cm y en los sitios ya cubiertos se perforarán y colocarán las anclas; terminada la colocación de anclas se colocará la malla y se lanzarán 2.5 cm adicionales de concreto lanzado en la zona de marcos y 10 cm en la zona sin marcos.

Al terminar la excavación de la clave con la segunda etapa, se seguirá el mismo procedimiento de la primera y además se construirán las rastras y se colocarán los marcos rellenando el hueco entre el marco y la roca, de preferencia con concreto lanzado si el hueco y la roca no es mayor de 20 cm y si es mayor, con enhuacalado utilizando polines de madera de 6 x 6".

En la zona sin marcos se lanzará el concreto faltante formando otra capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor con malla intermedia.

### 3.3.4.2 Portal Chilpancingo: ( soporte tipo c)

Se utilizará el indicado previamente para el Portal Acapulco. El soporte se colocará entre los cadenamientos 768+890 - 768+927 del cuerpo izquierdo y 868+920 - 868+950 del cuerpo derecho.

### 3.3.4.3 Zona intermedia entre los empotramientos

Esta zona agrupa a las unidades litológicas T4, T5 y T6. En la Unidad T4 entre los cadenamientos 768+580 y 768+630 se utilizará soporte tipo B (plano 2.4) con anclas de fricción de 1" de diámetro y 4 metros de longitud en roca, con separación de 2 x 1.5 metros (transversal x longitudinal, respecto al eje del túnel) en tresbolillo, además se utilizará concreto lanzado de 10 cm de espesor con malla electrosoldada intermedia de 15 x 15 cm de retícula y de 1/8" de diámetro. La secuencia de colocación durante las tres etapas de excavación será similar a la recomendada para los portales, colocando primero la capa de concreto lanzado de 7.5 cm de espesor, anclas, malla y capa definitiva del concreto lanzado, en el cuerpo derecho entre los cadenamientos 868+570 - 868+630 se colocará el mismo soporte.

En la misma Unidad T4 pero entre los cadenamientos 768+630 - 768+714 del cuerpo izquierdo se colocará el soporte tipo A (plano 2.4) consistente en anclas de fricción de 1" de diámetro y 4 metros de longitud en roca y con patrón de 2 x 2 metros y concreto lanzado de 7.5 cm de espesor con malla electrosoldada intermedia a los 5 cm de espesor de la primera capa, la secuencia de colocación es la indicada para el tramo anterior en T4.

En la Unidad T5 entre los cadenamientos 768+714 - 768+855 del cuerpo izquierdo y 868+708 - 868+870 del cuerpo derecho, se utilizará también el soporte tipo B con la variante de ampliar el patrón de anclaje a 2 x 2 metros. La secuencia de colocación es similar a la indicada anteriormente.

En la Unidad T6 entre los cadenamientos 768+855 - 768+890 del cuerpo izquierdo y 868+870 - 868+920 del cuerpo derecho (ambos cuerpos entre estos cadenamientos incluyen porciones de la T5 y T7), se utilizará el soporte tipo B, con la misma secuencia de colocación mencionada antes.

Si las paredes muestran relajamiento importante o la roca se observa muy fracturada y de mala calidad será conveniente agregar el anclaje lateral instalado por sección 4 a 6 anclas de fricción adicionales (2 a 3 en cada pared).

La secuencia de colocación del soporte puede variar y es factible colocar antes del concreto las anclas y perforar drenes largos; si esto se hace, deberán protegerse los brocales de los barrenos de los drenes para que no sean tapados u obturados por el concreto lanzado. De cualquier manera la secuencia más recomendable, es la de iniciar con el concreto lanzado ya que se proporciona con eficiencia y rapidez un soporte continuo.

Durante la excavación, dependiendo de los resultados de comportamiento del soporte en los tramos previos y de las características estructurales del macizo rocoso en el frente de excavación, podrá ajustarse el soporte, ampliando el patrón de anclaje y/o reduciendo el espesor de concreto lanzado, e incluso colocando el concreto sin malla.

### **3.4 DRENAJE INTERIOR**

#### **3.4.1 Drenaje radial**

Dada la importancia del drenaje en la excavación, será necesario mantener un patrón sistemático de drenes largos y cortos en toda la longitud de ambos túneles. El patrón recomendado para los drenes largos es de secciones conteniendo 5 drenes cada una y separadas a cada 6 metros.

Los drenes de 4 metros de longitud y 3" de diámetro, se perforarán en la clave como se indica en el patrón 2.4, teniendo un dren en el centro de la clave y 3 a cada lado de éste, a 30 grados de separación cada uno. Solo en los primeros 21 metros de los túneles, a partir del emportalamiento, adicionalmente, se perforarán secciones intermedias a 3 metros de distancia de las recomendadas antes, con 4 barrenos de drenaje de 5 metros cada uno en esta zona, en las secciones de 5 drenes la longitud de los mismos será de 5 metros. La perforación de los drenes es conveniente hacerla después de haber inyectado las anclas más próximas, aunque pueden perforarse antes o después de colocar el concreto lanzado.

Aquellos drenes que atraviesen roca muy alterada y degradable será conveniente introducirles tubo de PVC ranurado, con filtro de arena en su interior o de material sintético.

Todos los drenes largos considerados en el interior de los túneles, serán equipados con tubo ranurado de PVC y ligados a un dren colector de PVC que irá ahogado en el concreto hidráulico del revestimiento definitivo, desde la clave de los túneles se perforaran líneas alternadas de 4 y 5 barrenos radiales (ver plano 2.4) en secciones a cada tres metros desde el portal hasta la salida en el interior del mismo.

Estos drenes son de 3" de diámetro y 5 metros de longitud y una vez que sean equipados en su interior con PVC y filtro, se emboquillarán y conectarán a un tubo de PVC para mantener permanentemente drenada la clave (ver plano 3.6)

Las banquetas y guarniciones pueden construirse en un solo colado que integraría también a la zapata y al tramo de muro hasta la llave de cortante, o bien, en dos colados fabricando primero la zapata y posteriormente la banqueta y guarniciones junto con el tramo de muro.

Si se opta por este último procedimiento, se dejarán preparadas en el primer colado las varillas transversales de la banqueta, guarniciones y muro, para que posteriormente sea habilitado sobre éstas, el armado longitudinal faltante antes del segundo colado.



Posteriormente, se habilitarán y colocarán los tubos de drenaje unidos a los registros, a los colectores de drenaje radial y al drenaje del pavimento y se soportarán firmemente para evitar que se desacoplen durante el colado. Los brocales de registro y de los tubos de drenaje del pavimento deben protegerse adecuadamente con tapones para evitar que se introduzca concreto o basura durante los colados. El anillo de asiento de la tapa del registro también será colocado en esta etapa previo al segundo colado.

### **3.4.2 Subdren**

El subdren estará alojado en una zanja de sección trapezoidal excavada en el piso de los túneles (ver plano 3.6) en su porción izquierda. La zanja se excavará durante la construcción de cada túnel para encauzar el agua en el mismo. En el interior de la zanja se colocará material filtrante ubicado en la zona granulométrica, indicada en las especificaciones particulares del proyecto, además un tubo colector de concreto de 45 cm de diámetro perforado en la parte inferior.

Este subdren captará fundamentalmente el flujo ascendente por subpresión que se filtra por la roca y las características del material de la sub-base impedirá la ascensión capilar en la zona de contacto con la roca, no obstante será recomendable dar una ligera pendiente de 2% al piso de la excavación hacia el subdren.

El subdren tendrá la misma pendiente longitudinal de la rasante del túnel.

La excavación de la zanja para drenaje en el piso del túnel se realizará con explosivos, utilizando una plantilla de barrenos en tresbolillo con un barreno central y dos laterales para perfilar adecuadamente las paredes.

### 3.5 INSTRUMENTACION

Resultará conveniente disponer de estaciones para medición de convergencias y extensometría. Las primeras ubicadas a cada 20 metros y las segundas ubicadas una en la unidad T4 y otra en la T5, coincidentes con las estaciones de convergencias. Estas estaciones permitirán contar con información numérica de las deformaciones del túnel, con objeto de tener una base confiable y establecer criterios más racionales de ajuste del soporte durante la excavación.

Es recomendable que las estaciones de convergencia se vayan instalando lo más cercanas al frente de excavación para medir las deformaciones máximas. Incluso si es posible colocar en las excavaciones de primera y segunda etapa juegos de tres pijas en cada etapa para conocer las deformaciones durante el proceso de excavación de estas etapas.

Las mediciones se harán transversales al túnel y las pijas se colocarán en sus paredes preferentemente en zonas que haya sido colocado el ademe primario.

Los extensómetros propuestos serán de barra y se colocarán 6 de ellos en cada una de las estaciones; de estos 6 extensómetros, tres serán de 6 metros de longitud y 3 de 15 metros.

Se recomienda también instalar celdas de presión en los apoyos de los marcos metálicos (unión con la rastra) a 5, 10 y 20 metros del emportalamiento de los túneles, para conocer la magnitud de las cargas actuantes sobre los marcos. Si se opta por marcos de concreto lanzado, las celdas deberán colocarse en la clave y paredes a las mismas distancias del emportalamiento, quedando ahogadas.



### 3.5.1 Mediciones de campo

Las mediciones de campo que se llevan a cabo en el interior de los túneles, durante el proceso de excavación subterránea; consisten en observar las deformaciones de convergencia a efectos de conocer el comportamiento del terreno circundante y poder definir tanto las velocidades de deformación como los tiempos en que ocurre la estabilización.

### 3.5.2 Instrumentos

Para llevar a cabo estas mediciones, se empleó un instrumento de operación mecánica y de alta precisión, denominado DISTOMETER, desarrollado en el instituto Tecnológico de Zurich, lugar en el que se utiliza para medir variaciones de distancias entre dos referencias fijas del terreno.

El Distometer garantiza una precisión de lecturas (resolución) de 0.01 mm en todo su intervalo de medición (150 mm) con una precisión efectiva (desviación estándar) de entre 0.02 y 0.03 mm para distancias menores de 10 metros; dadas sus características, la confiabilidad y respetabilidad de sus resultados son óptimas.

### 3.5.3 Distribución de las líneas de medición

De acuerdo con la experiencia adquirida en la observación del comportamiento del terreno durante la excavación de túneles, se considera que el arreglo de las líneas de medición más convenientes será el de cuatro líneas; tres de ellas formarán un triángulo con base horizontal y vértice en la parte superior del túnel (clave), la cuarta línea horizontal se instalará en el momento de haber excavado la media sección inferior (banqueo) ver figura 3.7. Arreglo que será posible modificar de acuerdo al procedimiento constructivo que se establezca.

# TUNELES AGUA DE OBISPO

TUNELES GEMELOS  
"AGUA DE OBISPO"



TUNEL No. 2

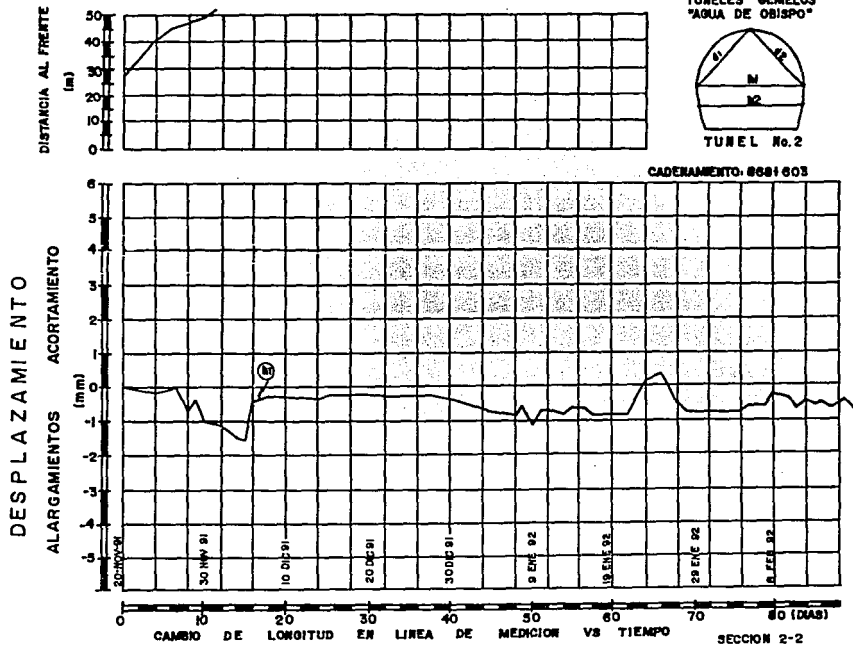


FIGURA 3.7 CONTROL Y DISTRIBUCION DE LAS LINEAS DE MEDICION

### **3.5.4 Localización de secciones de medición**

Las secciones de medición de convergencia, se localizarán de acuerdo a las necesidades particulares de la obra y a la magnitud de las deformaciones de las secciones previamente instaladas. Como criterio general, se sugiere instalar una sección cada 50 metros y como guía únicamente podrá fijarse un espaciamiento entre secciones no menor de 20 metros, ni mayor a 200 metros.

Para este caso y de acuerdo con las características geológicas del lugar, se llevó el control por dos empresas especialistas en medidas de convergencia, instalando 11 secciones una y la otra 22, con espaciamentos variables de 10 a 45 metros por condiciones del procedimiento constructivo, estas secciones se efectuaron en cada uno de los cuerpos.

Con objeto de conocer su comportamiento, es decir, su deformación inicial y de juzgar su tiempo de estabilización, el emplazamiento de las secciones de convergencia siempre se efectúan lo más cercano que sea posible al frente de la excavación.

### **3.5.5 Secuencia de mediciones**

Las mediciones se realizan con una periodicidad de por lo menos una vez al día durante las primeras dos semanas posteriores a la instalación de una sección.

Una vez que las convergencias indiquen una tendencia franca a la estabilización (velocidades menores a 0.04 mm por día), la periodicidad puede ampliarse a dos veces por semana hasta que la velocidad de deformación sea menor a 0.01 mm por semana.

Cuando esto ocurra, las mediciones de una sección podrán suspenderse, además deberá disponerse de 2 ó 3 semanas de observación antes de ampliar la frecuencia de las mediciones o de suspenderlas definitivamente.

En cualquier caso los criterios para establecer la periodicidad de las mediciones, deberán ajustarse conforme se acumule información y se adquiera experiencia en comportamiento del terreno excavado.

**TABLA No. 3.8 CRITERIOS PARA DEFINIR LA MAGNITUD DE LAS DEFORMACIONES DE CONVERGENCIA.**

<b>EVALUACION</b>	<b>DEFORMACION TOTAL</b>
Muy pequeña	menor a 1mm
Pequeña	1 a 5 mm
Mediana	5 a 20 mm
Grande	20 a 50 mm
Muy grande	mayor a 50 mm

<b>APRECIACION</b>	<b>VELOCIDADES DE DEFORMAC.</b>
Insignificante	menor a 0.03 mm / día
Apreciable	0.03 a 0.08 mm / día
Considerable	0.20 a 0.50 mm / día
Significativa	0.50 a 1.20 mm / día
Preventiva	1.30 a 3.00 mm / día
Contingente	3.00 a 8.00 mm / día
Alarmante	8.00 a 20.00 mm / día

En la tabla 3.9 se presenta en resumen el reporte de instrumentación de los cuerpos derecho e izquierdo del túnel Agua de Obispo.

