



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ACATLAN



CORTINA DEL PROYECTO HIDROELECTRICO
ZIMAPAN, PROCESOS CONSTRUCTIVOS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JOSE ALEJANDRO CORONA SALAZAR

ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE URIARTE GARCIA



ACATLAN, MEXICO

OCTUBRE DEL 2000



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 esta 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.

Agradecimientos:

A dios:

Por haberme permitido seguir adelante y poder llegar hasta este momento de mi vida.

A mi madre:

Que con el ejemplo de su esfuerzo y dedicación me enseñó a levantarme en los momentos más difíciles. Le agradezco por haberme dado la vida y alentado en todo lo que he hecho, ya que ella es la razón para seguir luchando.

A mis hermanos:

*Que me han apoyado
incondicionalmente para seguir
adelante.*

Al Ing. Jorge Uriarte García:

Que con su ayuda y por haberme dado un poco de su valioso tiempo ha sido importante en la realización de esta tesis.

*A mis amigos Lety, Benja y
Martín :*

*Que a pesar de estar lejos de
mi, sus palabras y consejos me
han ayudado para continuar.
Agradezco su valiosa amistad.*

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	<i>i</i>
1. GENERALIDADES	1
1.1. LOCALIZACIÓN	4
1.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.	6
1.2.1. Obras de Desvío	8
1.2.2. Obra de Contención.	10
1.2.3. Obras de Excedencias	12
1.2.4. Obras de Generación	12
1.2.5. Subestación.	18
1.3. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS	19
1.3.1. Beneficios	19
1.4. IMPACTO AMBIENTAL	20
2. ESTUDIOS PRELIMINARES	22
2.1. HIDROLÓGICOS	22
2.1.1 Evaluación de la Cuenca.	22
2.1.2. Estudio de Avenidas.	24
2.1.3. A zolves	26
2.1.4. Escurrimientos.	27
2.2. GEOLÓGICOS.	29
2.2.1. Geología Regional.	29
2.2.2. Características del Macizo Rocosó.	34
2.2.3. Sismicidad de la Zona.	38
3. PROGRAMACIÓN	40
3.1. ACTIVIDADES DE OBRA EN LA CORTINA.	40
3.2. ESPECIFICACIONES.	42
3.2.1. Materiales	42
3.2.2. Maquinaria y Equipo.	45

3.3. PROGRAMA DE OBRA.	54
4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS.	63
4.1. PREPARACIÓN DE LA CIMENTACIÓN.	63
4.1.1. Caverna Margen Derecha.	66
4.2. ESTABILIZACIÓN DE LAS LADERAS.	71
4.3. COLOCACIÓN DE CONCRETO MASIVO.	75
4.3.1. Bloques 4 y 5.	81
4.3.2. Desagüe de Fondo.	82
4.4. SISTEMA DE POST-ENFRIAMIENTO.	86
4.5. OBRAS SUBTERRÁNEAS (Galerías)	91
4.6. PANTALLAS DE INYECCIÓN Y DRENAJE.	99
4.7. SISTEMA DE AUSCULTACIÓN.	113
CONCLUSIONES	122
ANEXO FOTOGRÁFICO	124
BIBLIOGRAFÍA	129

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Desde los principios y a través del tiempo el hombre ha logrado descubrir el gran potencial que guardan los fenómenos de la naturaleza, tales como la fuerza de los vientos, de los ríos, de las olas, del subsuelo y del calor del propio sol. Por tal razón a tratado de contrarrestar por medio de estructuras que le permitan disminuir su potencial y utilizarlos para su propio beneficio.

Hoy en día, buscando la diversificación de fuentes de energía se ha apoyado al desarrollo de proyectos hidráulicos, eólicos, geotérmicos, etc. que sean mejores en cuanto a generación de energía eléctrica y sobre todo no contaminantes al medio ambiente.

Actualmente, las plantas hidroeléctricas producen 2100 millones de GWH(Giga Watt Hora) que corresponde al 20 % de la producción total de energía en el mundo que es del orden de 9965 millones de GWH. En América Latina, el 7.6 % de la energía total estimada se produce en Brasil, México, Venezuela y Argentina. En México el potencial hidroeléctrico que se tiene identificado es de 160 mil GWH, de los cuales se tienen instalados 25 688 GWH, 5104 GWH, en construcción y 339 GWH suspendidos, resultando un total de 31 131 GWH, esto es, un aprovechamiento del 19.5 %. El desarrollo de esta importante fuente se esta incrementando a una velocidad acelerada conforme se dispone de financiamiento internacional multilateral para este tipo de proyectos.

Una cortina o presa, en forma simple, se define como una estructura que se coloca transversal sobre el lecho de un río, como obstáculo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento de agua o derivar en forma controlada su cauce.

A pesar que las cortinas que componen a los proyectos hidroeléctricos se han utilizados por siglos, los materiales y las finalidades de estas eran muy diferentes a las construidas hoy en día. Por tal razón, las cortinas se clasifican en tres grandes grupos de acuerdo a: su *uso*, el *proyecto hidráulico* y a los *materiales con que se construye* su estructura.

Por su *uso* se dividen en presas de almacenamiento, presas de derivación y presas de regulación. Las presas de almacenamiento se construyen para embalsar el agua en un área determinada y utilizarla durante los periodos de estiaje. Las presas de derivación se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia canales u otros sistemas de conducción al lugar donde se van a utilizar. Y por último las presas de regulación se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las precipitaciones.

Por el *proyecto hidráulico* se dividen en vertedoras y no vertedoras. Las primeras se proyectan para cuando el agua que sobrepasa los niveles máximos se escarguen sobre su corona, utilizando materiales que no se erosionen por el agua. Las no vertedoras son las que se proyectan para que no sobrepase el agua por su corona, sino por estructuras ubicadas fuera de la cortina.

De acuerdo a los *materiales con que se construye* la estructura se clasifican en: concreto o mampostería, y tierra y enrocamiento. Las de concreto se dividen en: gravedad, arco (se subdivide en simple, doble y curvatura), y machones o contrafuertes (se subdividen en de placas, arcos múltiples y cabeza). Las de tierra y enrocamiento se dividen en homogénea (tierra y enrocamiento) y de materiales graduados.

El tema de este trabajo se dirige al tipo de cortina de concreto en arco de curvatura o bóveda, la cual, se define como una estructura curva, masiva de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba, la cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las cargas adicionales, por acción de arco, a las superficies de la cimentación y a las laderas.

En este rango existen dos tipos principales de cortinas en arco: de centro variable y de centro constante.

La cortina de centro variable se conoce también como de radio variable o cortinas de ángulo constante, y son aquellas que tienen un radio del extradado decreciente desde la corona hasta el fondo, en forma de que el ángulo incluido es casi constante para asegurar una máxima eficiencia de arco en todas las elevaciones; con frecuencia, este tipo de diseño resulta en una condición sobresaliente del paramento de aguas arriba cerca de los atraques, y en algunas veces del paramento de aguas abajo, cerca de la corona del arco.

Las cortinas de arco de centro constante se le conoce también como de radio constante, y generalmente tiene un paramento vertical aguas arriba, aunque algunas veces se le hace un cierto talud cerca de la base, en las presas grandes.

Las cortinas de centro variable se adaptan mejor a los cañones en forma de "V", a que se puede depender de la acción de arco en todas las elevaciones. Las cortinas de centro constante se prefieren algunas veces para los cañones en forma de "U" porque la acción de cantiliver llevará una gran porción de la carga en los niveles inferiores.

La cortina del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán es del tipo de concreto arco-bóveda de centro variable, ya que se encuentra en un cañón en forma de "V" y por las características físicas y mecánicas de la zona.

Aunque existen otras estructuras complementarias que componen en su conjunto al Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, se mencionarán las características básicas de éstas para conocer en papel fundamental que intervienen dentro del proyecto y referenciarlas con respecto a la cortina. Así mismo, se dan a conocer los puntos más relevantes en los aspectos sociales, culturales, económicos y ecológicos de la zona para observar los posibles trastornos e incidencias que pudieron ocurrir en la región de influencia durante el proceso de ejecución y posteriores a la obra. Estos temas se tratarán dentro del capítulo uno.

. Si bien, el objetivo principal de este trabajo es dar a conocer las actividades de cada uno de los procesos constructivos desarrollados durante la construcción de la cortina, es preciso, de igual modo, mencionar todo el proceso de investigación que se realizó para proyectar en forma eficiente dicha estructura,

Es dentro del segundo capítulo donde se tratarán los diversos estudios que se realizaron con el fin de obtener los datos últimos de diseño para proyectar y diseñar las características de las diversas obras del proyecto. Los estudios realizados fueron los hidrológicos y geológicos, dando como resultado las características de las avenidas, de los gastos, de los escurrimientos, de los volúmenes de la cuenca, de la sismicidad de la zona y de las características mecánicas del macizo rocoso donde se desplantó la cortina. Arrojando los estudios realizados la factibilidad de la construcción del proyecto en la zona antes definida.