TABLA 3.9 RESUMEN DE REPORTES DE INSTRUMENTACION DE LOS TUNELES AGUA DE OBISPO

SECCION	LOCALIZACION KM	LINEA	FECHA DE INSTALACION	DEFORMACION MAXIMA (mm)	VELOCIDAD DE DEFORMACION (mm/dia)			OBSERVACIONES
					TA SEMANAL	TA SEMANAL	TA SEMANAL	
1-1	TUNEL TEPIC 768+543.10	d1	8/1/91	8.57	0.04	0.03	---	Las deformaciones registradas entre paréntesis son negativas.
		d2	8/11/91	0.87	0.03	0.03	---	
		h1	8/1/91	3.28	0.02	0.09	0.01	
		h2	18/03/92	(1.47)	0.02	0.01	0.03	
1-2	768+582.80	d1	5/03/92	7.13	0.01	0.02	0.02	
		d2	5/03/92	8.57	0.04	0.05	0.01	
		h1	18/1/91	10.03	0.01	0.02	0.02	
1-2'	768+631.43	d1	3/03/92	0.97	0.01	0.02	0.01	
		d2	3/03/92	1.07	0.01	0.02	0.01	
		h1	3/03/92	16.43	0.02	0.02	0.14	
1-3	768+643.72	h1	3/01/92	12.18	0.01	0.02	0.13	
1-4	768+671.00	d1	3/03/92	(3.16)	0.01	0.01	0.01	
		d3	3/03/92	0.31	---	---	---	
		h1	3/03/92	(0.63)	---	---	---	
1-5	768+711.01	d1	5/03/92	(0.19)	---	---	---	
		d2	3/03/92	4.15	0.01	---	---	
		h1	3/03/92	0.75	---	---	---	
1-6	768+751.51	d1	11/03/92	(15.60)	0.01	0.01	0.01	
		d2	12/03/92	19.08	0.01	0.01	0.01	
		h1	3/03/92	8.50	0.01	0.01	0.01	
1-6'	768+758.22	d1	5/03/92	(1.71)	---	---	---	
		d2	5/03/92	9.94	---	---	---	
		h1	5/03/92	9.80	---	---	---	
1-7	76+810.05	d1	5/03/92	5.13	---	---	---	
		d2	5/03/92	5.23	---	---	---	
		h1	5/03/92	8.53	---	---	---	
1-8	768+856.00	d1	---	---	---	---	---	
		d2	13/03/92	4.24	0.04	0.05	0.02	
		h1	27/01/92	5.17	0.05	0.10	0.01	
1-9	768+878.40	d1	17/03/92	0.75	0.06	0.01	---	
		d2	17/03/92	(1.90)	0.01	0.02	---	
		h1	21/02/92	11.30	0.02	0.08	---	
1-10	TUNEL FALSO	h1	17/03/92	7.98	0.01	0.05	---	Parcial Chapeado
1-11	TUNEL FALSO	h1	19/03/92	0.09	0.01	0.01	0.01	Parcial Acople
	TUNEL FALSO	h2	28/03/92	(1.70)	0.01	0.01	0.01	Parcial Acople
2-1	TUNEL 1 ENFOQUE 868+560.88	d1	6/1/91	5.00	---	---	---	Las deformaciones registradas entre paréntesis son negativas.
		d2	6/1/91	2.30	---	---	---	
		h1	6/1/91	15.13	---	---	---	
2-2	868+603.00	d1	26/03/92	1.33	---	---	---	
		d2	26/03/92	6.67	---	---	---	
		h1	19/1/91	3.61	---	---	---	
		h2	6/03/92	---	---	---	---	
2-3	868+644.33	d1	---	---	---	---	---	
		d2	---	---	---	---		
		h1	10/12/91	(1.20)	---	---	---	
2-4	868+678.59	d1	22/03/92	0.44	0.01	---	---	
		d2	22/03/92	0.58	0.01	---	---	
		h1	16/03/92	7.60	0.01	---	---	
		h2	22/03/92	1.58	---	---	---	
2-5	868+718.38	d1	12/03/92	9.10	0.01	0.02	---	
		d2	12/03/92	0.29	0.07	0.03	---	
		h1	25/02/92	4.69	0.07	0.04	---	
2-6	868+759.00	d1	12/03/92	1.33	0.02	0.04	---	
		d2	12/03/92	2.86	0.03	0.02	---	
		h1	20/02/92	6.45	0.09	0.02	---	
2-7	868+796.70	d1	12/03/92	0.94	0.01	0.01	0.05	
		d2	12/03/92	5.75	0.02	0.05	0.03	
		h1	28/02/92	15.05	0.01	0.02	0.03	
2-8	868+873.53	d1	22/03/92	0.22	0.02	0.01	0.03	
		d2	11/03/92	0.34	0.01	0.01	0.06	
		h1	16/02/92	1.32	0.04	0.02	0.02	
2-9	868+921.21	d1	14/03/92	0.60	0.00	0.06	0.02	
		d2	14/03/92	1.09	0.02	0.00	0.03	
		h1	9/01/92	0.77	0.01	0.02	0.03	
		h2	7/04/92	0.35	0.01	0.04	0.02	
2-10	868+853.00	d1	21/02/92	0.68	---	---	---	Túnel Falso Parcial Acople
2-11	TUNEL FALSO	h1	17/03/92	(0.87)	0.03	0.07	0.02	Túnel Falso Parcial Chapeado
		h2	28/03/92	(1.70)	0.04	0.03	0.04	

### **3.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

En los subcapítulos 3.2 y 3.3, se describieron los procedimientos constructivos indicados en el proyecto ejecutivo, sin embargo; por necesidades de la obra fue necesario modificarlos y a continuación se describen en forma sintetizada su secuencia constructiva, problemas y soluciones para llevarlos a cabo.

Con motivo de la inestabilidad observada en el talud frontal del Portal Acapulco y como ya se mencionó en el capítulo 2, se construyeron dos túneles falsos (uno en cada cuerpo), a base de marcos metálicos, malla electrosoldada y concreto lanzado, mismos que fueron empotrados al talud frontal con objeto de proteger al personal y equipo durante los trabajos de excavación subterránea.

De igual manera se mencionó, que la excavación en la zona de portales se realizó hasta la sección media superior, para brindar una mayor estabilidad al macizo rocoso en conjunto, debido a las condiciones inestables observadas en el talud frontal, lado Acapulco.

#### **3.6.1 Excavación Subterránea.**

Para dar inicio a la excavación subterránea, se requirió dar trazo marcando con pintura la zona por atacar, es decir; los ejes de ambos túneles y su perímetro, esta actividad se llevó a cabo mediante el uso improvisado de un transportador de madera de 1 metro de diámetro, clavado por el centro a un barrote de 1.50 metros de longitud, funcionando como soporte al momento de nivelarlo en algún punto fijo de estos ejes y del talud frontal, posteriormente al realizar algunos cálculos y medir los radios sobre los ángulos marcados anticipadamente de acuerdo al proyecto en el transportador, se colocan puntos de pintura que definen el área por excavar, a este método de trazo en el interior de los túneles se le conoce con el nombre de "Girasol" y se emplea en el seccionamiento de los mismos.

La excavación en ambos túneles se realizó en forma mixta, es decir; con medios mecánicos y explosivos de acuerdo a los cadenamientos indicados en el cuadro siguiente:

CONCEPTO	CUERPO DEL TUNEL			
	IZQUIERDO		DERECHO	
	KM.	KM.	KM.	KM.
<b>Excavación en sección media superior :</b>				
Empleando medios mecánicos.	768+540.03	768+616.15	868+556.53	868+607.52
	768+753.50	768+801.00	868+916.50	868+927.67
	768+898.00	768+905.67	—	—
Empleando explosivos.	768+616.15	768+753.50	868+607.52	868+916.50
	768+801.00	768+898.00	—	—
	—	—	—	—
<b>Excavación en sección media inferior :</b>				
Empleando medios mecánicos.	768+525.00	768+666.00	868+590.00	868+780.00
	768+695.00	768+793.40	—	—
	768+879.00	768+909.00	—	—
Empleando explosivos.	768+666.00	768+695.00	868+540.00	868+590.00
	768+793.40	768+879.00	868+780.00	868+930.00
	—	—	—	—

### 3.6.2 Excavación en sección media superior

Para llevar a cabo los trabajos de excavación con medios mecánicos, se empleo equipo mayor y menor como son : Jumbo de barrenación, Retroexcavadora, Cargador Frontal, Tractor Caterpillar, Brazo hidráulico, Perforadoras de pierna, Rompedoras de piso, Camión plataforma, etc.

Con el Jumbo de barrenación y las rompedoras de piso, se procedía a perfilar el área por excavar y con el cargador frontal se fracturaba y extraía el material, teniendo avances iniciales máximos de 2 metros y procediendo de inmediato con la colocación de concreto lanzado, marcos metálicos, malla electrosoldada y rastra metálica a base de viguetas IPR.

Este procedimiento siempre fue repetitivo en las zonas donde se encontraron tobas riolíticas tipo brechoide, tobas andesíticas muy fracturadas y depósitos de talud, sobre todo en el cuerpo izquierdo del lado Acapulco.

El empleo de la retroexcavadora y su brazo hidráulico fue ocasional y restringido solo a casos de encontrar lunares de tobas andesíticas de alta consistencia, ya que al ser utilizado se provocaban sobreexcavaciones considerables, siendo necesario cubrir las al inicio en su totalidad con concreto lanzado y malla electrosoldada.

No obstante de atacar la sección media superior de ambos túneles con medios mecánicos en el portal Acapulco, se tomo la decisión en conjunto de respetar el desfaseamiento entre los frentes de ataque, teniendo 22 metros de avance en el túnel 1 (cuerpo izquierdo), cuando se iniciaron los trabajos en el túnel 2 (cuerpo derecho).

Después de venir atacando con medios mecánicos, fue hasta los 51 metros en la sección media superior del túnel 2, en donde se dió inicio al empleo de explosivos por observar la presencia de tobas andesíticas muy sanas y algunas cloritas, utilizando las técnicas del Post-corte con avances horizontales para las voladuras, siempre procurando emplear el mayor número de tiempos de encendido, en zonas de intenso fracturamiento.

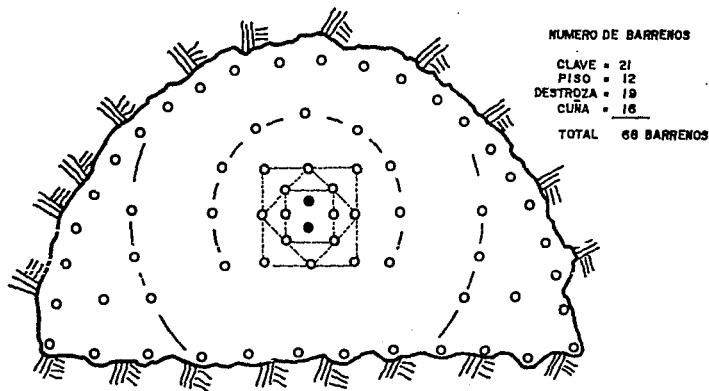
El equipo empleado para realizar las maniobras de barrenación o avance de cuele fueron: Jumbos de barrenación y compresores estacionarios, mismos que se encargaban de alimentar desde el exterior mediante tubería metálica los cuatro brazos (driles) del Jumbo.

La plantilla de barrenación, empleada para realizar las voladuras en el interior de los túneles, se muestra en la figura 3.10, en ella se describen el número de barrenos, cuele, área, volumen, factor de carga, carga por barreno y cantidades de explosivos (godyne y anfomex) empleados.

Esta plantilla es el resultado de varias pruebas que se efectuaron a lo largo de ambos túneles, siendo utilizada hasta la terminación de la sección media superior.



## TUNELES AGUA DE OBISPO



### SECCION MEDIA SUPERIOR (CROQUIS)

**PLANTILLA DE BARRENACION:**

**CUELE = 3.00 M      AREA = 48.76 M<sup>2</sup>      VOLUMEN = 146.28 M<sup>3</sup>      FACTOR DE CARGA = 1.5 KG/M<sup>3</sup>**

**CARGA = 146.28 M<sup>3</sup> x 1.5 KG/M<sup>3</sup> = 219.42 KG**

**CARGA POR BARRENO = 219.42 KG/68 BARRENOS = 3.23 KG/BARRENO**

**MATERIAL EXPLOSIVO POR BARRENO:**

**ANFOMEX = 3.23 KG/ 70% = 2.26 KG/BARRENO**

**GODYNE = 3.23 KG/ 30% = 0.97 KG/BARRENO**

**FIGURA 3.10 PLANTILLA DE BARRENACION EMPLEADA EN LAS VOLADURAS DEL INTERIOR DE LOS TUNELES**

Una vez perforado el barreno es necesario sopletearlo antes de introducir los explosivos (godyne y anfomex), con objeto de expulsar el agua almacenada en el mismo y algunos materiales que provocan su obstrucción, posteriormente se incrusta en el godyne el estopín eléctrico del tiempo correspondiente a la zona del barreno y una vez verificado, se coloca en el interior de éste, procurando tener suficiente punta en el extremo posterior del estopín para su conexión final.

El godyne con el estopín incrustado, son alojados hasta el fondo del barreno mediante el empleo de un palo de 4 metros de longitud y 4 cm de diámetro, conocido como "garrucha", inmediatamente después se coloca el anfomex y se tapona el barreno con el papel remojado producto de las bolsas del cemento. Finalmente se realizan las conexiones entre estopines para cerrar el circuito y sus extremos son conectadas mediante cables a la máquina explosora de tipo generador, misma que se encarga de producir el impulso eléctrico suficiente para dispararlos.

El material producto de las voladuras (rezaga), se extraía con el cargador frontal, mismo que se encargaba de cargar los tractocamiones (cola de pato), accedando al interior del túnel en reversa, previamente a su cargado y extracción se verificaba que no existieran evidencias de barrenos sin detonar, esto con objeto de evitar una explosión extraordinaria por la acción mecánica del cargador.

Se destinaron zonas de almacenamiento del material producto de las voladuras, relativamente cercanos a los túneles, sin embargo por sus características topográficas eran rápidamente rebasadas, motivando constantes cambios de bancos de desperdicio.

En el Portal Chilpancingo, se inició la excavación subterránea a nivel de la sección media superior (túnel 2), empleando medios mecánicos en los primeros 12 metros por haber observado el frente de ataque inestable, es decir tener la presencia de agua, tobas vitreas bastante alteradas con lunares de cloritas y tobas andesíticas alteradas. Después de los 12 metros y hasta realizar la conexión de ambos frentes de ataque se procedió a trabajar con el uso de explosivos.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

El túnel 1 del lado Chilpancingo, se inició cuando el túnel 2 alcanzó 19 metros de excavación, los trabajos se realizaron con medios mecánicos por observar en el frente de ataque tobas andesíticas altamente intemperizadas y fracturadas, tobas brechoides, lunares de tobas vítreas y cloritas con grados de humedad bastante altos, teniendo 7 metros de avance fue necesario cambiar el procedimiento empleando explosivos, ya que se encontraron tobas vítreas sanas con intercalaciones de tobas ignimbritas.

Posteriormente al avanzar de 97 metros, se requirió nuevamente cambio de procedimiento empleando medios mecánicos hasta 47.50 metros, para continuar con explosivos los 137 metros restantes.

Los túneles 1 y 2 fueron conectados con una diferencia de 20 días, a nivel de sección media superior en los cadenamientos 768+780.50 y 868+829.30 respectivamente, esto a pesar de los problemas que surgieron durante su ejecución resolviéndose favorablemente y que se mencionaran mas adelante.

### **3.6.3 Excavación en sección media inferior (banqueo)**

La excavación de la sección media inferior (banqueo), se inició en el Portal Acapulco túnel 2, atacando los primeros 50 metros con explosivos (incluye zona de túnel falso) por observar tobas andesíticas sanas y de consistencia dura, las voladuras se llevaron a cabo con avances de cuele horizontales, empleando el Jumbo de barrenación y el cargador frontal para la rezaga del material.

En los siguientes 190 metros, se requirió del empleo de medios mecánicos mediante el uso de un tractor Caterpillar con ripper para abundar el material y posteriormente del equipo de carga para su extracción, no obstante en los siguientes 150 metros se emplearon los explosivos con el procedimiento inicial. Se aclara que inmediatamente después de haber concluido por zonas ésta excavación, se procedía de inmediato con el revestimiento primario a base concreto lanzado, malla electrosoldada y en su caso anclas de fricción adicionales.

El túnel 1, también del lado Acapulco y a diferencia del anterior, se atacó con medios mecánicos en una longitud de 141 metros, por haber observado en frente tobas andesíticas extremadamente fracturadas algunas cloritas y tobas brechoideas.

Al cambiar la geología del frente de ataque, los próximos 29 metros se ejecutaron con explosivos, esta vez se encontraron tobas vítreas poco alteradas con intercalaciones de tobas ignimbritas y cloritas, mismas que cambiaron sus características en 98 metros obligando el uso de medios mecánicos.

Posteriormente en 86 metros se emplean explosivos por encontrar tobas vítreas de consistencia dura poco fracturada con lunares de ignimbritas, cloritas y tobas andesíticas sanas. Finalmente en los 30 metros restantes se emplean medios mecánicos.

El banqueo de los túneles 1 y 2 se concluyó con una diferencia de 21 días de trabajo, quedando conectados en los cadenamientos 768+807.00 y 868+801.50, respectivamente.

### **3.6.4 Soporte primario y tratamientos**

En el cuadro mostrado a continuación se pueden observar los tratamientos reales que se emplearon durante su construcción:

<b>ZONAS DE TRATAMIENTO</b>				
-----------------------------	--	--	--	--

CUERPO	UBICACION		TIPO DE SOPORTE	LONGITUD (M)
	KM	KM		

DERECHO				
Zona Túnel Falso	868+540.00	868+556.00	M M y CL	16.00
	868+556.00	868+590.00	M M y CL	34.00
	868+590.00	868+630.00	SopORTE tipo "B"	40.00
	868+630.00	868+708.00	SopORTE tipo "A"	78.00
	868+708.00	868+846.00	SopORTE tipo "B"	138.00
	868+846.00	868+849.00	M M y CL	3.00
	868+849.00	868+854.00	SopORTE tipo "B"	5.00
	868+854.00	868+862.00	M M y CL	8.00
	868+862.00	868+912.00	SopORTE tipo "C"	50.00
	868+912.00	868+926.00	M M y CL	14.00
Zona Túnel Falso	868+926.00	868+930.00	M M y CL	4.00

IZQUIERDO					
Zona Túnel Falso	768+525.00	768+540.00	M M y CL	15.00	
	768+540.00	768+566.00	M M y CL	26.00	
	768+566.00	768+575.00	SopORTE tipo "C"	9.00	
	768+575.00	768+640.00	M M y CL	65.00	
	768+640.00	768+714.00	SopORTE tipo "A"	74.00	
	768+714.00	768+838.00	SopORTE tipo "B"	124.00	
	768+838.00	768+905.67	M M y CL	67.67	
	Zona Túnel Falso	768+905.67	768+909.00	M M y CL	3.43

M M y CL : Marcos metálicos, 10 cm de concreto lanzado y malla electrosoldada.

SopORTE Tipo "A" : 7 anclas de fricc. de 4m y 1" de diám., 7.5 cm de conc. lanzado y malla electrosoldada.

SopORTE Tipo "B" : 9 anclas de fricc. de 4m y 1" de diám., 10 cm de conc. lanzado y malla electrosoldada.

SopORTE Tipo "C" : 9 anclas de fricc. de 4m y 1" de diám., 20 cm de conc. lanzado y malla electrosoldada.

**NOTA:**

El soporte en el banqueo consta de 6 anclas de fricc. de 4m y 1" de diám., colocadas selectivamente.

El procedimiento constructivo se mencionó por cadenamientos en el subcapítulo 3.3, motivo por el cual solo se complementarán en forma breve, con objeto de aclarar algunas modificaciones al proyecto ejecutivo debido a los problemas observados durante su ejecución.

### 3.6.4.1 Marcos metálicos

Los marcos metálicos utilizados para soporte del túnel son del tipo estructural IPR con 10" de peralte y 5 ¼ " de patín, peso de 38.7 Kg/ml, por facilidad y rapidez, se construyeron uniendo 10 tramos mediante soldadura siguiendo la geometría del túnel, dándoles el nombre de marcos seccionales, con ésta forma se logra que estén comprendidos dentro de un espesor de 25 cm entre la pared de roca y el patín mas alejado de esta pared.

Los marcos se apoyaron en una trabe o rastra metálica construida con dos viguetas estructurales IPR y concreto lanzado, quedando alojada en las paredes de la parte media del túnel y procediendo de inmediato con su unión mediante soldadura, con esta modificación se logró brindar seguridad y rapidez durante la sustentación del macizo rocoso.

Para regidizar el conjunto de marcos, se emplearon troqueles de unión a base de varilla de acero de diámetro 5/8", roscada en los extremos para unirla con tuerca a los marcos y alojada en un tubo separador de fierro galvanizado de 2" de diámetro, posteriormente se fijaron a la roca mediante pares de anclas de 1" de diámetro y 30 cm de longitud como se indica en el detalle del plano 2.4.

Para garantizar el contacto del marco con la roca, se rellenó el espacio vacío con concreto lanzado, al ser mayor de 20 cm se enhuacaló con polines de madera y al ser superior se recurrió al uso de contramarcos.

Debido a las condiciones del terreno en la zona de marcos, siempre se colocó en primer lugar el marco y posteriormente el concreto lanzado, para su colocación se empleó el cargador frontal, camión plataforma, plantas de soldar y mano de obra.

Como ya se mencionó, el marco seccional consta de 10 tramos divididos en dos partes de 5 tramos, unidos en la clave mediante 4 tornillos de 3/4" de diámetro, primeramente se transportaba y colocaba una parte y después la otra, facilitando con ello las maniobras.

Los marcos de concreto lanzado con sección trapecial de 0.60 x 0.30 x 0.40 metros de peralte, fueron prácticamente eliminados después de su primera prueba, por su tiempo de ejecución y trabajabilidad, en el lado Chilpancingo se colocaron solamente 2 de ellos.

### 3.6.4.2 Concreto lanzado

El procedimiento de concreto lanzado, consiste básicamente en mezclar en seco los componentes sólidos del concreto en la proporción analizada previamente (cemento, arena, grava, aditivo); esta mezcla se introduce en la lanzadora y se transporta neumáticamente por la tubería hasta una boquilla especial en la cual a través de un múltiple perforado se introduce el agua a presión mezclándose con los ingredientes secos del concreto. Al proyectarse sobre la superficie de aplicación se obtiene un recubrimiento compacto y resistente.

El lanzado se efectúa en tres etapas, en la primera se coloca una capa de 5 cm de espesor, en la segunda se fija la malla electrosoldada y finalmente en la tercera etapa se lanza una segunda capa de 2.5 cm.

El tipo de soporte define el procedimiento a seguir, esto se debe a los espesores del concreto lanzado, ver tabla de tratamientos, en el caso del soporte tipo "B" se colocan 5 cm iniciales, la malla y los 5 cm restantes. Para el soporte tipo "C" se colocan 10 cm, la malla y los 10 cm restantes.

Durante el procedimiento de lanzado se vigilan los siguientes aspectos:

#### a) Posición y distancia de la boquilla

La posición de la boquilla durante el lanzado con respecto a la superficie debe ser prácticamente normal; la distancia que se exigió para el lanzado es de 1 metro, dependiendo esto en gran parte de las presiones de lanzado y del espacio disponible para el operador, ya que el rebote se incrementa con distancias mayores y en consecuencia los desperdicios se incrementan y decrece la calidad.

### **b) Preparación de la Superficie.**

Para lograr una correcta adherencia entre la superficie de las paredes de la excavación y el concreto lanzado; se verificó que las superficies sobre las que se aplicó el concreto estuvieran libres de polvo, aceite, material rebotado producto del lanzado previo y de fragmentos sueltos de roca. Se lograron buenos resultados al aplicarlo después de concluida la excavación, momento en que las superficies conservan su humedad natural y evitando con ello emplear la boquilla de la lanzadora para humedecer por aspersión fina.

### **c) Presión de Lanzado**

Para lograr una compactación adecuada de concreto y un rebote mínimo o razonable, se procuró vigilar que las presiones de lanzado a la salida de la lanzadora se mantuvieran para el aire entre 3 y 4 Kg/cm<sup>2</sup> y para el agua entre 4 y 5 Kg/cm<sup>2</sup>; la presión del aire se incrementó en función del aumento en la longitud de la manguera, con variaciones de 0.2 a 0.3 Kg/cm<sup>2</sup> por cada 15 metros adicionales a los primeros 30; la presión del agua nunca deberá ser menor de la del aire.

### **d) Rebote**

Al principio de un lanzado la proporción inicial de material de rebote es alta y disminuye conforme se incrementa su espesor, con la práctica se observó que permitiendo un ligero exceso de agua durante la aplicación de la primera capa se reducía notablemente la cantidad de rebote, logrando tener una variación del 15 al 30% de rebote en muros y del 25 al 35% en la clave.

#### **3.6.4.3 Colocación de malla electrosoldada**

La malla se colocó mediante anclas cortas ó crucetas de acero de 1/2" de diámetro y 30 cm de largo, en cuadrícula de 1.50 x 1.50 metros, que sirvieron de sostén a la malla, antes de proceder con su colocación, debe estar libre de polvo, óxido, aceite, grasa, cemento rebotado o cualquiera otro recubrimiento que elimine o reduzca su adherencia con el concreto lanzado.



Adicionalmente la malla se sujetó al anclaje de fricción recomendado por el soporte de paredes y clave del túnel.

Su traslape entre los extremos de dos diferentes mallas de refuerzo se mantuvo en 20 cm, es decir, lo equivalente a dos cuadrículas, procurando siempre que estos extremos estuvieran amarrados firmemente con alambre recocado para garantizar su funcionamiento estructural.

#### **3.6.4.4 Anclaje y Drenes**

La perforación de barrenos en el interior de los túneles para las de anclas de fricción y drenes, se ejecutó con equipos de rotopercusión montados en orugas (track drill) y con el Jumbo de barrenación, su colocación se llevó a cabo con el uso del camión plataforma y con mano de obra. Los barrenos previamente a la introducción de anclas y drenes son lavados con chiflón de agua, esto para garantizar su penetración total y buen funcionamiento para lo que fueron diseñados ambos elementos.

Las características de los drenes se mencionaron en capítulo 2 y al igual que en los taludes de los portales, se les coloca en uno de sus extremos una pequeña malla plástica, que sustituye al filtro granular, el tubo debe ser ranurado para que funcione eficientemente toda la vida útil de la obra, aliviando las presiones sobre la roca y el revestimiento definitivo.

El tubo de PVC se ajustó al diámetro de la perforación, calafateándolo en la zona del brocal del barreno para evitar fugas de agua fuera del tubo, posteriormente se acopló a un tubo colector de PVC dispuesto fijamente al recubrimiento de concreto lanzado a lo largo de la periferia del túnel y hasta su punto de descarga, tal como se indica en el plano 3.6.

Las anclas de fricción se describieron en el capítulo 2, sin embargo resta mencionar que de acuerdo al tipo de fracturamiento de la roca, siempre se procuraba realizar la barrenación perpendicular a las fracturas tratando de realizar un costureo del macizo para hacer trabajar las anclas, su colocación e inyectado se llevó a cabo con mano de obra, camión plataforma y una bomba de inyección.

### 3.6.5 Problemas y soluciones

A continuación se mencionarán los problemas que se vivieron durante la construcción del Túnel agua de Obispo, así como sus soluciones correspondientes:

#### 3.6.5.1 Túnel 1 (Cuerpo Izquierdo)

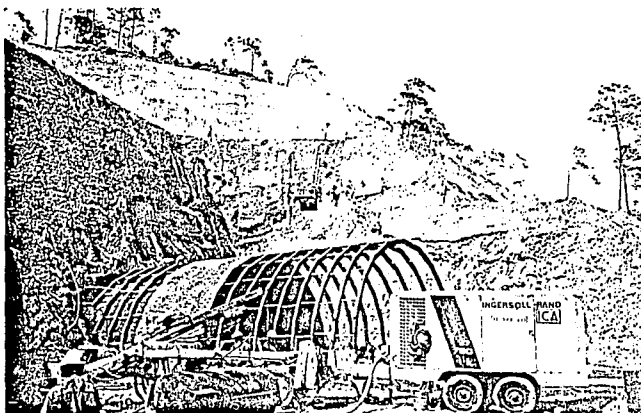
Como primer punto, se puede citar que durante la etapa de excavación en la sección media superior de los portales Acapulco y Chilpancingo, las características geológicas esperadas difirieron de las reales, originando con ello modificaciones en la planeación de su ataque, es decir, se tenía contemplado ejecutar estos trabajos por lo menos en un 80% con explosivos y el cambio a medios mecánicos causó atrasos en el programa de obra establecido para su terminación.

El equipo con el que se contaba en la obra estaba destinado a labores de perforación, voladura, carga y descarga del material producto de las excavaciones con explosivos, por lo que fue necesario solicitar equipo adecuado para éstos trabajos.

El primer problema a resolver antes de iniciar la excavación subterránea, fue garantizar la estabilidad del frente de ataque (talud frontal) por su inestabilidad y movimientos observados, resueltos mediante la construcción de dos túneles falsos de 15 metros de longitud a nivel de sección media superior en el lado Acapulco. Estas estructuras se construyeron a base de marcos seccionales, concreto lanzado, malla electrosoldada y una rastra armada de concreto lanzado. Se protegieron exteriormente mediante impermeabilización, dren seco y un relleno compactado a 95%, este último sirvió de cuña al talud restringiendo sus movimientos tendientes al colapso (Ver fotografía 3.11).

Seguido a este problema y ya en etapa de excavación subterránea, la inestabilidad de las tobas brechoides y tobas andesíticas alteradas y muy fracturadas restringieron en forma notable el avance, siendo necesario excavar sólo 1 metro para colocar un marco metálico, el retrasar su colocación traía como consecuencia el desprendimiento de material arriba de la clave y su respectivo relleno con concreto lanzado.

## TUNELES AGUA DE OBISPO



FOTOGRAFIA 3.11

"PORTAL ACAPULCO" VISTA LATERAL DEL TUNEL FALSO (CUERPO IZQUIERDO)  
DURANTE EL PROCESO DE CONCRETO LANZADO EN TALUDES (AL FONDO)

La zona de los primeros 20 metros o acceso a los túneles, se le llama de diferentes maneras como son : Encapillado, Emportalado o Zona de emboquillado, posteriormente vendría la zona de transición con una longitud de 50 metros y la zona central es la parte restante del túnel.

Esta zonificación y el control de las medidas de convergencia nos proporcionan los criterios a seguir para establecer soluciones o tratamientos particulares. Los constantes movimientos observados en el macizo rocoso, originó continuar con la colocación de marcos metálicos, incluso fue necesario ampliarlos de la rastra hacia abajo para garantizar su funcionamiento estructural, ya que el tipo de material en donde quedó alojada la rastra no tenía las características de soporte requeridas para absorber los esfuerzos transmitidos por el macizo (Ver fotografía 3.12).