Para poder describir los procesos de construcción de la cortina, es necesario conocer los factores que intervinieron directamente para la definición de los procesos. Es en este punto donde intervienen los materiales, la maquinaria y el equipo utilizados, ya que son de vital importancia porque ya que dependiendo de los materiales existentes en la zona y por las actividades definidas anteriormente fueron la base para definir la forma de ataque de los procesos y de la maquinaria y equipos utilizados durante la construcción de la cortina, es precisamente en el tercer capítulo donde se abarcará la mayoría de estos puntos.

En el último capítulo, el de los procesos constructivos, es donde se englobarán todos los factores anteriores y se describirán en forma ordenada como se desarrolló la construcción de la cortina.

Por lo tanto el trabajo en general va dirigido a dar a conocer todos los pormenores que intervinieron en la construcción de la cortina tipo arco-bóveda del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán.

Capítulo I
GENERALIDADES

I. GENERALIDADES

A través de la política de diversificación de fuentes de energía el Gobierno Federal, la Comisión Federal de Electricidad, ejecutó el diseño y la construcción de varios *Proyectos Hidroeléctricos*, uno de ellos fue el *Proyecto Hidroeléctrico Zimapán*, cuya finalidad principal es la generación de energía eléctrica que aprovecha el potencial del río Moctezuma.

La Central Hidroeléctrica cuenta con dos unidades de 146 MW de potencia cada una y genera un promedio anual de 1292.4 GWH; dada la posición de este proyecto y su facilidad de intercomunicación con el sistema eléctrico nacional, además por la proximidad con las plantas termoeléctricas de Tula, Hidalgo y el Sauz, Querétaro, ayudará a satisfacer las demandas de energía eléctrica de la región central del país.

Un punto importante es que el proyecto Zimapán tiene como una de sus funciones controlar los escurrimientos del río Moctezuma, que favorecerá la construcción de futuros proyectos que se localizarán a lo largo de él (fig. 1.1).

Otros aspectos relevantes del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán en comparación con otros proyectos son los siguientes:

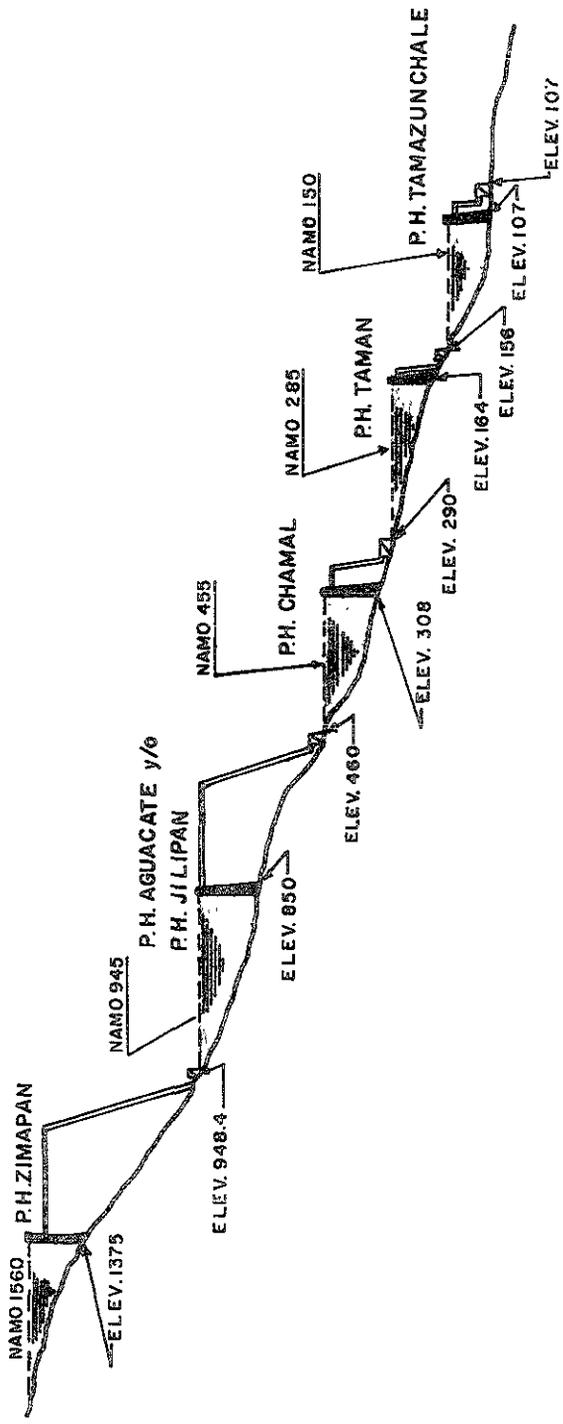
La Cortina tipo arco-bóveda de concreto de 207 m de altura, es la más alta del país de su tipo y la sexta a nivel mundial, la segunda en su altura total después de la presa Chicoasén, México.

El túnel de conducción de 21 000 m, será el más largo del país en esquemas hidroeléctricos y el segundo en longitud tomando en cuenta el drenaje profundo de la Cd. de México.

La caída bruta de 603 m y de rechazo de 700 m, serán las máximas en proyectos hidroeléctricos del país y el de mayor potencia instalada en turbinas tipo Pelton.

El Proyecto Hidroeléctrico Zimapán ocupará el 9° lugar en potencia instalada y 7° en generación media anual y en almacenamiento a nivel nacional. (ver tablas comparativas)

PERFIL LONGITUDINAL POR EL RIO MOCTEZUMA



ELEVACIONES EN m. s. n. m.

FIGURA I.I. PROYECTOS HIDROELECTRICOS SOBRE EL RIO MOCTEZUMA

TABLAS COMPARATIVAS DE ZIMAPÁN CON OTROS PROYECTOS

No.	NOMBRE DE LA PRESA	POTENCIA INS. MW	GENERACION MEDIA ANUAL	ALMACENAMIENTO EN Mm ³	ALTURA (m)
1	CHICOASEN	1 500	5 580	1 705	261
2	MALPASO	1 080	3 200	12 960	138
3	INFIERNILLO	1 000	3 160	12 000	149
4	AGUAMILPA	960	2 130	6 950	187
5	ANGOSTURA	900	2 250	18 500	147
6	CARACOL	594	1 480	1 535	126
7	PEÑITAS	420	1 910	1 628	53
8	VILLITA	300	1 430	710	60
9	ZIMAPAN	290	1 292	1 426	207
10	MAZATEPEC	208	790	62	92
11	TEMASCAL	154	830	13 790	76

CLASIFICACION DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS POR ALTURA DE CORTINA

No.	PRESA	RIO	ESTADO	ALTURA (m)	TIPO DE CORTINA
1	Chicoasén	Grijalva	Chiapas	261	Materiales Graduados
2	Zimapan	Noctezuma	Hidalgo	207	Arco de Concreto
3	Aguamilpa	Santiago	Nayarit	187	Enrocamiento y Pantalla de Concreto
4	Infiernillo	Balsas	Michoacán	149	Materiales Graduados
5	Angostura	Grijalva	Chiapas	147	Materiales Graduados
6	Malpaso	Grijalva	Chiapas	138	Materiales Graduados
7	El Novillo	Yaqui	Sonora	138	Arco de Concreto
8	Comedero	San Lorenzo	Sinaloa	134	Materiales Graduados
9	El Caracol	Balsas	Guerrero	126	Materiales Graduados
10	Bacurato	Sinaloa	Sinaloa	115	Materiales Graduados
11	Santa Rosa	Santiago	Jalisco	114	Arco de Concreto

1.1. LOCALIZACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado sobre el río Moctezuma (límite entre la parte occidental del estado de Hidalgo y con la parte oriental del estado de Querétaro) en el cañón del infiernillo, en la confluencia de los ríos San Juan al oeste y Tula al este.

El sitio de la cortina se encuentra en las coordenadas geográficas 99°30' de longitud oeste y 20° 40' de latitud norte (fig. 1.2).

El lugar para la casa de máquinas y la Subestación se localizan sobre la margen del río Moctezuma a 36 km. aguas abajo de la cortina medidos sobre el cauce del río.

Las poblaciones más cercanas al proyecto son las de Zimapán en Hidalgo y Cadereyta en Querétaro.

Las vías de comunicación terrestre más importantes al sitio de la presa son:

Por la autopista (No. 57) México-Querétaro en el km 165 (San Juan del Río), para tomarse la carretera 120 (hacia Jalpan) y 10 km adelante de Cadereyta desviarse por un camino vecinal hacia la ranchería Vista Hermosa hasta la población Rancho Nuevo, localizado en el km 29 de este camino.

Se atraviesa el río San Juan por un Vado a unos 3 km de la confluencia con el río Tula, siguiendo por la margen derecha del río San Juan se llega a la entrada del cañón "El Infiernillo" donde se localiza el sitio de la boquilla.