De igual forma en la zona de la clave se tuvieron desprendimientos fuertes, debidos a las características geológicas del frente de ataque, tobas brechoides y andesíticas bastante fracturadas de color rosa (Km 768+575.00 - Km 768+616.50), estos caídos superaron los 20 cm previstos en el proyecto ejecutivo que deberían existir del marco metálico a la pared de la clave y tomando en consideración que el enhuacalado con polines de madera no resolvía este problema, se solucionó a base de contramarcos estructurales tipo IPR con 10" de peralte y 5 ¼ " de patín, construidos a base de secciones variables, semejantes a la zona de los caídos (Ver fotografía 3.13)

Lo anterior fue el principio de un gran problema, ya que al continuar los trabajos de excavación y aún con el empleo de concreto lanzado de 28 cm de espesor, doble malla electrosoldada, marcos metálicos y contramarcos, aconteció una chimenea o ventana en el Km 768+621, misma que al ser abierta propició el derrumbe masivo de una toba brechoide con características granulares y condiciones de humedad de medianas a altas, provocando el bloqueo total de la media sección superior, incluyendo el desprendimiento del concreto lanzado, mallas y marcos metálicos.

El desconocimiento de la longitud de esta ventana y sus posibles efectos al continuar la excavación, motivó el abandono parcial de las actividades en tanto se tomaban decisiones sobre el procedimiento constructivo a seguir.

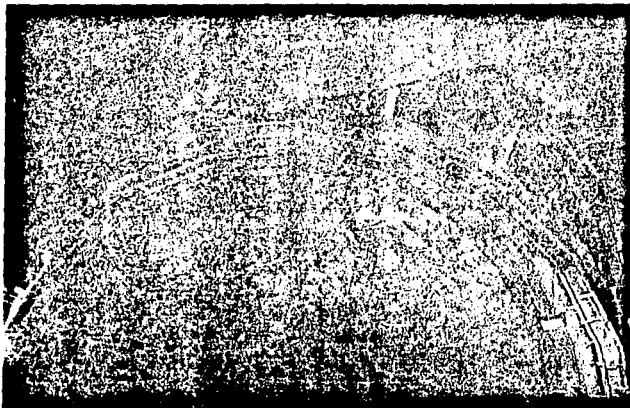
## TUNELES AGUA DE OBISPO



FOTOGRAFIA 3.12

VIGUETA IPR "PATAS" EN ZONA DE BANQUEO Y VIGUETAS TIPO CANAL  
EMPLEADAS PARA RIGIDIZAR LOS MARCOS METALICOS

## TUNELES AGUA DE OBISPO



FOTOGRAFIA 3.13

VISTA FRONTAL EN EL INTERIOR DEL TUNEL (CUERPO IZQUIERDO) EN DONDE  
SE PUEDEN APRECIAR LOS MARCOS Y CONTRAMARCOS METALICOS

Una vez analizados estos puntos se decidió realizar dos sondeos exploratorios, que permitieran determinar las características de esta toba, así como la zona en la cual estaba alojada.

Los sondeos se realizaron en la parte superior del cerro "los cajones", en los cadenamientos 768+608 y 768+700, teniendo una inclinación de 37 y 30 grados con respecto al plano vertical del eje del túnel, una longitud de 33.90 metros para SM-1 y 142.70 para SM-2.

Los estudios revelaron que la toba brechoide permanecía almacenada del Km 768+620 al Km 768+636, su altura en la zona del sondeo fue de 42 metros, la recomendaciones para salvar esta zona fueron el empleo de "marchavantes", construidos a base de viguetas de 6" x 2 ¼" y 6 metros de longitud, así como inyecciones de consolidación, desde la parte superior utilizando los sondeos y en el interior del túnel zona de clave y pared lateral izquierda (Ver fotografía 3.14).

Estos elementos estructurales, se colocaron a manera de pilotes por la parte inferior del marco anterior y parte superior del posterior, sobre el perímetro de la zona de la clave y muro izquierdo, previamente a su colocación, se procedía con el cortado a manera de punta en uno de sus extremos para facilitar su hincado en la toba brechoide, empleando para ello el track drill.

En las secciones iniciales se hizo necesario el empleo de anclas entre los marchavantes, debido a los boleos intercalados en el desprendimiento del material, esta solución permitió el avance lento pero seguro en la recuperación de la excavación, también se empleó concreto lanzado a manera de pantalla protectora de las condiciones naturales de la toba, ya que al perder su humedad, sobrevenía el empuje del material acumulado en la chimenea.

El empleo de marchavantes concluyó en el cadenamiento Km 768+630, continuando con empleo de marcos metálicos hasta el Km 768+640. En la zona crítica del caído se adicionaron marcos metálicos separados a cada 50 cm, del Km 768+627 al Km 768+635.

## TUNELES AGUA DE OBISPO



FOTOGRAFIA 3.14

VISTA FRONTAL EN EL INTERIOR DEL TUNEL (CUERPO IZQUIERDO) EN DONDE SE PUEDEN APRECIAR LOS MARCOS METALICOS Y "MARCHAVANTES" COLOCADOS PARA SOLUCIONAR EL PROBLEMA DE CHIMENEA EXISTENTE DEL KMI 768+620 AL KMI 768+636



Esta zona posteriormente se consolidó con el empleo de inyecciones de agua-cemento proporción 1 a 1, incluyendo la zona del banqueo.

La excavación de la sección media inferior se ejecutó sin contratiempos, realizando pequeños ajustes en algunas zonas inestables mediante el empleo de anclas adicionales, doble malla, concreto lanzado, la ampliación de marcos metálicos (patas) y viguetas rigidizadoras.

### **3.6.5.2 Túnel 2 (Cuerpo Derecho)**

Las dificultades para llevar a cabo la construcción de este cuerpo fueron menores si se comparan con el túnel 1, sin embargo del Km. 868+694 al Km. 868+724, se realizó un ajuste en el procedimiento constructivo, por las características geológicas del frente de ataque.

En estos 30 metros de excavación se encontró una ignimbrita de color gris verdoso de matriz arenosa fina y con algunos rellenos de cloritas, su consistencia es dura pero con fracturamientos y vestigios de alteración ligera.

Su procedimiento de excavación, se realizó con explosivos dando origen a caídos de importancia, es decir sobreexcavaciones no consideradas en el proyecto y que en su momento podrían perjudicar el funcionamiento estructural del revestimiento definitivo, por sobrecargas debidas a los rellenos de las mismas.

Es por ello que se tomó la decisión de realizar un túnel piloto en la mitad de la media sección superior, logrando con ello reducir las sobreexcavaciones, puesto que al disminuir la agitación del macizo rocoso por efecto de la voladura total, los fracturamientos presentaban inestabilidad pero sin llegar al colapso, inmediatamente después se colocaba el soporte correspondiente.

Una vez atravesada esta zona y al encontrar tobas ignimbritas más sanas, se excavó la parte restante y se atacó la sección superior completa, hasta conectar el túnel con el otro frente de trabajo.

Como ya se indicó en la tabla de tratamientos, fue necesario emplear marcos metálicos adicionales en zonas inestables para garantizar la estabilidad de la sección.

En la zona del banqueo, hubo incremento de anclaje, malla, concreto lanzado, ampliación de marcos metálicos (patas) y viguetas rigidizadoras.

# **CAPITULO 4**

**REVESTIMIENTO  
DEFINITIVO**

## CAPITULO 4.

### REVESTIMIENTO DEFINITIVO.-

#### 4.1 DEFINICION Y ESPESORES DE PROYECTO

##### 4.1.1 Definición

Se define como el elemento estructural que tiene la función soportar las acciones de cargas extraordinarias inducidas por la inestabilidad de bloques rocosos con tendencia a la estabilización a largo plazo, mismas que no son tomadas por el soporte primario colocado en la roca. Sus atributos básicos dependen de las características y calidad de los materiales empleados para su construcción, es decir; la resistencia y durabilidad.

##### 4.1.2 Espesores de proyecto

Los espesores de proyecto fueron obtenidos por el método teórico de interacción elástica, tomando en consideración que las cargas sobre el revestimiento definitivo, son sólo una parte de las cargas totales actuantes, las cuales en su mayor proporción fueron tomadas por el soporte primario.

Como resultado, se obtuvo un espesor de 40 cm a la línea "A" de proyecto que se puede observar con mayor detalle en el plano 3.6.

La subpresión de agua sobre el revestimiento definitivo es aliviada por los drenes emboquillados, que conducen el agua a través del colector de PVC ahogado en el concreto hasta el subdren longitudinal construido en el interior del túnel.

Como parte complementaria será necesario efectuar un tratamiento de contacto (concreto-roca) en la clave del túnel mejor conocido como "Inyección de contacto", llevándose a cabo una vez que se hayan concluido los colados del revestimiento definitivo, su propósito es el de rellenar los espacios vacíos que hayan quedado en la clave después de los colados, garantizando con ello un trabajo continuo del revestimiento y se evita el aflojamiento de la masa rocosa.

## **4.2 CARACTERISTICAS DEL CONCRETO**

### **4.2.1 Resistencia**

La Resistencia de Proyecto ( $f_c$ ) no será menor de la resistencia solicitada del concreto para revestimiento definitivo se indica en el plano 3.6, debiendo realizar ensayos a los 7, 14 y 28 días y al llegar a esta última fecha los resultados no deberán ser menores de 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

La toma de muestras cilíndricas para la verificación de resistencia, se efectúan en moldes metálicos estándar con diámetro de 15 cm y altura de 30 cm.

Las muestras ensayadas a edades menores a las indicadas se efectúan con objeto de predecir las resistencias a la edad final, esto siempre y cuando se haya empleado algún aditivo acelerante por requerimientos de la cimbra metálica. Por cada edad se prueban como mínimo 2 cilindros que debe pertenecer al mismo muestreo.

### **4.2.2 Revenimientos**

El transporte de la mezcla para el revestimiento definitivo se ejecuta por bombeo, motivo por el cual sus características de fluidez son medidas con la prueba de revenimiento siendo aceptable la variación entre 12.5 y 15 cms, medido en el lugar de la obra y en el momento de su colocación.

Existen tolerancias que son susceptibles de aceptarse, es decir cuando dos mezclas consecutivas excedan el revenimiento antes señalado y por necesidades de ajuste en la elaboración de la mezcla no lo cumpla, les será permitida su colocación, sin embargo las consecutivas que muestren revenimientos superiores deberán ser rechazadas.

De la misma manera no debe ser permitida la adición de agua ó cemento a este tipo de mezclas para de variar sus características de fluidez y solicitar su aceptación, ya que se corren riesgos de resistencias bajas.

#### **4.2.3 Peso Volumétrico, Temperatura y Tamaño de los agregados.**

El peso volumétrico medido de concreto hidráulico debe estar comprendido entre 2,000 y 2,400 Kg/m<sup>3</sup>, de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas.

La temperatura en las mezclas del concreto quedará comprendida entre un mínimo de 7 grados centígrados y un máximo de 32 grados centígrados; fuera de estos márgenes se corren riesgos de agrietamientos prematuros.

Se considera conveniente verificar que la temperatura del cemento en el momento de su dosificación no exceda de 60 grados centígrados.

El tamaño máximo de los agregados será de 20 mm (3/4"), para concreto bombeado en revestimiento definitivo y hasta 40 mm (1 1/2") en mezclas que no se bombean, como son las plantillas, guarniciones, zapatas, banquetas, etc..

### **4.3 PRODUCCION DEL CONCRETO**

#### **4.3.1 Medición de componentes y su dosificación**

Por facilidad y rapidez de producción se recomendó la instalación de plantas dosificadoras en el lugar de la obra.

Los agregados preferentemente se dosificarán por peso, con excepción del agua y aditivos, que podrán medirse volumétricamente.

En caso de dosificar los agregados por volumen, debe estar presente en el sitio de producción personal competente para verificar su correcta proporción y realizar los ajustes convenientes en cada caso.

Previamente a la elaboración del concreto será estrictamente necesario revisar el cálculo del proporcionamiento obtenido para garantizar la resistencia del mismo.

#### **4.3.2 Verificación de la planta dosificadora automatizada.**

Es importante que la planta cuente con silos de almacenamiento para el manejo del cemento a granel, estos le darán la protección adecuada contra la humedad y contaminaciones indeseables.

El sistema de pesado y recipientes volumétricos autorizados, se verifican cuando menos una vez por semana utilizando de preferencia taras calibradas, no obstante se podrá recurrir al empleo de otros elementos, siempre que los resultados sean confiables.

La verificación de pesos para cada báscula tendrán que alcanzar cuando menos el 80% de la cantidad por dosificar y los materiales que se pesen para formar una mezcla, al descargarse no dejaran remanentes que excedan el 2% de estos agregados.

Periódicamente se atenderá la operación de la planta, con objeto de verificar el peso del material que se esté midiendo, debiendo coincidir con las cantidades señaladas en el proporcionamiento de campo revisado y aprobado por ambas partes (Contratista-Supervisor).

#### **4.3.3 Mezclado**

Es necesario que el equipo de mezclado cuente con el tipo de agitación adecuado (aspas ó paletas) para garantizar la incorporación uniforme entre ingredientes.

En los equipos cuya capacidad sea mayor de 3 m<sup>3</sup>, su tiempo de mezclado se medirá por el número de revoluciones del tambor, quedando comprendido entre 60 y 100 revoluciones, a una velocidad de giro de 12 a 16 r.p.m.

Los tiempos de mezclado se definirán de acuerdo a la obtención de una mezcla homogénea, dichos tiempos deben contarse a partir del momento en que todos los agregados se encuentran dentro del tambor de mezclado.

#### **4.4 CONTROL DE CALIDAD**

##### **4.4.1 Requisitos de Calidad de los componentes**

Para obtener un concreto óptimo y durable, es necesario tener buenos materiales, un proporcionamiento adecuado, una mezcla homogénea y una correcta colocación de la misma.

En los párrafos siguientes se tratarán los requisitos de calidad de los distintos componentes que intervienen en la elaboración del concreto para el revestimiento definitivo, sus propiedades (trabajabilidad, durabilidad, resistencia), tolerancias, transporte y colocación.

**Trabajabilidad** : Se conoce como el concreto fresco que muestra condiciones transitorias de plasticidad que le permiten ser moldeado a fin de darle su configuración definitiva.

**Durabilidad** : Cuando el concreto tiene una vida útil larga, se dice que es durable, sin embargo depende en gran medida de su resistencia, contracción, impermeabilidad y condición superficial del concreto

**Resistencia** : Generalmente esta palabra aplicada al concreto, se entiende como la capacidad de carga que soporta un elemento a la compresión, medida en Kg./cm<sup>2</sup>, sin embargo, existen otras resistencias que deben tomarse en cuenta; las que están en función de los esfuerzos adicionales que se aplican sobre este concreto como son : flexión, tensión, esfuerzo cortante y torsión.



#### 4.4.1.1 Agregados

La granulometría y forma de los agregados son factores que afectan la trabajabilidad del concreto, es por ello que en la elaboración del concreto para el revestimiento definitivo, se sugiere el empleo de gravas con tamaño máximo de 3/4".

Se procura evitar el empleo de agregados cuyas partículas presenten características planas o alargadas, sean naturales o trituradas por provocar una mala trabajabilidad, seleccionando fragmentos de roca sanos, densos y de preferencia de formas equidimensionales ya sean de tendencia esférica o cúbica que estén exentos de impurezas y contaminaciones.

Regularmente se recomienda efectuar pruebas para verificar el cumplimiento de los requisitos generales establecidos en las especificaciones, como siguen:

REQUISITOS DE LA ARENA	
TIPO DE MATERIAL	CONDICIONES
Materia orgánica Partículas arcillosas y friables Material más fino que la malla No. 200 (*)	Colorimetría menor a la unidad 3 % máximo En concreto sujeto a abrasión:  7% máximo. En concretos no sujetos a abrasión: ni pre o postensados: 11% máximo.
GRADUACION	
No. DE MALLA	% QUE PASA (ACUMULATIVO)
3/8"	100
4	95 - 100
8	80 - 100
16	50 - 85
30	25 - 50
50	10 - 30
100	2 - 16

(\*) Se aceptará la combinación de 2 o más arenas para lograr el por ciento especificado, siempre que su mezcla sea uniforme.

El módulo de finura quedará comprendido entre 2.3 y 3.1, sus características de absorción y densidad se obtendrán para efecto de dosificaciones y correcciones por humedad respectivamente.

REQUISITOS DE LA GRAVA	
TIPO DE MATERIAL	CONDICIONES
Partículas arcillosas y friables	3 % máximo
Partículas suaves	5% máximo
Material más fino que la malla No. 200	3% máximo
Sanidad en el sulfato de sodio	12% máximo.
Pérdida por abrasión Los Ángeles:	50% máximo

GRADUACION (TAMAÑOS MÁXIMOS)			
% ACUMULATIVOS QUE PASAN EN MALLA DE:	# 4 A 20 MM (3/4")	20 A 40 MM (3/4" A 1 1/2 ")	# 41 HASTA 25 MM (1")
2"	-	- 100	-
1 1/2"	-	90 - 100	- 100
1"	-100	29 - 55	95 - 100
3/4"	90 - 100	0 - 15	-
1/2"	-	-	25 - 60
3/8"	20 - 55	0 - 5	-
No. 4	0 - 10	-	0 - 10
No. 8	0 - 5	-	0 - 5

#### 4.4.1.2 Agua

Se emplea agua limpia, exenta de ácidos, sales, aceites y materia orgánica, vigilando continuamente que no proceda de alguna fuente que reciba desperdicios industriales.

Las cantidades de aniones, cationes, bióxido de carbono, oxígeno consumido en medio ácido, sólidos disueltos y valor de PH, se evaluarán por los métodos de prueba establecidos en las especificaciones correspondientes. Las cantidades máximas permisibles en partes por millón de los componentes mas nocivos se indican a continuación:

COMPONENTES NOCIVOS DEL AGUA	CANTIDADES MÁXIMAS
HCO <sub>3</sub> (Bicarbonatos) + CO <sub>3</sub>	600
SO <sub>4</sub> (Sulfatos)	1000
CL - (Cloruros)	600
CO <sub>2</sub> (Bióxido de carbono)	PH no menor de 6
Sólidos disueltos	200
PH	6 mínimo

#### 4.4.2 Procedimientos de Prueba y Frecuencia del muestreo

##### 4.4.2.1 Resistencia a la compresión

Siendo el concreto una mezcla de agregados con capacidad excelente para resistir cargas a compresión, se emplea en la construcción de diversos elementos estructurales como son: Presas, Cimientos, Columnas, Losas y Revestimiento de túneles.

Como ya se mencionó anteriormente, la resistencia se determina mediante cilindros de (6" x 12") 15.2 x 30.5 cm, elaborados con concreto fresco en la obra.

Por cada día de colado y tipo de concreto, se obtiene una muestra que consta de dos cilindros para su ensaye de resistencia a la edad final especificada, dicha muestra es representativa de 50 m<sup>3</sup> de concreto o fracción. Esta frecuencia es susceptible de modificarse por el procedimiento constructivo con el que se lleve a cabo la construcción de los túneles.

##### 4.4.2.2 Revenimiento

La prueba de revenimiento consiste en medir la fluidez o humedad del concreto, empleando para ello un cono truncado de lamina de 30 cm de altura, que al ser rellenado en tres capas de 10 cm con concreto debidamente confinado con una varilla punta de bala y levantado posteriormente provoca que se asiente o reviene. Este abatimiento medido en pulgadas o centímetros se conoce como revenimiento, debiendo realizarse un ensaye por cada 5 m<sup>3</sup> producidos o con la frecuencia que sea necesario en obra.

La porción de muestra que se toma para la elaboración de cilindros, revenimiento y peso volumétrico, se obtienen después de que haya descargado el transporte, cuando menos una quinta parte del volumen entregado; descartando para efectos de este muestreo la parte final del mismo.

#### 4.4.2.3 Tipos de prueba

El tipo de pruebas que le son practicadas a los agregados se mencionan a continuación:

- Densidad y absorción
- Partículas suaves
- Partículas menores que la malla No. 200
- Materia orgánica
- Sanidad en sulfato de sodio
- Granulometría
- Abrasión Los Ángeles

#### 4.4.2.4 Frecuencia del muestreo

a) **Agregados:** Se realizan muestreos periódicos de estos agregados con la siguiente frecuencia:

**Pruebas que se deben realizar por cada 1,000 m<sup>3</sup> :**

Densidad  
Absorción  
Partículas menores que la malla No. 200  
Materia orgánica (arena)  
Granulometría

**Pruebas que se debe realizar por cada 5,000 m<sup>3</sup> :**

- Partículas suaves**
- Sanidad en sulfato de sodio**
- Abrasión Los Angeles**

De común acuerdo ambas partes (Constructor-Supervisor), modifican esta frecuencia con base en las características que presentan los agregados.

**b) Agua:** Cuando la Residencia de la Obra o la Supervisión tenga dudas con respecto a la calidad del agua, se correrán ensayos paralelos en cubos de mortero elaborado con esta agua y con agua destilada; los resultados serán aceptables si la resistencia a las edades de 7 y 28 días de los primeros son iguales o mayores al 80% de la alcanzada en el segundo caso.

**c) Cemento:** Se determinan sus características físicas y químicas con base a lo indicado en las especificaciones correspondientes y de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas, regularmente se realizan este tipo de pruebas para cada 3,000 kg de cemento suministrado en la obra.

**d) Aditivos:** Se admite el uso de aditivos retardantes o acelerantes o de otro tipo, siempre que previamente se efectúen las pruebas necesarias y que se corrobore que el producto satisfaga las especificaciones correspondientes.

**4.4.3 Almacenamiento y uso**

**a) Cemento:** Es necesario disponer de almacenes para cemento en la obra, con capacidad suficiente para satisfacer el consumo máximo requerido, basados en el programa de obra previsto.

En caso de emplear cemento a granel, su almacenamiento requiere de silos herméticos e impermeables, con dispositivos convenientes para cargarlo sin que el cemento se disperse o contamine y con facilidades adecuadas para permitir su descarga uniforme sin que se produzcan almacenamientos muertos.

Estos silos deberán disponer de medios que permitan muestrear e inspeccionar el cemento en su interior, procurándole limpieza una vez vaciado por lo menos cada seis meses.

El cemento envasado en sacos se almacena en bodegas, previstas de ventilación para permitir su aireamiento por la disipación de temperatura y de bases de madera separadas del firme para estibarlos.

Por normatividad debe vigilarse que el cemento almacenado durante más de tres semanas ya sea en sacos o en silos, no se utilice para fabricar concreto a menos que vuelva a ser ensayado y se demuestre que cumple con los requisitos de calidad establecidos.

También es importante prohibir el uso en un mismo colado de dos marcas o tipos de cemento diferentes, no omitiendo que bajo ciertas circunstancias podrá permitirse colar diferentes secciones de una misma estructura con cemento de distintas marcas, pero que sean de un mismo tipo.

**b) Agregados:** Serán almacenados sobre un piso de concreto pobre ó cualquier otro material que evite su contaminación con el terreno natural, procurando las pendientes necesarias para que se drene el agua que lleguen a contener.

Es necesario disponer de las instalaciones y espacios necesarios para cada tamaño de agregados de tal forma que se impida la contaminación entre ellos, así como la degradación de sus características por camiones transportistas circulen sobre los almacenes.

**c) Aditivos:** Se almacena en bodegas adecuadas para conservarlos bien protegidos, seleccionando los lotes de aditivos diferentes a manera de evitar confusiones durante su utilización.

Los aditivos que permanezcan almacenados en la obra durante más de seis meses, son susceptibles de rechazo, motivo por el cual previo a su empleo deberán realizarse pruebas de verificación para comprobar que no han variado sus propiedades.

Todos los aditivos deberán utilizarse de manera que sus defectos queden comprendidos dentro de los límites especificados en las normas que les corresponden.

#### **4.4.4 Transporte y colocación**

##### **4.4.4.1 Recomendaciones previas**

El transporte de las mezclas al frente del colado se realiza principalmente por bombeo; ya que en el acarreo intermedio de la planta premezcladora al sitio de descarga, se utilizan mezcladoras de tránsito mejor conocidas como ollas revoledoras, estas se emplean por su versatilidad en colados de elementos superficiales, como son: guarniciones, zapatas, banquetas y plantillas.

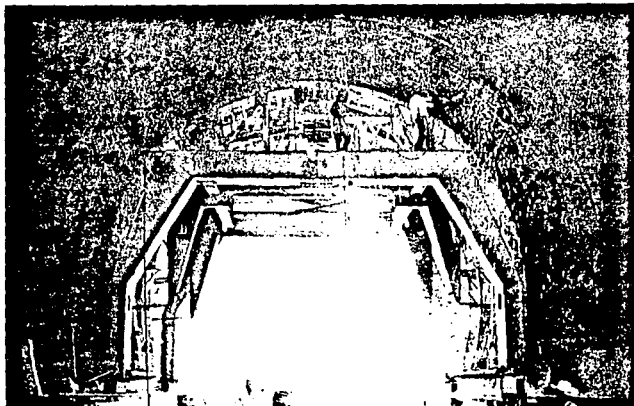
Para evitar la clasificación de los materiales, se vigila constantemente que las caídas libres de las mezclas de concreto no excedan alturas mayores a 1.20 metros, durante su descarga debe efectuarse lo más cerca de su posición final, evitando con esto su traspaleo y uso del vibrador para transportarlo.

El equipo utilizado en la transportación y mezclado, es lavado con la frecuencia necesaria para evitar la producción de grumos o contaminaciones del concreto ya fraguado.

Previo a su colocación es necesario verificar que el elemento a colar, se encuentre debidamente cimbrado, troquelado, encofrado y limpio, la comprobación estas actividades tendrá verificativo con 90 minutos de anticipación, siendo motivo de rechazo del concreto cuando el tiempo de salida en planta y hasta su colocación final, haya rebasado los 45 minutos de tolerancia especificados.

La colocación del concreto a la cimbra metálica monolítica sección circular del tipo deslizante, se realizará por bombeo mediante una tubería lisa cédula 40 de 6" de diámetro a través de las ventanas laterales y superiores de la cimbra (Ver fotografía 4.1), rechazando el cañoneo del concreto.

## TUNELES AGUA DE OBISPO



**FOTOGRAFIA 4.1**

**"PORTAL CHILPANCINGO" VISTA FRONTAL EN EL INTERIOR DEL TUNEL (CUERPO DERECHO)  
SE PUEDEN APRECIAR LOS TRABAJOS DE ADAPTACION DE LA CIMBRA METALICA PARA  
PROCEDER CON EL COLADO DEL PRIMER MODULO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO**



#### **4.4.4.2 Cimbra**

Las cimbras metálicas monolíticas de sección circular, se diseñaron para evitar al máximo la pérdida de mortero y su troquelamiento para mantenerlas rígidas en su posición de proyecto, durante el desarrollo del colado y hasta que el concreto haya endurecido, para que posteriormente puedan ser removidas ó desplazadas sin causar daño al concreto (Ver plano 4.2).

Previamente a la colocación de las cimbras, se revisa que estén limpias de cualquier acumulación de mortero o lechada de colados anteriores y se cubren con un desmoldante que prevenga efectivamente la absorción de la humedad del concreto y la adherencia de la cimbra al concreto; su superficie interna es compatible con la calidad del acabado especificado para los concretos.

Con objeto de evitar problemas durante el descimbrado, de común acuerdo (Constructor-Supervisor), verifican que ha transcurrido el tiempo necesario para que el concreto haya alcanzado el 60% de la resistencia especificada.

Se considera importante verificar previamente al colado de cualquier módulo o elemento, la cantidad en volumen de los agregados, personal disponible, maquinaria y equipo de repuesto, para evitar juntas frías perjudiciales.

#### **4.4.4.3 Juntas**

Las superficies de las juntas de construcción (o de colado) deberán tratarse de manera que los agregados queden expuestos por lo menos 4 mm. de proyección para recibir el siguiente colado.

Para proceder a la ejecución del siguiente colado, la junta de construcción deberá estar limpia, libre de basura o materiales sueltos y el concreto húmedo, evitando acumulamiento de agua (charcos).



Por diseño en las juntas transversales de construcción a cada 6 metros, se coloca una junta de PVC de bulto hueco y 30 cm. de ancho a todo lo largo de la junta de construcción.

#### 4.4.5 Inspecciones

En coordinación ambas partes (Constructor-Supervisor), dispondrán de personal que inspeccione el proceso de producción, transporte, colocación y curado del concreto en las siguientes etapas:

- a) Inspecciones previas al colado: cimbra, materiales, incluyendo acero de refuerzo, transporte y colocación del concreto, elementos ahogados, juntas de construcción, juntas de contracción, equipo y personal, preparativos contra lluvias y de iluminación para colados nocturnos.
- b) Inspecciones durante el colado: En la planta de dosificadora, en el transporte del concreto, en el sitio del colado (vibrado y colocación) y de seguridad.
- c) Inspecciones posteriores al colado: Junta de construcción, juntas de contracción, remoción de cimbras, curado del concreto, acabados, líneas, niveles y dimensiones del concreto endurecido, defectos de construcción menores y mayores, reparaciones, etc..

##### 4.4.5.1 Curado

Es recomendable que las áreas de las estructuras coladas que no estén cubiertas por cimbras, se mantengan constantemente húmedas durante un mínimo de 7 días consecutivos.

La aplicación de curacreto rojo utilizando bomba, sustituye la actividad antes mencionadas y se deja a criterio del constructor, procurando la lleve a cabo cuatro horas después de haber terminado el colado.

#### 4.4.5.2 Resistencias insuficientes

Cuando los resultados de resistencia en cilindros estén fuera de las tolerancias permitidas, podrán hacerse verificaciones adicionales; estas se tomarán de las zonas en duda a razón de tres corazones por cada 40 m<sup>3</sup> colados o fracción.

El ensaye de las muestras se hará tomando en cuenta las condiciones de exposición del concreto en la estructura como sigue:

Si las condiciones de servicio son normales, los corazones extraídos se mantendrán 7 días en ambiente del laboratorio, a una temperatura comprendida entre 15 y 30 grados centígrados, con humedad relativa del 80%, posteriormente se ensayarán secas.

Si el concreto afectado va a quedar expuesto a condiciones de humedad permanente (como en cimentaciones bajo el nivel del terreno) los corazones extraídos se sumergirán en agua y se ensayarán húmedos a las 48 hrs.

El concreto representado por los corazones es aceptable, si el promedio de las tres muestras es igual o mayor al 80% de  $f_c$  y ningún valor individual es mayor al 70% de  $f_c$ .

Se aceptará una segunda extracción de corazones para corroborar las zonas dudosas, las tres muestras que se obtengan se extraerán de las zonas en donde se registran los valores más bajos.