Por la misma autopista (No. 57) en el km 56 se desvía y se toma la carretera hacia Tula hasta llegar a Zimapán y de este poblado al sitio de la boquilla se recorre 30 Km por terracería.

Por la carretera (No. 85) México-Pachuca en el km 84 se toma la desviación hacia Ixmiquilpan y Cd. Valles y a 40 Km de Ixmiquilpan se desvía nuevamente hacia Zimapán 7 Km.

La población más cercana a Casa de Máquinas es San Joaquín, Qro. la cual se localiza 62 Km al norte de Cadereyta, siguiendo por la carretera federal 120, después de Vizarrón se encuentra la desviación hacia San Joaquín.

Actualmente el acceso por Zimapán es por el camino de terracería, se llega a la mina "Balcones", de ahí, se continua sobre el cauce del río Tolíman hasta la ranchería Las Adjuntas" en la confluencia con el río Moctezuma, continuando sobre la margen derecha de este río, siguiendo una brecha de 4 Km se llega al lugar donde se ubica el lugar de la Casa de Máquinas y a la Subestación. Este acceso sólo se usa en épocas de estiaje.

Cabe mencionar que la mayoría de los caminos han sido pavimentados o mejorados para facilitar el acceso al proyecto, más adelante trataremos este punto.

Por ferrocarril el acceso más cercano al sitio esta en la estación Bernal cerca de Tequiquilpan a 205 Km de la línea México-Querétaro.

Además en el poblado de Zimapán existe una pista aérea de terracería en buenas condiciones para avionetas pequeñas.

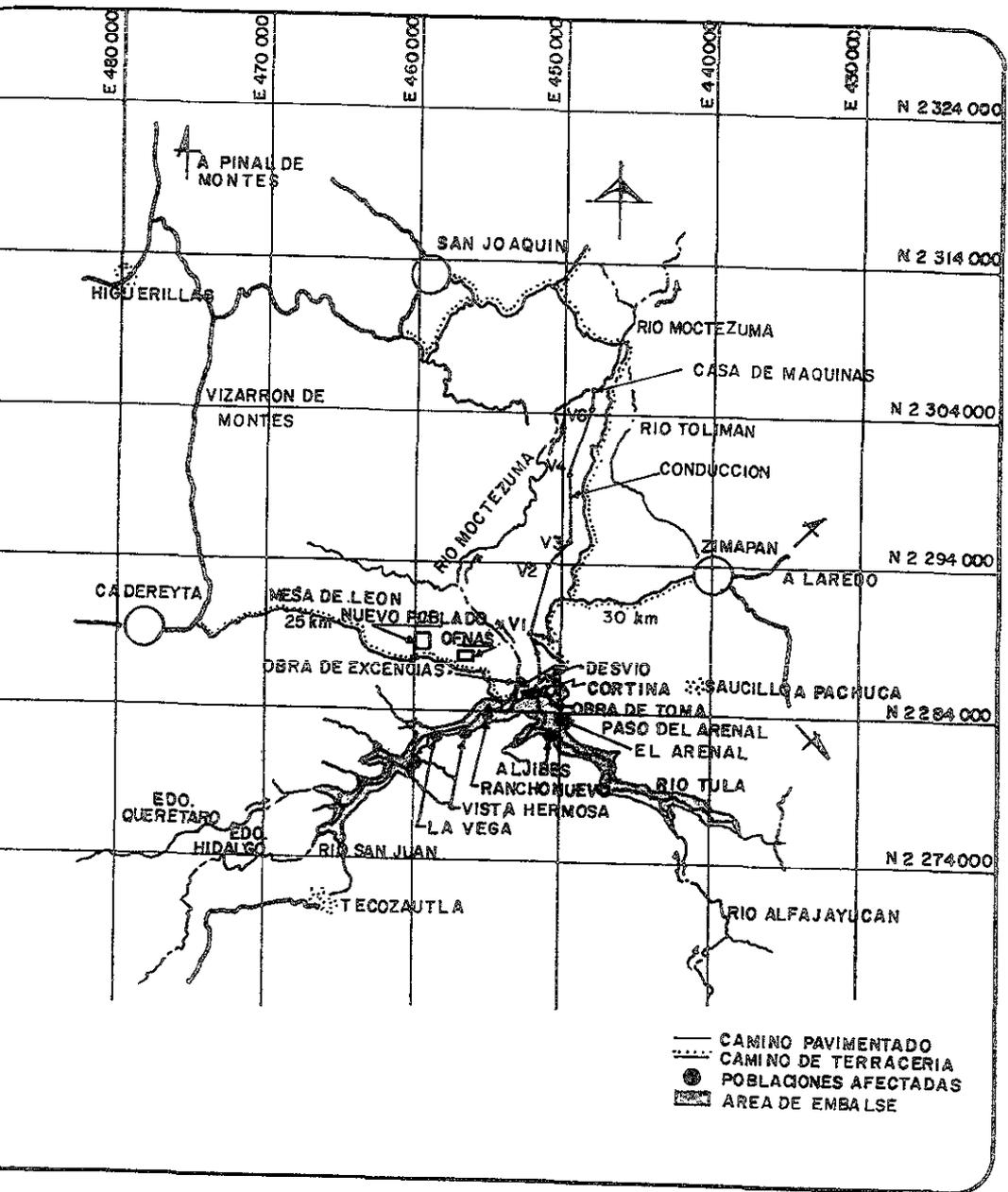


FIGURA 1.2. Localización del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán

1.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.

Una de las características de este proyecto es su conducción, la cual tiene una longitud de 21 km. Esto hizo que prácticamente el proyecto se dividiera en dos áreas de trabajo: Zona de la Boquilla y Zona de casa de Máquinas.

En la Zona de la Boquilla se ubicaron el campamento de Mesa de León, con oficinas, comedores, clínica del IMSS y habitaciones para los trabajadores con todos los servicios.

Las obras que componen a esta zona son:

- Obras de Desvío
- Obras de Contención
- Obras de Excedencias
- Parte de las Obras de Generación (Obra de toma y túnel de Conducción).

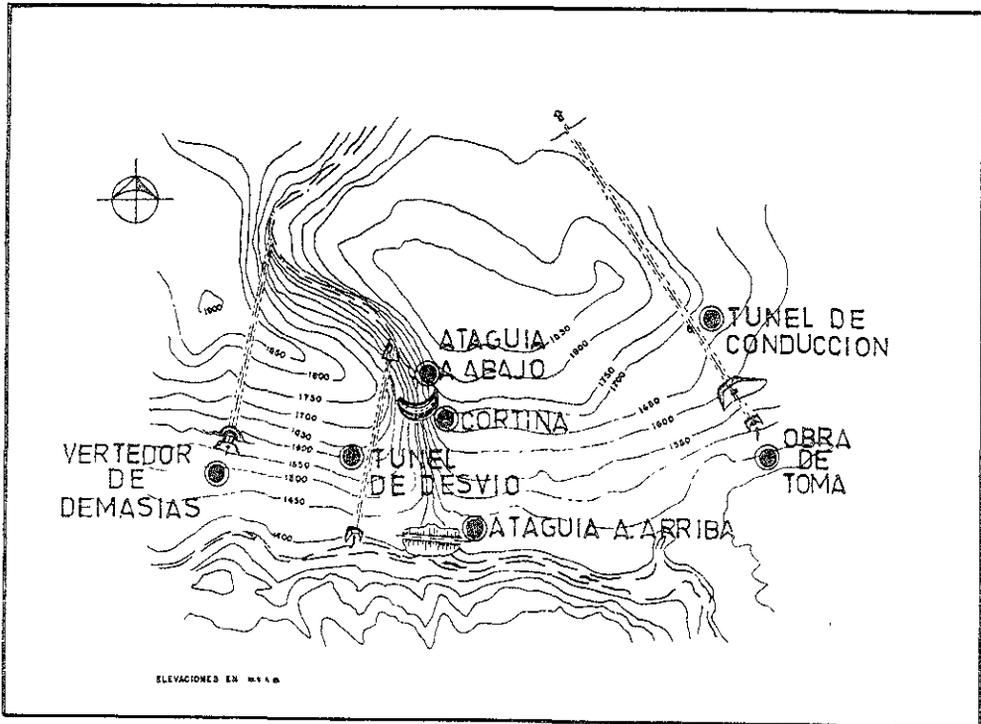


FIGURA 1.3. OBRAS EN ZONA DE LA BOQUILLA

En la zona de la Casa de Máquinas se localizó el campamento de los Ruzzios, que también contaron con oficinas, comedores, almacenes, clínicas del IMSS y viviendas con todos los servicios. Las obras que componen a esta zona son:

- Obras de generación (túnel de conducción, pozo de oscilación, galería de válvulas, tubería a presión, casa de máquinas, galería de transformadores, túnel de desfogue y túnel de acceso).
- Subestación