De confirmarse que con los resultados de la segunda serie de corazones del concreto muestreado no se satisfacen los criterios de aceptación antes señalados, el concreto de la estructura será rechazado, comunicándolo al proyectista para que indique la solución que corresponda.

#### **4.4.5.3 Reparación del concreto**

Durante la construcción, a pesar de venir inspeccionando la condición de los concretos son detectadas algunas fallas que son objetables, entre otras se pueden citar: concretos cacarizos, escurrimientos de lechada o mortero, desalineamiento y botaduras, agrietamientos antes de 48 horas de edad del concreto, variación notable de color sobre la superficie, desperfectos ocasionados al retirar las cimbras, daños causados al concreto bajo condiciones de servicio, etc..

El procedimiento de reparación del concreto depende del tipo de daño y el Supervisor ordena su reparación inmediata, siempre y cuando sean fallas de consecuencia.

Después de remover las cimbras utilizadas para colados, la superficie definitiva del concreto debe quedar libre de alambres y varillas. En caso de que dejen agujeros auxiliares para apoyo de cimbra deberán ser rellenados a la brevedad posible, con mortero de cemento-arena fina.

#### **4.4.5.4 Líneas "A" y "B"**

Para fines de cuantificación de los volúmenes reales colocados se tomarán las líneas indicadas en el proyecto ejecutivo.

Es decir, para los concretos en contacto con excavaciones satisfactoriamente colocados, entre la línea "A" (línea de proyecto) y la línea "B", se estimará su volumen tomando ésta como línea de pago.

Si la línea "B" no aparece en los planos, se considerará como la que quede localizada a 20 cm. del paramento de la línea "A".

#### **4.4.5.4 Caídos de excavación**

Durante la ejecución de las excavaciones subterráneas, acontecen "caídos" por causas geológicas que se consideran no imputables al constructor, estas oquedades indudablemente deben ser rellenadas con concreto, para evitar inestabilidad en el macizo rocoso, sin embargo; es necesario discernirlas de aquellas que son causadas por el constructor, como son: barrenación desalineada, exceso de explosivos, cambio de procedimiento constructivo inoportuno, etc..

Estos "caídos" reciben el nombre de sobrexavaciones, su cuantificación se lleva a cabo con el método de "girasol" expuesto en el capítulo 3 y de común acuerdo (Constructor -Supervisor), asientan en el diario de la obra las zonas en que ocurren y sus motivos correspondientes.

#### **4.4.6.0 Acero de refuerzo**

Los requisitos de calidad del acero utilizado como refuerzo en el revestimiento definitivo y para las anclas de fricción, así como los procedimientos para su habilitado y colocación, se basarán en los planos ejecutivos y especificaciones correspondientes.

##### **4.4.6.1 Suministro**

La Contratista adquirirá y suministrará todo el acero de refuerzo en el sitio de la obra en barras corrugadas de 9 a 12 m. de largo en los diámetros requeridos por el proyecto. La propia Contratista será responsable del manejo, almacenamiento y utilización del acero de refuerzo en la obra y proveerá el acero preferentemente de una sola fábrica, pero eventualmente, por causas ajenas a su control, podrá adquirirlo en dos o más fábricas para completar el suministro.

##### **4.4.6.2 Características del acero**

Las características del acero de refuerzo empleado en: zapatas, guarniciones, muros y clave de los túneles se puede observar en el plano 3.6.

El acero de refuerzo será de grado estructural y tendrá un esfuerzo de fluencia nominal ( $f_y$ ) de 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.

#### **4.4.6.3 Verificación de calidad**

Los lotes de varilla empleados en la obra, se muestrean y se ensayan para certificar sus características, dicho material antes de ser empleado se registró en el diario de la obra, con objeto de ser localizada su ubicación en caso de acusar deficiencias.

Inmediatamente después de conocer los resultados, si el material ensayado no cumple con las características y requisitos de calidad establecidos, se hace del conocimiento del constructor para que proceda a separar el lote afectado hasta nuevo aviso.

En el caso de que el acero almacenado en obra haya sufrido cambios en sus características, es necesario hacerse nuevas pruebas de laboratorio y en su caso limpiarlo con cepillos de alambre para eliminar el óxido acumulado.

#### **4.4.6.4 Colocación del acero de refuerzo**

En el plano 3.6 se indican las características del acero de refuerzo, su doblado, cortado y colocado, estas dependen del constructor con su respectivo apego a las especificaciones y supervisión.

Previo a la colocación del concreto, todo el acero de refuerzo estará libre de escamas sueltas de óxido y/o de laminación y libre de aceite, polvo, grasa u otro recubrimiento que puede destruir o reducir la adherencia con el concreto.

El acero de refuerzo regularmente se asegura en su lugar por medio de siletas de metal o concreto, espaciadores o barras aprobadas por el Supervisor, estos fijadores serán de resistencia suficiente para mantener el acero de refuerzo en su lugar durante toda la operación de colocación del concreto.

## 4.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

### 4.5.1 Procedimiento de construcción del revestimiento definitivo.

#### 4.5.1.1 Zapata, banquetas, guarniciones y primer tramo de muro

Antes de iniciar la colocación del acero de refuerzo, se coloca una plantilla de concreto  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  de 15 cm. de espesor y 1.70 metros de ancho en la zona de las zapatas, para garantizar una superficie de apoyo correcta.

Estos elementos constan de dos piezas, construidas en forma monolítica (un solo colado), la zapata tiene 1.50 metros de ancho y 40 cm de espesor y el primer tramo de muro (incluye: la banqueta, guarniciones y la llave de cortante), una altura total de 1.55 metros.

Sobre este muro se dejan preparados los anclajes hembras (Shebolts) que sirven de soporte a la cimbra metálica deslizante.

El concreto de estos elementos se diseñó para una resistencia  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y empleando agregados tamaño máximo de  $3/4"$ . El revenimiento observado fue de 14 cm y el acero de refuerzo utilizado registro una resistencia  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . El descimbrado del muro y zapata se efectuó a las 24 horas de haberse colado, procediendo enseguida con la aplicación de la membrana de curado.



Tanto los colectores de PVC que bajan el agua de los drenes radiales perforados en roca, como los tubos de drenaje longitudinal de 60 cm de diámetro con sus registros, quedarán ahogados en el revestimiento, pavimento y en las banquetas por lo que deben hacerse las uniones de los mismos previamente durante el habilitado del armado y deben soportarse firmemente para que el impacto del concreto no desacomple las uniones, dando origen a filtraciones indeseables y humedecimiento de paredes.

De igual forma se verifica que la colocación de la junta elástica de bulbo central hueco, se encuentre a la mitad del espesor del muro por colar, con objeto de garantizar su adecuado funcionamiento.

#### **4.5.1.2 Revestimiento definitivo**

Este revestimiento está constituido por concreto hidráulico reforzado, colocado con cimbra metálica deslizante, la cual se apoyará contra un marco metálico transportador. La sección inferior queda sujeta a las tuercas ancladas (shebolts) en el primer tramo de muro colocado previamente rigidizando esta sección por medio de troqueles transversales.

Al final de cada tramo de revestimiento por colar, se complementa la junta elástica de bulbo central hueco, de 30 cm de ancho colocándola perimetralmente para que cumpla su función de retención-dilatación.

El colado se lleva a cabo empleando bombas de pistón, que permiten la colocación del concreto a través de las ventanas previamente establecidas en la cimbra metálica, evitando la segregación por caída del concreto mediante el uso de mangueras en el tramo de descarga, de manera que la caída libre no sea mayor de 75 cm.

En sustitución de los vibradores de contacto que se habían sugerido en lugares específicos de la cimbra y por las experiencias vividas en el revestimiento del túnel Tierra Colorada, fueron empleados este tipo de vibradores y los de inmersión de 1 ½" de diámetro en las zonas con problemas de vibrado, es decir en los muros se emplearon estos últimos y en la clave los de contacto.

Prevía revisión de la evolución del concreto colocado, su descimbrado se realizó 24 horas después de haberse terminado el colado, procediendo de inmediato con la limpieza de la cimbra y la aplicación de una película de aceite-diesel para evitar la adherencia del concreto.

Las maniobras se hacen repetitivas hasta el momento de los túneles falsos, lugar en el que se dejan los preparativos de acero de refuerzo para la construcción de las placas de remate o emportalamiento, construidas por razones de estética.

Debe considerarse que después de los colados, se realizará el tratamiento de concreto-roca y por lo tanto se revisa que durante la colocación del armado se instalen tubos guía de PVC de 2" de diámetro en los sitios donde se perforarán los barrenos cortos para inyección. Estos tubos guía se sujetan al armado, en sitios que eviten el que durante la perforación de los barrenos se dañe a los colectores de PVC de los drenes radiales.

#### **4.5.1.3 Inyección de contacto concreto-roca**

El propósito de este tratamiento es el de rellenar los espacios vacíos que hayan quedado en la clave después de los colados, y garantizar un trabajo continuo del revestimiento, evitando así el aflojamiento de la masa rocosa.

Los barrenos para la inyección de contacto en la clave tienen 2 ¼" de diámetro, se realizan con perforadora de percusión en secciones transversales denominadas "Pares" e "Impares" con separación de 4 metros entre secciones, su profundidad es de 20 cm. en roca, de tal forma que se perforará la sección de concreto reforzado del revestimiento definitivo y la capa de concreto lanzado, hasta alcanzar la roca.

Las secciones llamadas "impares" constan de tres barrenos para inyección perforados en la sección media superior del túnel y 2 barrenos intermedios para la colocación de boquillas de alivio. Las secciones "pares" constan de 2 barrenos para inyección perforados también en la clave del túnel y un barreno intermedio para colocación de la boquilla de alivio.

La figura 4.3, muestra la posición de los barrenos en ambos tipos de sección.

Previo a la inyección se efectúa un energético lavado de los barrenos con chiflón de agua a presión, para remover los residuos de la perforación. En caso de que exista comunicación entre barrenos durante la inyección, deberán reperforsarse aquellos barrenos que hayan sido cementados (excepto los de alivio) de tal manera de utilizarlos para continuar el proceso de relleno.

La inyección de contacto se realiza en dos etapas; iniciando en las secciones "impar" con los barrenos 1 y 2 inyectados simultáneamente mediante el uso de un "múltiple" y terminando con el barreno 3 localizado en la cima de la clave.

La segunda etapa se localiza en las secciones "par" inyectando los barrenos 1 y 2 también en forma simultánea; esta segunda etapa se realizará después de siete horas de haberse efectuado la inyección de primera etapa. La presión de inyección no deberá sobrepasar en ningún caso el valor de 0.5 Kg/cm<sup>2</sup> (medidos en la boquilla de inyección).

El volumen máximo por inyectar en cada barreno será de 0.8 m<sup>3</sup> y se considerarán sellados cuando presenten cualquiera de las siguientes condiciones:

- a) Cuando se haya inyectado en sección "impar" un volumen total de 2.5 m<sup>3</sup> o de 1.7 en sección "par".

# TUNELES AGUA DE OBISPO

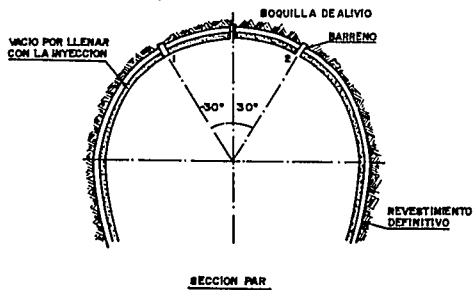
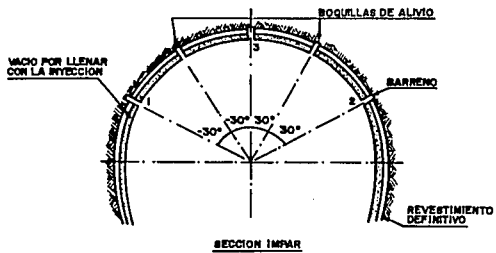


FIGURA 4.3 SECCIONES PARES E IMPARES DE INYECCION DE CONTACTO

- b) Cuando no exista consumo de la mezcla de inyección a 0.5 Kg/cm<sup>2</sup> de presión en un lapso de 2 minutos.

Para llevar a cabo las inyecciones de contacto, se utilizaron bombas de flujo continuo (tipo Moyno) colocando en la boca del barreno, retorno, válvula de alivio y manómetro de 2 Kg/cm<sup>2</sup> de capacidad.

#### **4.5.2.0 Problemas y soluciones**

Durante el desarrollo del revestimiento definitivo, fue necesario resolver el problema en tiempo que se tenía para concluir el tramo: Chilpancingo - Tierra Colorada, uno de los cuellos de botella para dar cumplimiento a este compromiso era precisamente el túnel Agua de Obispo.

Como la cimbra empleada en la construcción del túnel tierra colorada, no sería suficiente para terminar el revestimiento de los túneles en el tiempo señalado, fue necesario solicitar una cimbra adicional con características similares a la anterior pero con el doble de su longitud.

Con esta solución se lograron acortar los tiempos de ejecución de los túneles derecho e izquierdo.

Otro de los problemas que se presentaron, es la zona de peines o zonas con falta de excavación, la rapidez con la cual se venía habilitando y colocando el acero de refuerzo, permitió observar estas salientes, siendo necesario desvastar o peinar la roca incluyendo el concreto lanzado para dejar el paso libre de la cimbra metálica al momento de su colocación para el siguiente colado.

Por último se detectaron filtraciones en diferentes zonas del revestimiento definitivo, ocasionadas por el cambio constante de los niveles freáticos y sus características de flujo, ya que al ser realizada la excavación subterránea fueron interrumpidos y derivados a los drenes de alivio.

No obstante este problema, es común en todos los túneles, aunque ocasionalmente se han resuelto mediante tratamientos de ranurado y aplicación de productos químicos con los que se evitan estas filtraciones, también se sabe que no cumplen satisfactoriamente con su cometido. Razón por la cual en zonas con altos índices de niveles freáticos, debe buscarse una solución que responda a las necesidades de la obra.

# **CAPITULO 5**

**PAVIMENTO  
E  
ILUMINACION**

## CAPITULO 5.

### PAVIMENTO E ILUMINACION.-

#### 5.1 PAVIMENTACION EN TUNELES

Las estructuras de pavimento diseñadas para los túneles carreteros, están basadas en criterios de funcionalidad y durabilidad, tratando de simplificar su construcción para hacerlas más eficientes durante su operación y reducir con esto su mantenimiento a largo plazo.

##### 5.1.1 Opciones analizadas

Bajo el razonamiento de estos criterios se anula de primera instancia el empleo de pavimento flexible, anteponiendo su mantenimiento como restricción definitiva y decidiendo analizar opciones que satisfacen dichas exigencias:

**1a. Opción.-** Pavimento de concreto armado, por sus características de resistencia estructural y debido a que la longitud de los túneles es relativamente corta.

**2a. Opción.-** Pavimento de concreto rodillado, por su posibilidad de ser colocado rápidamente en grandes volúmenes, sin empleo de equipo costoso o mano de obra especializada, su resistencia a derrames de petróleo, su escurrimiento plástico insignificante y su alta resistencia final.

De las dos opciones anteriores se eligió a manera de propuesta la segunda, por tomar en cuenta que este tipo de pavimento se pretendía emplear en un tramo largo de la autopista.



### 5.1.1.1 Tipo de pavimento

Su estudio fue realizado concluyendo con la propuesta del uso de pavimento rígido de concreto rodillado con resistencia  $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ , de 25 cm de espesor, con sub-base hidráulica de material granular compactado al 100% del PVSM (Peso Volumétrico Seco Máximo) con espesor mínimo de 20 cm y superficie de rodamiento a base de carpeta de concreto asfáltico de 5 cm de espesor.