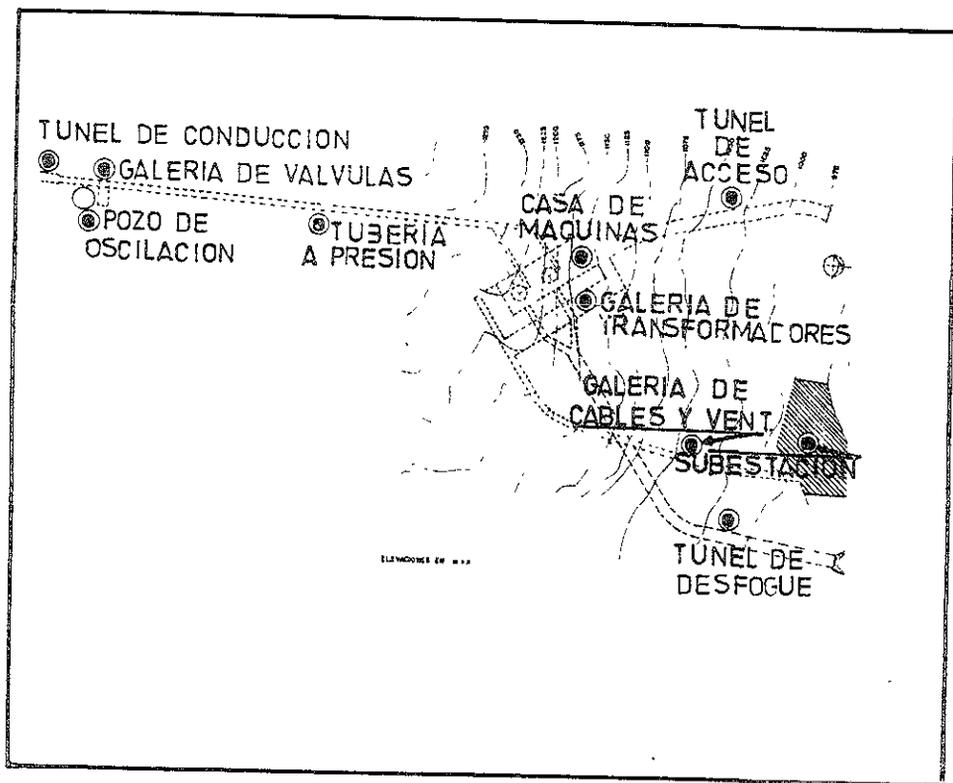


FIGURA 1.4. OBRAS EN ZONA DE CASA DE MÁQUINAS

A continuación describiremos cada una de las obras que componen a cada zona y que en forma general componen el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán.

1.2.1. Obras de Desvío

Esta obra comprendió lo siguiente:

1. Túnel, localizado en la margen izquierda del cañón, que de acuerdo a las condiciones topográficas, tuvo un buen emportalamiento, mejores condiciones estructurales y una menor longitud.

Se realizó en sección portal de 9.4 m de altura por 9.4 m de ancho y una longitud de 566 m. El umbral de entrada se localiza a la elevación de 1383 msnm y el umbral de salida a la elevación de 1376.45 msnm, teniendo una pendiente de 0.012.

El túnel no fue revestido excepto en portales de entrada y salida en una longitud de 37 m y 15 m respectivamente y en tramos aislados que lo requirieron.

Los datos de diseño para esta obra con un período de retorno de 20 años fueron los siguientes:

a) Gasto máximo de Avenida.....	810	m ³ /seg.
b) Gasto de diseño máximo.....	702	m ³ /seg.
c) Velocidad máxima.....	8	m /seg.
d) Volumen de avenida.....	310	mill. m ³ .
e) Volumen de excavación en túnel.....	46 020	m ³ .

2. Estructura de Obturación. Esta estructura fue de concreto reforzado y se localizó en el tajo de entrada del túnel de desvío entre las estaciones 0+078 y 0+100, constó de una losa de cimentación de 1.50 m de espesor, muros laterales de 1.5 m de ancho, con pila intermedia de 1.5 m de ancho y 22 m de longitud para formar dos vanos de 3.95 m cada uno de los cuales se cerraron con dos juegos de obturadores de 8 piezas cada uno.

Los obturadores metálicos fueron operados por equipo de izaje montado sobre una plataforma a la elevación 1405 msnm.

Esta obturación provisional tuvo como finalidad darle tiempo al colado del tapón de concreto definitivo que se ubica en la intersección con el eje de la cortina y que está dimensionado para resistir cargas de 185 m que le corresponde al NAME. Es decir, un pretapón al inicio del túnel en forma provisional y en forma definitiva un tapón de concreto que quedo ubicado entre la parte media y al final del desarrollo del túnel.

Ataguías de materiales graduados. Estas ataguías se localizaron: una aguas arriba y una aguas abajo con coronas a elevaciones de 1409.5 y 1384 msnm, respectivamente y taludes de 1.8:1 en ambas caras.

De la corona de la ataguía aguas arriba que se localizó en la confluencia de los ríos San Juan y Tula, fue de un ancho de 20 m, se construyó una rampa de acceso al sitio de la boquilla con una pendiente aproximada del 10 %.

La finalidad principal de estas obras fue la de mantener seca la zona de la boquilla donde se levantó la cortina y poder trabajar en condiciones óptimas.

DESVÍO Y ATAGUIAS

MATERIALES (SEGUN ESPECIFICACIONES)

- ① EMPALME PARA PREDIADA Y CONTRAPREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ② PREDIADA DE PREDIADA Y CONTRAPREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ③ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ④ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ⑤ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ⑥ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ⑦ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ⑧ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ⑨ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø
- ⑩ EMPALME PARA PREDIADA HASTA 10 M. Ø

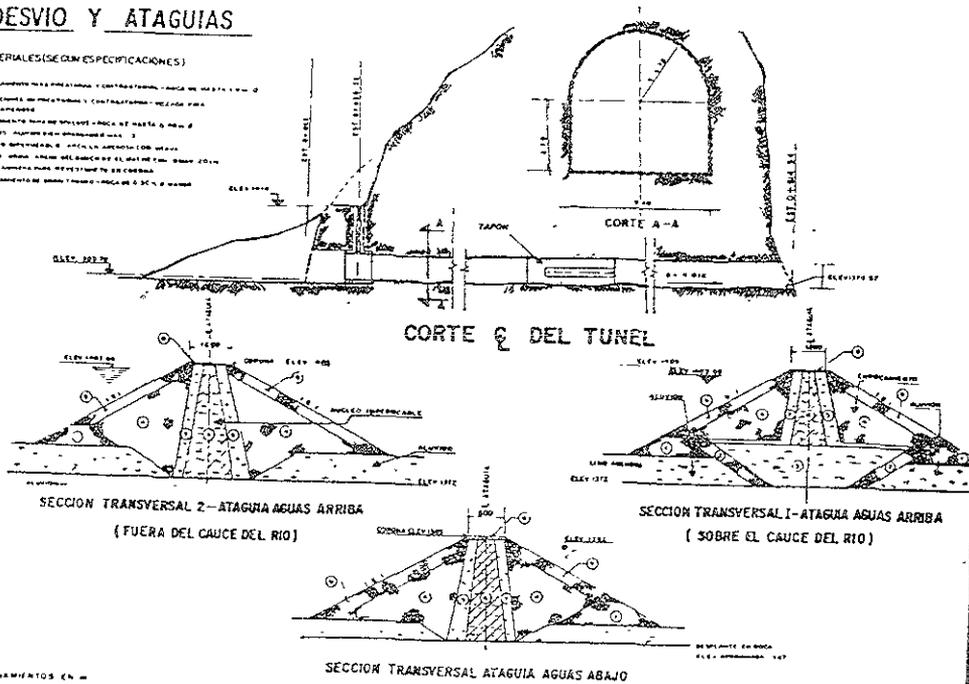


FIGURA 1.5. OBRAS DE DESVÍO

1.2.2. Obra de Contención.

Compuesta por una cortina de concreto de tipo arco-bóveda con una altura de 207 m y 220 000 m³ de concreto, se localiza en el cañón " El Infiernillo " en un ancho aproximado de estrechamiento de 18 m a la elevación 1375 msnm, 95 m a la elevación 1550 msnm y 105 m a la elevación 1565 msnm (figura 1.6).

La cortina tiene un espesor de 20 m en su base y 4 m en la corona, llegando por dos túneles, uno a cada margen con una longitud de 1260 m en la corona. En la figura 1.7 vemos las características que componen a la cortina del proyecto.

Más adelante describiremos con más detalle las características esenciales de la cortina, ya que, es el asunto primordial de este trabajo para adentrarnos a los procesos constructivos de ésta.

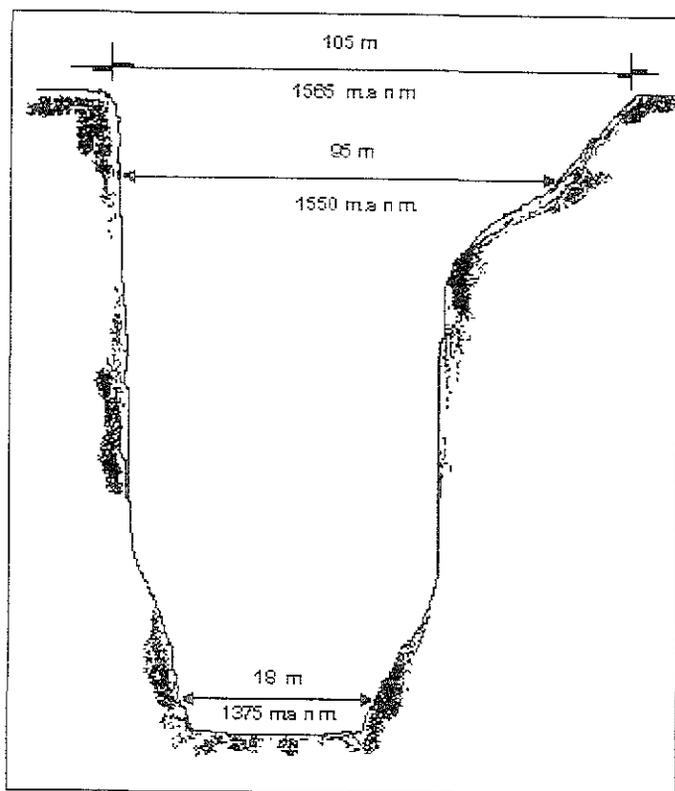
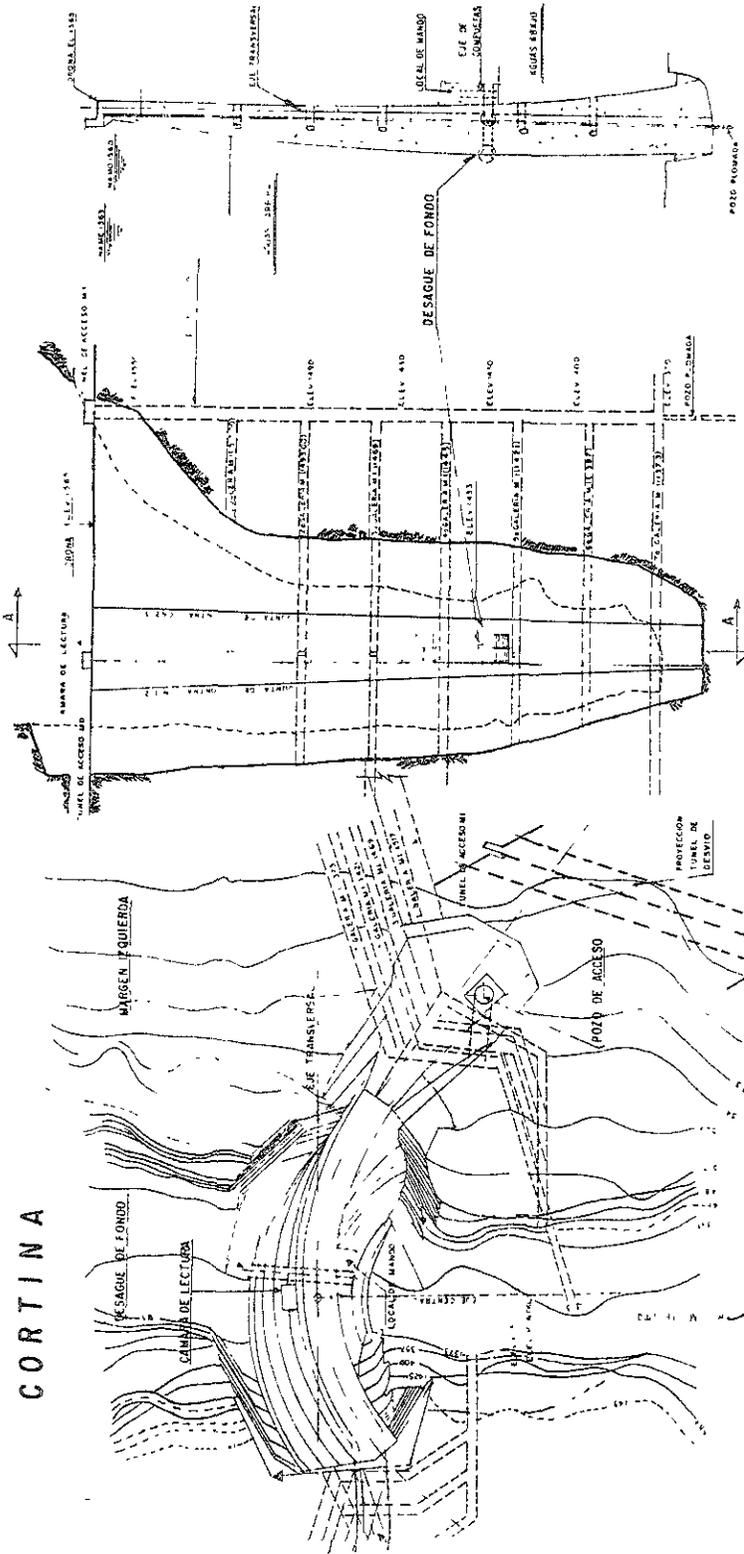


FIGURA 1.6. VISTA FRONTAL DEL CAÑÓN

CORTINA



PLANTA

VISTA AGUAS ABAJO

CORTE A-A

Figura 1.7. Obra de Contención

1.2.3. Obras de Excedencias

Estas obras se localizan en la margen izquierda del río San Juan y está formada por dos túneles paralelos, uno de servicio y otro auxiliar los cuales podrán desalojar un gasto máximo de 2520 m³/seg. para un período de retorno de 10 000 años correspondiente a una avenida máxima esperada de 2960 m³/seg.

Los dos túneles son de sección portal de 9.9 m de ancho y de altura variable de 13.9 a 8.5 m con una longitud aproximada de 500 m cada uno.

La excavación del canal fue mediante banqueos de 6.0 m de promedio y los túneles se excavaron de la siguiente manera: en primer término la bóveda y luego la media sección inferior.

La salida del vertedor se localiza en el cadenamamiento 0+446 y a la elevación 1492.12 msnm. Ambos túneles están totalmente revestidos de concreto reforzado. Además existe un puente que se localiza a la elevación 1565 msnm, el cual tiene como función el paso hacia la cortina. En la figura 1.8. se observan todas las características anteriores.

1.2.4. Obras de Generación

En las obras de generación estas se componen de diversas obras que las hacen un conjunto, y constan de lo siguiente:

1. Obra de Toma.

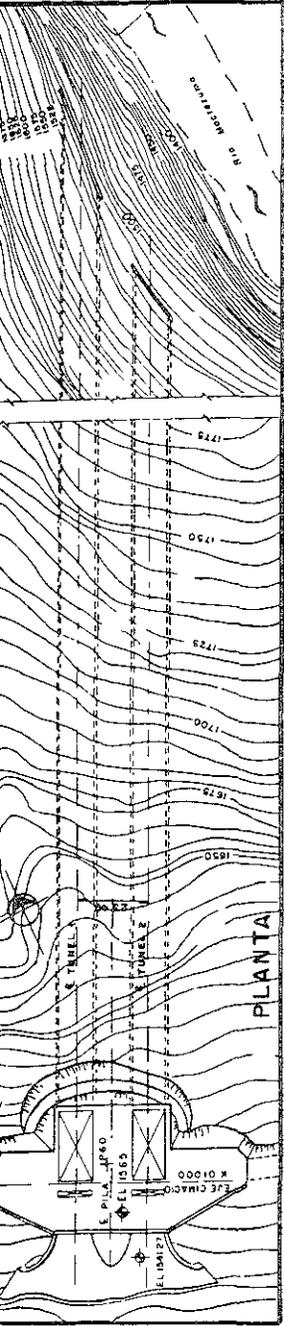
Localizada en la margen derecha del río Tula, aproximadamente a un kilómetro de la boquilla formada por un túnel, con bocatoma de sección rectangular de 3.5 m por 4.5 m, abocinada y revestida de concreto reforzado, con tres transiciones que son: de rectangular a circular de 4.5 m de diámetro, de circular a rectangular de 3.5 por 4.5 m y de rectangular a circular de 5.0 m de diámetro.

El eje de bocatoma se ubica a la elevación 1502.25 msnm y a la pendiente de 0.0002.