### 5.1.1.2 Dimensionamiento del pavimento

Las cargas de diseño utilizadas en el dimensionamiento del pavimento rígido son las cargas máximas legales por eje que se indican a continuación:

TIPO DE EJE Y RUEDA	CAP. EN TON.
Eje sencillo, rueda sencilla	5.5
Eje sencillo, rueda doble	10.5
Eje tandem, rueda doble	18.0
Eje triple, rueda doble	27.0

Para dimensionar el espesor del pavimento rígido se utilizaron los nomogramas de la Asociación de Cemento Portland (PCA) de los E.U.A., en función de la carga con un coeficiente de impacto de 20%, el módulo de reacción de la sub-base corregida por flexión de la placa según criterio de la PCA y los esfuerzos de tensión bajo flexión (módulo de ruptura) que se generan para un espesor supuesto de losa.

Los espesores resultantes para los casos mas desfavorables resultaron entre 19.1 y 24 cm, concluyendo entonces que el espesor del pavimento rígido de concreto rodillado debe ser de 25 cm, con resistencia  $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de ruptura  $MR = 42 \text{ kg/cm}^2$ , con revenimiento cero y tamaño máximo de agregados de 1" pulgada.

## 5.2 SUB-BASE

La sub-base se ejecutó con calidad de base para pavimento flexible, utilizando material granular, cuya granulometría se encuentra comprendida dentro de la zona 1 de la curva granulométrica mostrada en la figura 5.1, buscando preferentemente estuviera ubicada de la mitad de esta zona hacia la zona 2 y con una forma similar a la de las líneas fronteras sin cambios bruscos de curvatura.

Se vigiló con regular frecuencia que la relación en peso del material que pasa la malla No. 200 con respecto al que pasa la malla No. 40 no fuera mayor de 0.165, también que el tamaño máximo del agregado no rebasara de 51 mm, cuidando además las siguientes características:

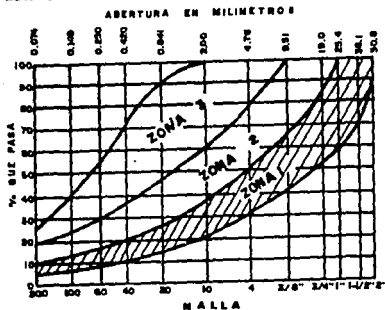
- \* Que el límite líquido fuera de 30% como máximo
- \* La contracción lineal 4.5 %, máximo.
- \* Valor cementante para materiales angulosos, 3.5 Kg/cm<sup>2</sup>, mínimo.
- \* Valor cementante para materiales redondeados y lisos, 5.5 Kg/cm<sup>2</sup>, mínimo.

El espesor de la base en algunas zonas alcanzó hasta de 1.10 metros y se colocó en capas con espesor suelto de 25 cm, utilizando para su compactación rodillo liso vibratorio de 7.5 toneladas de peso estático, proporcionando el número de pasadas suficiente para cumplir con el grado de compactación del 100% (ver figura 5.2).

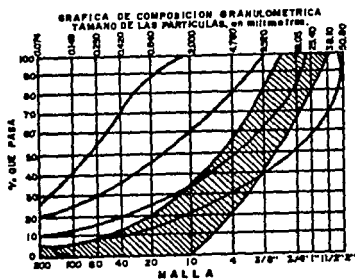
El drenaje interior se diseñó con la finalidad de captar los flujos internos del macizo rocoso canalizados mediante los drenes y sus posibles ascensiones capilares, tendientes a saturar la estructura del pavimento, mediante un tubo de concreto de 60 cm de diámetro, dispuesto a manera de subdren longitudinal en cada uno de los túneles.

# TUNELES AGUA DE OBISPO

## ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS



(a)



(b)

NOTA: La granulometría del material de filtro deberá estar en la zona sombreada de la grafica b. Este material deberá cumplir además con LL  $\leq$  25% ; IP  $\leq$  6%.

FIGURA 5.1 ZONAS GRANULOMETRICAS ESPECIFICADAS PARA:  
(a) SUB-BASE Y (b) FILTRO DE SUBDREN

## TUNELES AGUA DE OBISPO

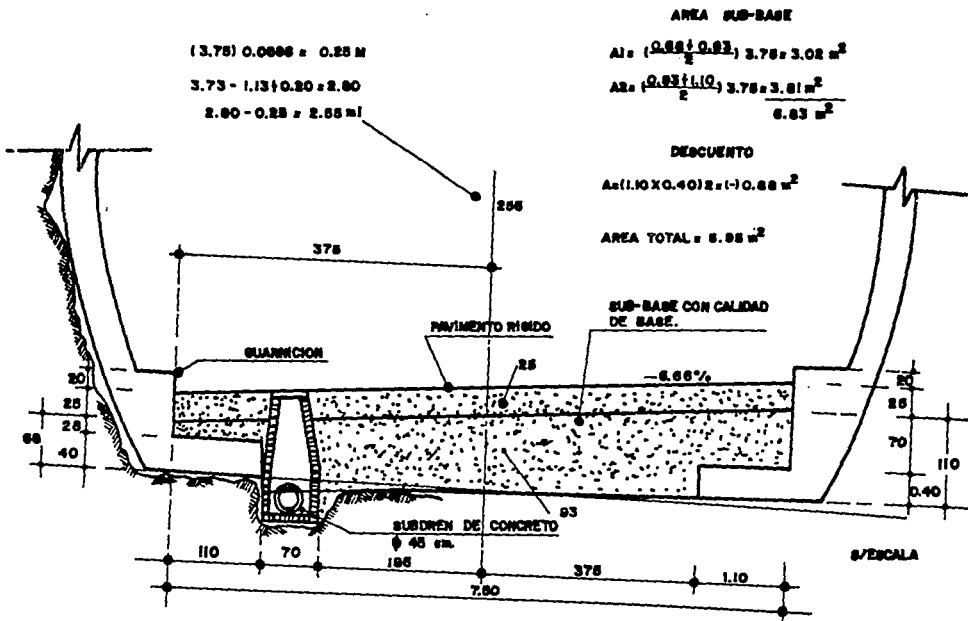


FIGURA 5.2 SECCION TRANSVERSAL EN CURVA (ESPESOR DE SUB-BASE)

### 5.3 LOSA DE RODAMIENTO

Con la anulación del proyecto del tramo carretero para la autopista, a base de concreto rodillado (CCR), fue necesario retomar la primera opción planteada, es decir a base de pavimento reforzado, lo cual se facilitaba por contar con las instalaciones necesarias en el sitio de la obra.

Este pavimento con refuerzo continuo, se caracteriza por interrumpir el acero de refuerzo en los extremos de los túneles, el ancho del carril construido es de 3.75 metros, considerando una junta longitudinal del tipo machihembrado para el carril faltante.

La idea básica del empleo de acero, parte del agrietamiento que sufre el concreto bajo condiciones de dilatación y carga dinámica, su función específica consiste en distribuir los esfuerzos de contracción de tal manera que se generen grietas muy finas en sustitución de unas cuantas grandes.

#### 5.3.1 Agregados

Los agregados fueron producidos en planta trituradora, teniendo las gravas empleadas un tamaño máximo de  $3/4"$  y las arenas de  $1/4"$  a menores.

En la selección de partículas se vigiló que predominaran aquellas cuyas características fueran sanas, duras con densidad mayor o igual 2.4, una resistencia a la abrasión (Prueba de los Angeles) del 40% y sanidad en intemperismo acelerado mayor o igual a 12%.

### 5.3.2 Resistencia

La resistencia de este concreto será  $f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$  con una resistencia mínima de módulo de ruptura  $MR = 3.6 \text{ Kg/cm}^2$ .

## 5.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

### 5.4.1 Subdren

El subdren es un elemento de drenaje subterráneo cuya función es captar, coleccionar y desalojar el agua de un pavimento de acuerdo con las características del proyecto, consiste en un tubo de concreto hidráulico simple de 60 cm de diámetro, con perforaciones en su porción inferior, es cubierto con un material filtrante compuesto de arenas y gravas limpias, sanas y resistentes, con la granulometría mostrada en la zona sombreada de la gráfica de la figura 5.1.

Previamente a la colocación de los tubos en la zanja, se colocará en el fondo una plantilla con el material recomendado, dándole un apisonado hasta obtener una superficie resistente y uniforme, verificando al mismo tiempo, que la pendiente longitudinal del tubo colector sea la misma que la de la rasante del pavimento del túnel y que los pozos de visita para mantenimiento se hallan concluido previamente.

Inmediatamente después, se procede con el acarreo y tiro del material para la sub-base con características de base, compactándolo de acuerdo a lo indicado en el inciso correspondiente a la sub-base.

#### **5.4.2 Pavimento de refuerzo continuo**

Una vez terminada la sub-base, se humedece esperando un tiempo razonable para iniciar la colocación del acero de refuerzo, consistente en varillas longitudinales de 5/8" de diámetro, separadas a 22 cm y transversales de 1/2" de diámetro con separación de 90 cm, el emparrillado se apoya sobre silletas de acero para lograr el recubrimiento indicado en el proyecto (ver figura 5.3).

Los moldes empleados, fueron contruidos de madera dispuestos con un machihembrado para la junta de construcción, que sirve para minimizar el agrietamiento provocado por las dilataciones del concreto y sus condiciones de trabajo.

La separación entre la guaración y el primer carril a construir es de 3.75 metros, la superficie del piso se limpiará de desperdicios de grasa, madera, papel, varilla, etc.

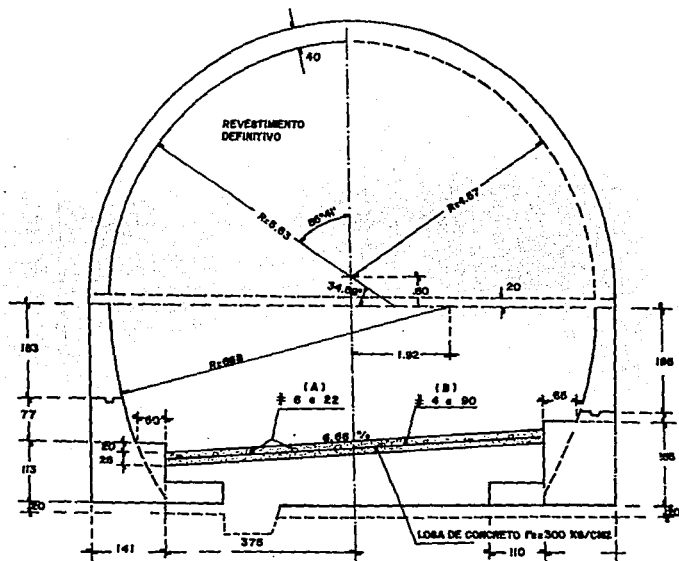
La colocación de la mezcla se realiza en una sola capa de 25 cm. de espesor, procurando que no se produzca segregación de la mezcla y vigilando que el vibrado del concreto sea uniforme.

Posteriormente se realiza un escobillado sobre la superficie del concreto, para darle un acabado rugoso y con ello mejorar la tracción del tránsito.

#### **5.4.3 Banquetas y guarniciones**

La solución propuesta para estas obras complementarias se muestra en la sección transversal de la figura 5.3, la adaptación de la geometría de estos túneles a la sección de los túneles Tierra Colorada, obligó al diseño de banquetas y guarniciones masivas integradas al revestimiento definitivo. Estas obras consisten en losas (banquetas) y muretes (guarniciones) de concreto reforzado, que construidas a lo largo de los túneles acotan lateralmente al pavimento.

# TUNELES AGUA DE OBISPO



## SECCION TUNEL

FIGURA No. 5.3 PAVIMENTO DE REFUERZO CONTINUO



#### 5.4.4 Problemas y soluciones

La cancelación del tramo carretero con pavimento a base de concreto rodillado (CCR), obligó a tomar la alternativa número uno como solución al problema de la pavimentación de los túneles, las ventajas redundaron en no elevar su costo de construcción, por requerir de el equipo y personal solo para un pequeño tramo de pavimentación.

El tener en obra los elementos suficientes para construir el pavimento de refuerzo continuo, ayudó en el cumplimiento del programa de entrega de la obra.

### 5.5 ILUMINACION

La iluminación en el caso de los túneles de carreteras es un problema que exige una atención particular y en todos los casos hay que prever en cada acceso la transición entre la iluminación artificial en el interior del túnel y la luz solar exterior, naturalmente para ello se emplea la luz eléctrica.

#### 5.5.1 Niveles de iluminación

El ojo humano es un instrumento muy adaptable a los niveles luminosos, ya que con pequeños esfuerzos se puede leer un periódico a la luz de la luna y con cierta molestia se puede leer el mismo periódico a plena luz del sol. La luz de la luna proveería solamente 1/100 de pies - candela sobre la página, mientras que un sol de verano podría proveer 10,000 pies - candela. Esta es una variación de un millón a uno el nivel de la iluminación, sin embargo no es aconsejable tratar de ver en condiciones críticas sobre una gama tan amplia de iluminación.

En un día soleado a pocas personas les gustaría leer un libro con una iluminación de 10,000 pies-candela sobre la página, pero podrían leerlo cómodamente a la sombra de un árbol, donde el nivel de iluminación sería aproximadamente 500 pies - candela.

En aplicaciones de la iluminación es necesario considerar no sólo la cantidad de luz requerida sino también su calidad. Dos requisitos para obtener buena calidad de iluminación del deslumbramiento y la presencia de un adecuado agrado de contraste dentro de la tarea que se realiza.

### NIVELES DE ILUMINACION PARA TUNELES

(Datos obtenidos del I.E.S, Illuminating Engineering Society)

VALOR	(FOOT-CANDLE)	LUXES
Mínimo	3	30
Medio	10	100
Máximo	15	150
Luna	1	10
Sol	10,000	100,000

#### 5.5.2 Parámetros de diseño.

El objeto básico de la iluminación de túneles es el de adecuar una visibilidad confortable tanto de día como de noche, algunos de los parámetros de diseño en la iluminación de túneles son:

- a) Minimizar el "efecto de hoyo negro" a la entrada del túnel.
- b) Conseguir un nivel de iluminación adecuado en las zonas de entrada de transición central y transición de salida del túnel.
- c) La localización y alineación de las fuentes de iluminación.
- d) Evitar los deslumbramientos.
- e) Evitar el efecto de parpadeo.

- f) Adecuar la reflectancia en el revestimiento del túnel (acabados).
- g) Señalamiento propio y señales luminosas.
- h) Color agradable en contraste con el revestimiento del túnel.

### 5.5.3 Selección de luminarias

Es preciso que las lámparas para iluminación de túneles se caractericen por su Alta eficacia y larga vida, además en términos generales deben ser:

- 1) Robustas con un riesgo mínimo de daño, tanto por el tráfico como por la limpieza.
- 2) A prueba de agua y resistentes a los materiales de limpieza y gases producto de la combustión de los motores de los vehículos que circulan por el interior.
- 3) De fácil acceso y mantenimiento.
- 4) En áreas riesgosas (túneles de minas) las luminarias deben ser a prueba de explosión de acuerdo a la clasificación de áreas.