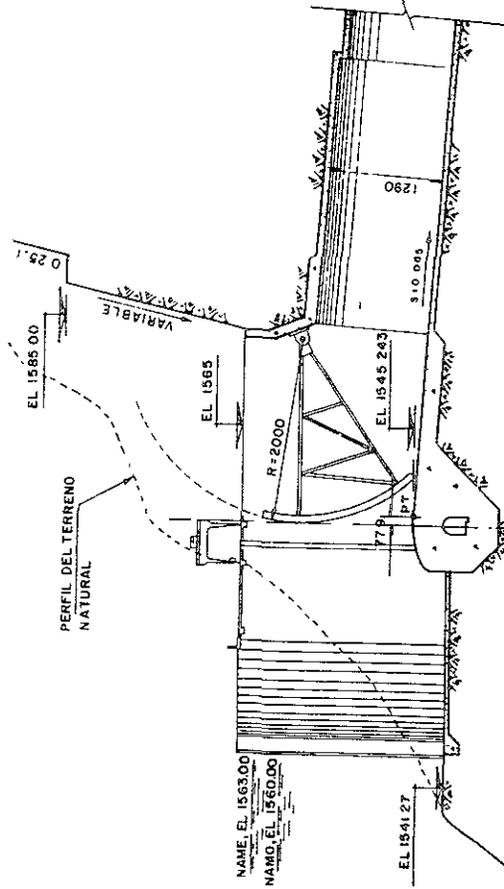
Las rejillas distribuidas en planta en un semiduodecágono inscrito en una semicircunferencia de 12 m de diámetro, colocadas en planos inclinados hasta la elevación 1509.5 msnm en donde continúan en forma horizontal. El área libre de las rejillas es para permitir el paso de un gasto de 59 m³/seg.

La estructura de control esta formada por dos compuertas: una auxiliar y una de servicio, para vanos de 3.55 m por 4.5 m, deslizantes a lo largo de una lumbrera vertical de sección transversal de 7.2 m de diámetro por 60 m de altura, revestida de concreto reforzado tratada con inyecciones de contacto y de consolidación (figura 1.9).

Las compuertas son operadas desde una plataforma a la elevación de 1565 msnm.

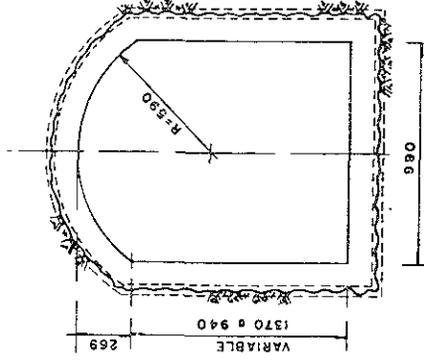


TUNEL VERTEDOR



ACOTACIONES EN CM
ELEVACIONES EN M.D.M.

CORTE LONGITUDINAL POR § DEL TUNEL



SECCION TUNEL No.1 Y 2

Figura 18. Obra de Excedencias

2. Túnel de Conducción.

La conducción del agua, desde la obra de toma hasta la casa de máquinas es a través de un túnel de sección herradura de 4.7 m y 21 km de longitud, es el túnel más largo para centrales hidroeléctricas en México. Esta revestido totalmente de concreto reforzado (figura 1.9).

Para reducir el tiempo de excavación y colado del túnel, se excavaron cinco ventanas o accesos por lo accidentado de su topografía, permitiendo atacar a esta obra por diez frentes a la vez.

3. Pozo de Oscilación.

Esta obra es de sección circular de 15 m de diámetro y 132 m de altura, y esta revestida totalmente de concreto reforzado (figura 1.9).

El túnel fue excavado mediante una rima con contrapocera, quedando un diámetro libre de 12 m por el revestimiento.

4. Galería de Válvulas.

Esta galería aloja una válvula de 3.5 m de diámetro que controla el flujo de agua a la tubería a presión para el mantenimiento de las unidades generadoras (figura 1.9).

5. Tubería a Presión.

Es un túnel de sección circular con diámetro interno al terreno natural de 5.0 m. con reducción a 3.5 m. de diámetro con respecto a la camisa metálica.

La tubería metálica se localiza unos metros aguas arriba del pozo de oscilación.

El túnel tiene un revestimiento de concreto reforzado, y entre éste y la camisa de acero (tubería) se colocó un empaque debidamente tratado a base de inyecciones.

La longitud de la tubería es de aproximadamente 1050 m del eje del pozo de oscilación a la línea central a la casa de máquinas. Esta tubería fue diseñada con una inclinación de 60° y un desnivel de 500 m para un gasto de 59 m³/seg. La excavación de la rama inclinada se realizó a través de dos frentes de trabajo, uno en la parte intermedia y otro en la parte superior. Antes de llegar a las unidades existe una bifurcación que alimenta a cada una de las turbinas con diámetro de 2.10 m.

La figura 1.9 muestra en forma general una parte de las obras de generación.

6. Casa de Máquinas.

La casa de máquinas es del tipo caverna. Aloja dos turbinas tipo Pelton para una carga bruta de 589.8 m, girando a una velocidad de 360 r.p.m. y acoplada a rotores-generadores de 146 MW de potencia cada una y origina una generación media de 1300 GWH al año (figura 1.10).

La casa de máquinas tiene las siguientes dimensiones: 70 m de largo, 22 m de ancho y 38 de altura. La excavación se inició a través de una socavación geológica para llegar al nivel de la bóveda, una vez que se estabilizó se banqueó el resto de la caverna. El volumen de roca excavada fue 50 000 m³.

El acceso a casa de máquinas se localiza a la elevación 968.95 msnm que corresponde a la zona de montaje y de excitadores. También se aloja una grúa viajera con capacidad de 290 toneladas que sirvió para el montaje de las turbinas, válvulas, generadores eléctricos y excitadores.

7. Galería para Transformadores.

La energía producida en los generadores es conducida por medio de buses de fase aislada a los transformadores trifásicos, que se encuentran en la galería tipo caverna, excavada a un lado de la casa de máquinas. La caverna mide 70 m de largo, 11 m de altura y 11.5 m de ancho (figura 1.10).

De aquí salen los cables de potencia hacia una subestación encapsulada en hexafluoruro de azufre que se ubica en el exterior entre el talud y el río Moctezuma.

8. Desfogues.

Una vez utilizada el agua en las turbinas, ésta es restituida al cauce del río Moctezuma a través de un túnel de desfogue que fue excavado en sección portal de 4.8 m de ancho y 5.1 m de altura con una longitud de 3.35 (figura 1.11).

El piso y los muros del túnel fueron revestidos de concreto reforzado y su pendiente es de 0.00043.

El nivel de salida del desfogue se localiza a la elevación 948.49 msnm.

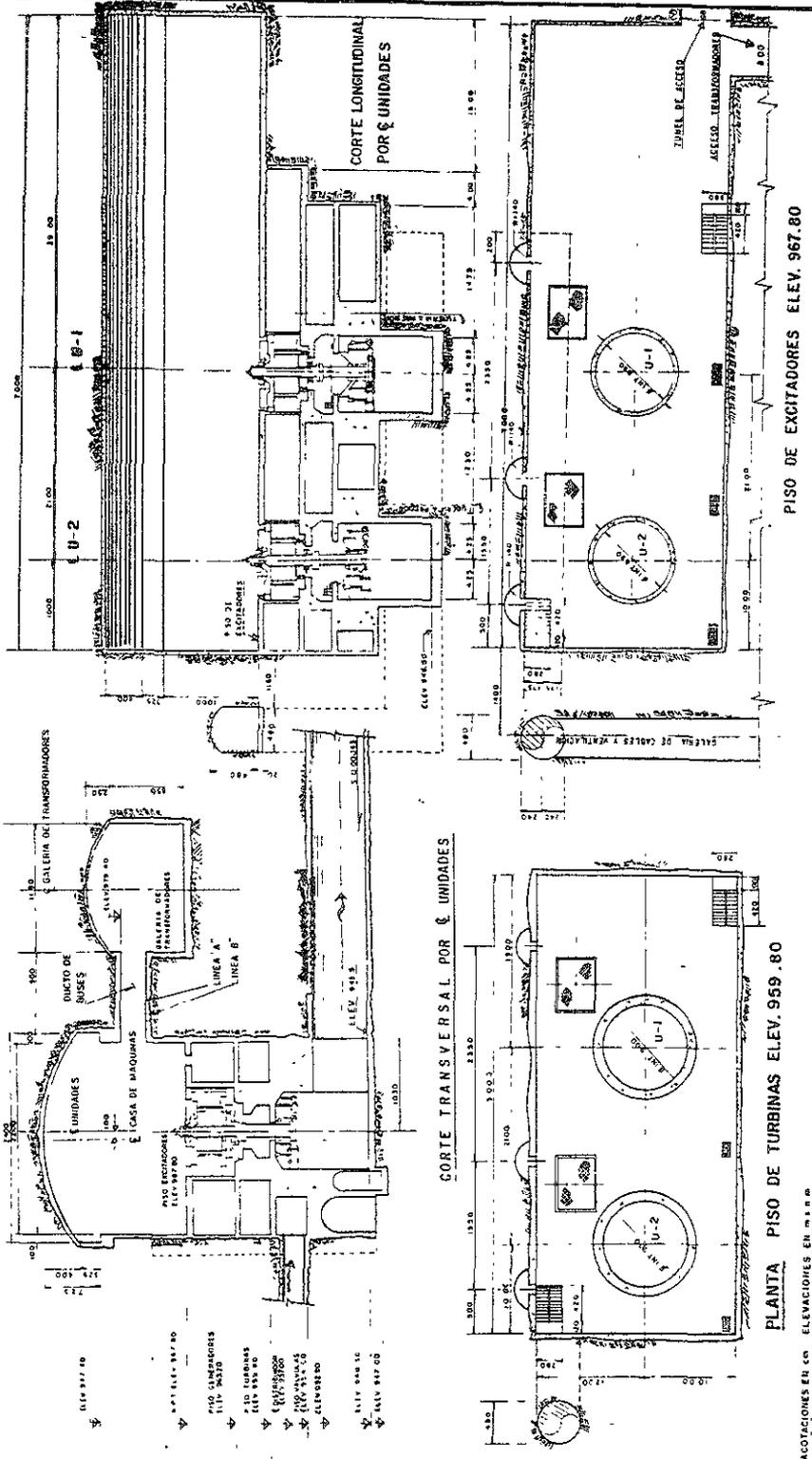


Figura 1.10. Casa de Máquinas

NOTACIONES EN CM ELEVACIONES EN M.S.N.M

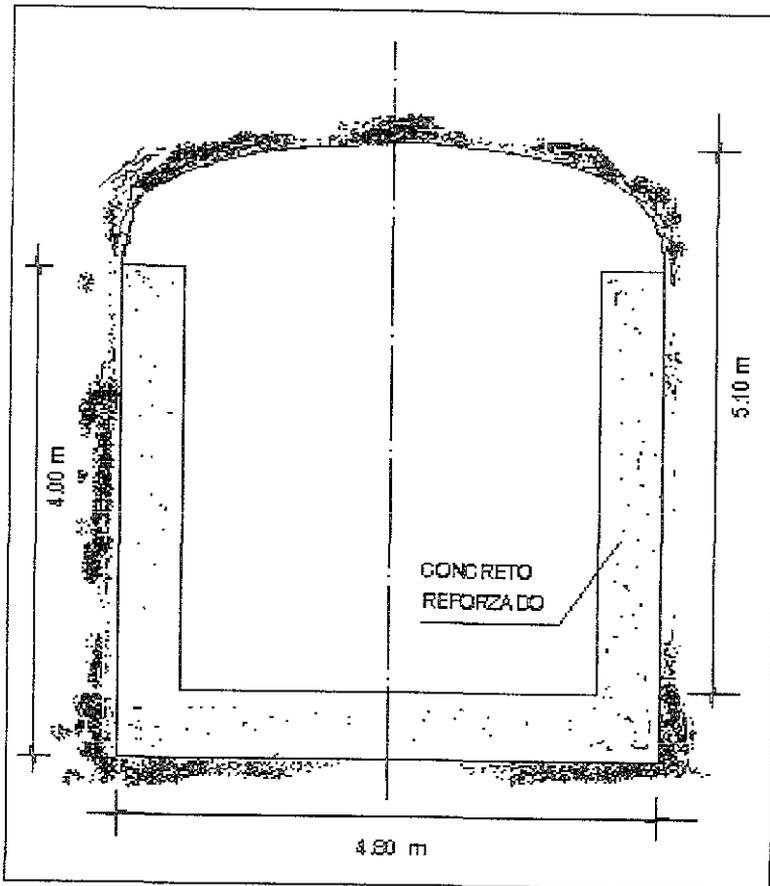


FIGURA 1.11. SECCIÓN DE DESFOGUE.

1.2.5. Subestación.

Se realizó también en tipo caverna y se localiza aguas abajo de la casa de máquinas, al lado de la galería para transformadores, separada de esta únicamente por el túnel de acceso a casa de máquinas.

Sus dimensiones generales son: 11.5 m de ancho, 22 m de largo y 12 m de altura.

Esta Subestación está blindada a base de hexafluoruro de azufre. Se ubica entre el río Moctezuma y el talud de la ribera.

1.3. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS

La Comisión Federal de Electricidad siempre ha dedicado un esfuerzo y cuidado especial en los estudios y acciones tendientes a prevenir, disminuir o compensar los impactos negativos de carácter social y ambiental que pudieran producirse en la zona de influencia de sus obras, de tal modo que un proyecto se convierta en una oportunidad de progreso, desarrollo, preservación y mejoramiento de las condiciones culturales y sociales en las zonas de las obras y su vecindad.

Como en todo proyecto hidroeléctrico se requiere de un embalse para la generación de electricidad. En el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán el embalse creado afectó a 2800 personas que habitaban los poblados de Rancho Nuevo, Vista Hermosa y la Vega en el estado de Querétaro y en el estado de Hidalgo las que habitaban los poblados de El Epazote, Aljibes y El Paso del Arenal.

La afectación de estas poblaciones hizo que la Comisión creara una serie de medidas contenidas en un plan para indemnizar a los pobladores.

El plan creado abarcó dos puntos primordiales, el de reasentamiento y el de impacto ambiental, dividiéndose estos en tres áreas básicas, las cuales fueron las siguientes:

- a) Reacomodo de Poblados
- b) Desarrollo Social
- c) Ecología y Medio Ambiente

El área de reacomodo de poblados se dio a la tarea de reubicar a la gente afectada y crear los nuevos poblados de El Porvenir, El Epazote y El Nuevo Paso del Arenal, así como el de Mesa de León y la Candelaria. Mejorándose las condiciones de vivienda y de servicios básicos que contaban en la zona.

El área de Desarrollo Social realizó una gran labor al implementar programas de productividad en los sitios de reacomodo para el mejor aprovechamiento de los recursos de su hábitat, además de haber desarrollado programas de salud, educativos, pecuarios, agrícolas, de capacitación y desarrollo comunitario, preservando la cultura y las costumbres de los habitantes de la zona.

1.3.1. Beneficios

Aunque el principal fin del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán es el de la generación de energía eléctrica, su construcción ha originado beneficios adicionales en las zonas aledañas a ella.

Dentro de los beneficios, se encuentran la generación de vías de comunicación, por la pavimentación de los diversos caminos de acceso, tanto en la zona de la boquilla como en la casa de máquinas en ambos estados, originándose así la infraestructura necesaria para comunicar a los estados de Querétaro e Hidalgo por medio de la corona de la cortina, a los diversos poblados y rancherías, y así crear un área económica.

Con la reubicación de las poblaciones afectadas y por consiguiente de la generación de nuevas comunidades originó que se construyeran casas habitación, escuelas, hospitales, iglesias y servicios de agua potable, alcantarillado y electrificación realizada por la Comisión Federal de Electricidad creándose con esto mejores condiciones de vida para los habitantes de la zona.

El área del embalse origina también el desarrollo de la piscicultura. Así mismo el desarrollo del proyecto hidroeléctrico en su construcción produjo una gran derrama económica en toda la región, debido a la gran demanda de mano de obra (30 % del total), materiales y servicios que se requirieron.

1.4. IMPACTO AMBIENTAL

La Comisión Federal de Electricidad enfrenta simultáneamente el reto de cubrir la demanda de electricidad del país adoptando los cambios necesarios que garanticen la energía eléctrica y a la vez prevenir y atenuar los impactos que ocasionen las acciones ejecutadas para tal fin sobre los recursos naturales y el ambiente.

En lo relativo a los aspectos ecológicos del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, la Comisión realizó desde 1988, previo al inicio de la Construcción, estudios de ecología e impacto ambiental aplicando acciones que permitieran reducir los impactos adversos al ecosistema y adecuar la utilización de los recursos, de la superficie del futuro embalse y su área de influencia, en apego a la normatividad, que marca la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

Estos estudios dieron a conocer cuáles especies de flora y fauna existían en el lugar con el propósito de evaluar los posibles prejuicios y ventajas que el proyecto hidroeléctrico pudiera ocasionar.

Cuando se habla de impacto ambiental - especialmente de una obra construida por el hombre, se consideran dos grandes rubros: el de los efectos negativos y el de los efectos positivos.

El impacto, además de negativo o positivo, puede serlo por corto o largo plazo, como también permanente; y puede pasar de negativo a positivo o viceversa, según los factores.

Lo que se realizó primero fue elaborar un programa general del proyecto que se dividió en varias etapas.

La primera etapa, de diagnóstico ambiental preliminar fue la del establecimiento de estrategias (que metodologías se aplicarían, que programas específicos se diseñarían para el proyecto); la segunda etapa consistió en resolver con los resultados del diagnóstico ambiental preliminar, en cuantos programas se dividiría el proyecto. De allí se paso a la tercera etapa , el de programas o estudios específicos que señalaron en grandes rubros las áreas de acción: fauna y flora al ambiente; al que se dividió en acuático y terrestre. Además que se incluyó otro programa, el de la conservación de los recursos naturales y la evaluación de impacto, englobando los conceptos anteriores.