**Definiciones:**

**Flujo luminoso:** Es la luz que emite una fuente luminosa y se mide en lúmenes.

**Lumen** : Es la cantidad de flujo luminoso que incide sobre una superficie.

**Lux** : Es la cantidad de lúmenes por metro cuadrado.

**Pie - candela** : Es la cantidad de iluminación en un punto dado, equivalente a 10.76 luxes.

**Candela** : Es la intensidad luminosa de una vela de cera corriente que arde bajo ciertas condiciones determinadas.

**Luminancia** : Intensidad luminosa de una superficie en una dirección dada por la unidad de área proyectada por la misma (brillo), su unidad es la candela por metro cuadrado.

#### **5.5.4 Iluminación diurna**

##### **5.5.4.1 Zona de entrada o umbral**

El conductor que se acerca a la entrada de un túnel durante el día, ha de adaptar sus ojos del alto nivel de iluminación que prevalece en el exterior, a la iluminación del interior, por consiguiente; si el túnel es largo y el nivel de iluminación dentro de él es mucho más bajo que el de fuera, el túnel se presenta como un agujero negro, por lo que no será visible ningún detalle de su interior (ver gráfica 5.4).

Para hacer visibles los obstáculos dentro del túnel hay que aumentar el nivel de iluminación de su entrada, esto es en la zona del umbral. El nivel requerido de esta zona depende del nivel exterior que en un día soleado puede alcanzar 8,000 cd/m<sup>2</sup> que equivale a 100,000 luxes.

La longitud de la zona de entrada o umbral depende principalmente de la distancia a la cual debe ser visible un objeto crítico, lo que depende de la velocidad permitida dentro del túnel. En la práctica, la zona de umbral tiene una longitud de 40 a 80 metros, para velocidades entre 70 y 110 km/hr.

##### **5.5.4.2 Zona de transición**

El conductor que entra en un túnel requiere de cierto tiempo para que sus ojos se adapten a un nivel inferior de iluminación, por consiguiente; es preciso que la transición del nivel más alto al más bajo reinante en el túnel se haga gradualmente.

## TUNELES AGUA DE OBISPO

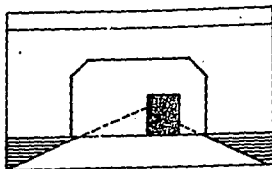


FIGURA 5.4 EFECTO DE "AGUERO NEGRO"  
A LA ENTRADA DE UN TUNEL LARGO

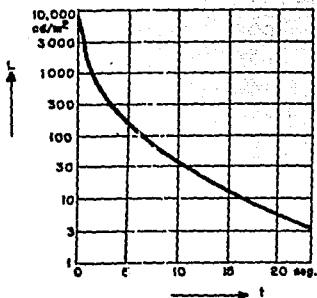


FIGURA 5.5 RELACION ENTRE TIEMPO  
DE ADAPTACION "t" Y LUMINANCIA "L"

Los ensayos realizados han demostrado que un 75% de los conductores consideran aceptable un periodo de aproximadamente 15 segundos para una transición de 8,000 cd/m<sup>2</sup> (luminancia de luz diurna). Utilizando la curva de la figura 5.5 y sabiendo la velocidad del tráfico, se puede calcular el gradiente ideal de iluminación de cualquier túnel.

#### **5.5.4.3 Zona Central**

En túneles largos, a la zona de transición (adaptación) sigue otra en la que el nivel de iluminación, se mantiene constante. En esta zona la adaptación ha de estar forzosamente terminada y es necesario proveerla de un nivel de iluminación lo suficientemente elevado para poder apreciar los objetos en su interior.

La experiencia lograda en túneles, revela que un mínimo de 15 cd/m<sup>2</sup> es recomendable para la iluminación media de las calzadas en esta zona, para los túneles muy largos o con un límite de velocidad muy bajo (20 km/hr), es aceptable una iluminación de 5 a 19 cd/m<sup>2</sup>, mientras que para velocidades mayores a 80 km/hr el nivel debe subir de 25 a 35 cd/m<sup>2</sup>.

#### **5.5.4.4 Zona de salida**

Durante el día, la salida de un túnel se presenta al conductor que se encuentra dentro, como un agujero brillante contra el cual los obstáculos son claramente visibles como siluetas. Puesto que la adaptación de un nivel bajo de iluminación a otro mayor, se efectúa rápidamente, las exigencias de la iluminación en la zona de salida son mucho más severas que las de las zonas de entrada, sin embargo; existe la ventaja de tener durante el día iluminación suficiente para auxiliar a la artificial.

### 5.5.5 Iluminación nocturna

En cuanto a los requerimientos del alumbrado durante la noche, la situación es la inversa a la de las horas del día. El nivel de iluminación fuera del túnel es menor que el del interior y el problema de adaptación al agujero negro puede aparecer en la salida.

No habrá dificultades mientras la relación entre la iluminación dentro del túnel y fuera de él sea menor de 3 a 1, esta condición no se logra, si la iluminación del túnel sigue funcionando con la misma intensidad durante la noche. El alumbrado adicional instalado en las distintas zonas para cubrir las exigencias de la luz diurna debe apagarse y la iluminación restante reducirse en número para lograr una luminancia media de 3 cd/m<sup>2</sup> en toda la longitud del túnel.

### 5.5.6 Iluminación de los túneles Agua de Obispo

Para lograr una iluminación adecuada de estos túneles y después de revisar todos los aspectos que intervienen en el diseño de iluminación, se eligió al igual que en los túneles Tierra Colorada, la construcción de una subestación (casa de máquinas), alimentada por corriente de alta tensión, sin omitir su sistema de plantas de emergencia y sus unidades de fuerza contra interrupción de corriente (Not Brake).

Tomando en cuenta lo indicado en el punto 5.5.3, se escogieron como fuentes luminosas, las lámparas de vapor de sodio de alta presión (V.S.A.P), por sus características de eficiencia y alta duración.

Aunque aumentan el costo inicial, desde el punto de vista luminoso, a una potencia constante nos proporcionan más del doble del nivel luminoso con una duración que alcanza valores hasta 4 veces el nivel de vida comparado con las lámparas fluorescentes.

Con referencia su instalación, se han escogido los muros laterales para una mejor guía visual, además de facilitar las operaciones de montaje y de mantenimiento (ver figura 5.6).

## TUNELES AGUA DE OBISPO

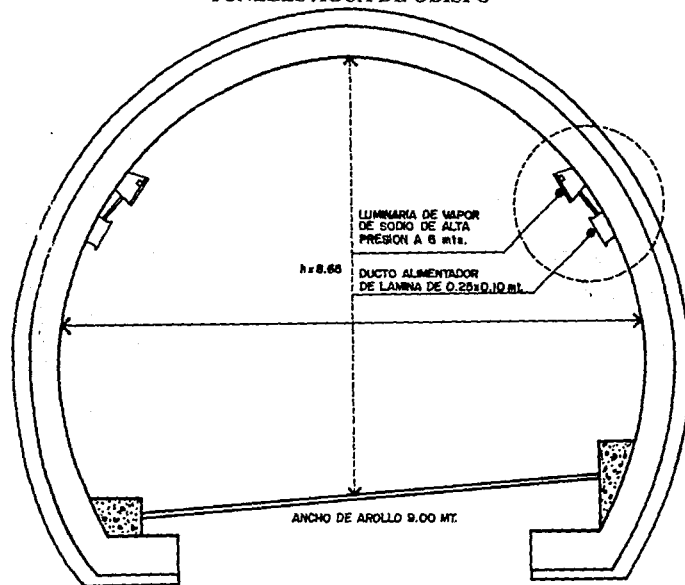


FIGURA 5.6 ILUMINACION DE LOS TUNELES Y UBICACION DE LUMINARIAS



A continuación se indica el número de luminarias de vapor (V.S.A.P) y su longitud de colocación en el interior del túnel por cuerpo:

ZONA	LONGITUD EN METROS	Nº. LUMINARIAS
Umbral	61	69 (por muro)
Transición	65	26 (por muro)
Central y salida	260	57 (por muro)
<b>Total</b>	<b>386</b>	<b>152 (por muro)</b>

La casa de máquinas o subestación, fue ubicada de proyecto en la zona del portal Chilpancingo, sin embargo; dadas las características topográficas del lugar, requirió su reubicación el portal Acapulco. A continuación se describen los conceptos más importantes que intervienen en la casa de máquinas:

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Subestación compacta clase 15 Kv.	Pieza	1.00
Transformador 500 Kva 13.2 Kv	Pieza	1.00
Planta de emergencia 150 Kw	Pieza	2.00
Tablero automático P/plantas de 150 Kw	Pieza	2.00
Tanque diario de diesel cap. 1,000 lts.	Pieza	1.00
Sistema fuerza ininterrumpible 150 kw	Pieza	1.00
Tablero gral. I-line cat. MA-800-14-3	Pieza	1.00
Tablero NQO 14 4AB-3F 4H serv. gral.	Pieza	1.00
Interruptores termomagnéticos I-LINE	Pieza	48.00
Contacto para cargas de alumbrado	Pieza	2.00
Fotoceldas de 200 watts	Pieza	2.00
Poste metálico de 8 metros de altura	Pieza	12.00
Pararrayo EP-D tipo dipolo	Pieza	1.00
Cable de cobre desnudo semiduro cal.4/0	Ml	90.00
Cable de cobre THW cal. 1/0	Ml	2,472.00
Cable de cobre THW cal. 2/0	Ml	1,400.00
Cable de cobre THW cal. 2	Ml	13,402.00
Cable de cobre THW cal. 4	Ml	6,572.00
Cable desnudo calibre No. 2	Ml	1,654.00
Conectores p/cable uso rudo	Pieza	1,212.00
Ducto rectangular embisagrado	Pieza	1,025.00
Luminarias de vapor de sodio	Pieza	606.00
Extintidores	Pieza	8.00

### 5.5.7 Ventilación

La ventilación de los túneles puede realizarse con el impulso natural y/o artificial del aire; con procedimientos longitudinales, transversales y semitransversales.

En el sistema de ventilación con impulso natural, el aire ingresa al túnel como consecuencia de la acción de émbolo de los trenes y vehículos que pasan por él, bajo la acción de las fuerzas de gravitación (como consecuencia de la diferencia de los pesos específicos del aire interno del túnel y del aire externo).

En la ventilación longitudinal hay dos procedimientos:

1) **Ventilación natural.**- Se obtiene por la diferencia de niveles entre las dos bocas del pozo de ventilación, es recomendable para túneles cortos (menores de 400 metros).

2) **Ventilación acelerada.**- Se obtiene mediante un inyector que impulsa el aire en una de las entradas del túnel y un extractor a la salida, pero tiene el inconveniente de que puede activar un posible incendio de vehículos, provocado por la excesiva velocidad del aire.

La ventilación transversal, es el sistema clásico para túneles de carreteras de gran tráfico y longitud.

La ventilación semitransversal se suprime en uno de los dos circuitos (aire fresco ó aire contaminado) de la solución transversal sustituyéndolo por la propia sección del túnel.

El caso que nos ocupa por sus características de longitud corta y su área seccional, no requirió de ventilación artificial resolviéndose simplemente por impulso natural.

## **CONCLUSIONES**

## CONCLUSIONES

La construcción de túneles y cavidades subterráneas siempre ha constituido un reto para los pobladores del planeta, de todas las épocas.

La tecnología para realizarlos se ha superado continuamente, llegando a logros óptimos de los sistemas constructivos tradicionales y desarrollando nuevas técnicas que en otros tiempos no hubiera sido posible realizar.

La experiencia tunelera en México se inicia con los constructores de Pirámides y templos, sean Teotihuacanos, Mayas o Aztecas en cuyas ciudades, es usual encontrar conductos subterráneos para accesos secretos o para la evacuación de agua de lluvia o de servicio.

Posteriormente en la época de la colonia, nuestro país es considerado minero por excelencia, acumulando por este concepto bastas experiencias, que nos llevaron a incursionar en la construcción de túneles para ferrocarriles, perforaciones para el abastecimiento de agua potable de los grandes centros de población, para el desarrollo hidroeléctrico y de riego en las últimas décadas.

También se pueden citar los problemas de transportación masiva en las ciudades de México y Guadalajara, que de igual manera condujeron al desarrollo de nuevas tecnologías para la construcción de túneles en suelos blandos y sueltos.

No obstante a estos logros, en el aspecto de túneles carreteros, el campo permanecía prácticamente virgen, con ejemplos sumamente escasos, pero notables como Chicoasén, situación que prevalecería hasta observar con detenimiento el comportamiento inestable de taludes con alturas superiores a los 25 metros.

Los problemas de inestabilidad de taludes en carreteras con altas especificaciones, los costos que implica su mantenimiento y el alineamiento horizontal y vertical del proyecto, dio pauta a emprender el camino hacia la construcción de túneles carreteros en México, surgiendo inicialmente el túnel "Puerto Vallarta", en el estado de Jalisco, posteriormente los túneles "La Venta" y "Arteaga y Salazar" en el estado de México.

Túneles dignos de consideración por haber empleado para su construcción, el Nuevo Método Austriaco de Túneleo (NATM) y por las ventajas que a continuación se mencionan:

- \* Gran flexibilidad en condiciones de roca.
- \* Posibilidad de modificar la forma de la sección transversal de la excavación.
- \* Espacio libre de trabajo.
- \* Método económico.
- \* Posibilidad de optimizar varios aspectos ( costos y tiempos de construcción).
- \* Posibilidad de reforzar el revestimiento sin tener que cambiar el perfil de la excavación.

Aspectos que fueron tomados en consideración antes de definir la construcción de túneles en la Autopista: Cuernavaca - Acapulco.

Puesto que el reto que implicaba trabajar con este método constituyó un éxito, se puede concluir que de las experiencias vividas en los citados túneles carreteros, los Ingenieros Mexicanos, han adoptado el Nuevo Método de Construcción de Túneles (NATM) como patrón de diseño para los nuevos proyectos, afrontando nuevos retos en cuanto a longitudes se refiere, como ejemplo palpable se tiene el túnel Acapulco, cuya longitud (3,500 metros) supera en mucho a los ya construidos con este método.

Los túneles Agua de Obispo, como el Tierra Colorada y los Querendes, representan un ejemplo más de las ventajas del NATM y su utilización. Indudablemente las condiciones geológicas en la zona por atravesar, así como su comportamiento en el momento de la excavación, han brindado experiencias positivas que a mediano plazo servirán de base a las generaciones futuras.

## **BIBLIOGRAFIA**

**BIBLIOGRAFIA**

- 1.- EXYCO, S.A., **EXPLORACIONES Y ESTUDIOS GEOLOGICOS, GEOTECNICOS Y GEOHIDRAULICOS.-** Estudio y Proyecto de la Construcción de los Túneles carreteros Agua de Obispo de la Autopista México Acapulco.- 1990.
- 2.- **SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.-** Manual Geométrico de Carreteras.- Cuarta reimpresión 1991.- Talleres gráficos de la nación.
- 3.- **DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.-** Diseño y Cosntrucción de Túneles.- Facultad de Ingeniería UNAM.- Septiembre de 1984.
- 4.- **JUAN M. OLAC; GUSTAVO CRUZ V.-** Importancia de la Exploración Geotécnica en el Diseño de Túneles.- V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural 1986.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- 5.- **CARLOS CRESPO VILLALAZ.-** Vías de Comunicación, Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos.- Editorial Limusa 1982.
- 6.- **VICTOR HARDI (CURSO).-** Túneles y Excavaciones Subterráneas.- Febrero 1985.
- 7.- **E. ALONSO & A. GENS.-** Instrumentación de Obras.- Editores E. Alonso, A. Gens.
- 8.- **PEDRO CORONA BALLESTEROS.-** Concreto Rodillado, sus Equipos y Sistemas de Construcción Necesarios.- XI Reunión Nacional de Vías Terrestres 1994.- AMIVT.