Las áreas de acción fueron los siguientes:

- **Hidrológico.** Consistió en avalar la calidad del agua de los ríos San Juan, Tula y Moctezuma, así como la caracterización de la hidrología subterránea del área de influencia del embalse, asociado a la climatología de la zona.
- **Vegetación Acuática y Riparia.** Desarrolló programas para determinar las especies potenciales formadoras de malezas acuáticas que podrían proliferar en el embalse, evaluó la tasa de crecimiento y estableció la estrategia de remoción.
- **Fauna Acuática.** Desarrolló programas cuyos objetivos consistieron en realizar un inventario de especies para detectar aquellas susceptibles de ser introducidas en bordos temporaleros con fines de autoconsumo. Así como identificación de indicadores de contaminación.
- **Flora Terrestre.** Desarrolló programas cuyos objetivos fueron el de realizar el inventario de especies de la zona, caracterizar la flora y vegetación, identificar y rescatar aquellas en peligro de extinción, restituir la vegetación natural, determinar las especies de interés comercial, cultural y biológico.
- **Fauna Terrestre.** Desarrolló programas cuyos objetivos principales consistieron en determinar las especies en peligro de extinción, caracterizar la fauna en función a los tipos de vegetación y determinar las especies de valor cultural, biológico y económico, e identificar los diferentes vectores de enfermedades.
- **Epidemiología.** Desarrolló programas cuyos objetivos consistieron en realizar un diagnóstico situacional de salud, estableció un seguimiento epidemiológico en coordinación con los programas faunísticos de vectores de enfermedades.
- **Disposición de Desechos Sólidos y líquidos.** Consistió en programas cuyos objetivos fueron disponer de los residuos provenientes de los campamentos y de los nuevos poblados mediante métodos adecuados (rellenos sanitarios y pozos de absorción) en sitios que no representaran impactos a corto o largo plazo.

Otro programa, fue el del área natural protegida, que consistió en restituir las superficies impactadas definitivamente por la construcción del proyecto. Dicha área tuvo una superficie de 8760 ha. Incluyeron los siete diferentes tipos de vegetación que se encontraron en lo que es el área del embalse, subestación, casa de máquinas, caminos de acceso y el Nuevo Poblado.

Capítulo II
ESTUDIOS PRELIMINARES

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

Una vez seleccionada la zona probable comprendida en el cañón de "El Infiernillo" para la ubicación de la boquilla, la Comisión Federal de Electricidad se dio a la tarea de realizar una serie de estudios que permitieran encontrar el sitio exacto y el más adecuado para levantar la cortina tipo arco-bóveda y las obras complementarias de dicho proyecto.

Para esto se realizaron estudios de geología que permitieran encontrar las características geológicas de la zona y principalmente del macizo rocoso donde se empotró la cimentación de la cortina, y de hidrología que permitieran señalar las características del sistema hidrológico que convergen en la zona de la boquilla para obtener los datos básicos para el diseño de las características físicas de la cortina.

Así, el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán fue estudiado en sus etapas de evaluación y de prefactibilidad por el entonces Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas de la Subgerencia de Ingeniería Preliminar Civil y Geotecnia entre los años de 1982 y 1985. Durante el año de 1986 se realizó el estudio a nivel prefactibilidad, en lo que se tomó en cuenta los resultados de los estudios anteriores; así como los resultados de los estudios más recientes llevados a cabo por la Subgerencia de Anteproyectos de la Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos.

En este capítulo, mencionaremos en primer término las características generales de hidrología y geología de la zona, para continuar con los estudios realizados y los datos obtenidos de ellos, todos en este caso para la zona de la boquilla.

2.1. HIDROLÓGICOS

2.1.1. Evaluación de la Cuenca.

Como ya se mencionó anteriormente, el río Moctezuma forma parte del sistema hidrológico del río Pánuco, en la que se encuentra la cuenca del Valle de México, la cual es una cuenca cerrada para su estudio. En esta cuenca general, se encuentran las subcuencas del río San Juan y del río Tula, las cuales son importantes para analizar la zona de la boquilla. En la figura 2.1 se observa la delimitación de estas tres cuencas.

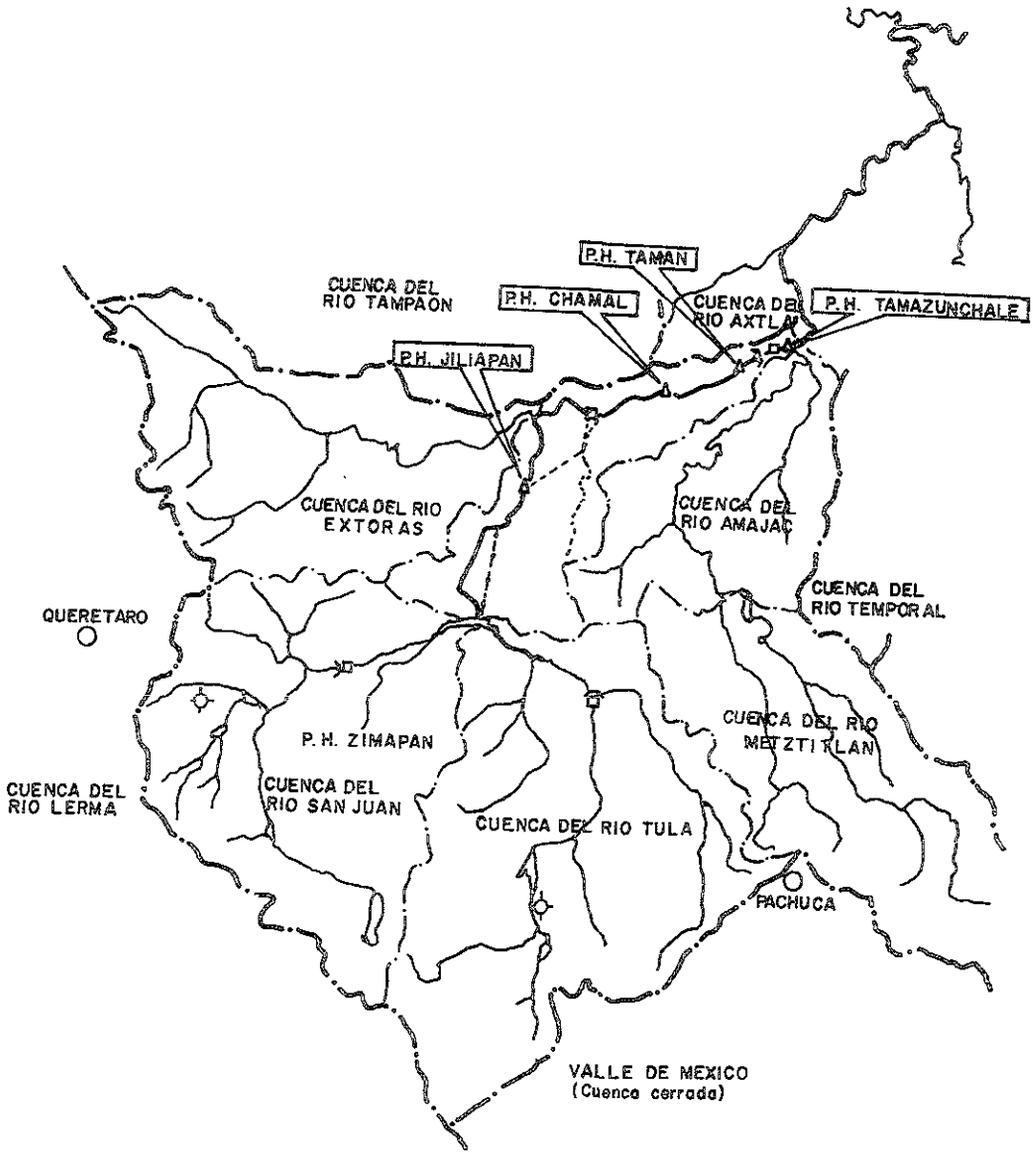


FIG. 2.1. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA DEL AREA DE INFLUENCIA

Para el estudio hidrológico del proyecto, se analizaron datos climatológicos obtenidos de estaciones hidrométricas distribuidas en las cuencas antes mencionadas, de las cuales las más antiguas operan desde 1963.

Los registros de escurrimientos, azolves, evaporaciones y lluvias, permitieron determinar la magnitud del aprovechamiento, así como los gastos de diseño de las obras de desvío y de excedencias.

Las áreas analizadas de las cuencas son las siguientes:

- a) área de la Cuenca del río Pánuco..... 84 956 km²
- b) área de la Cuenca hasta Zimapán..... 11 869 km²

2.1.2. Estudio de Avenidas.

Para el estudio de las avenidas y dadas las características hidrológicas de la cuenca, se consideraron cuatro eventos por separado, que al integrarlos definieron la avenida de diseño, tanto para la obra de desvío como para la obra de excedencias.

Inicialmente se definió una avenida hasta la estación hidrométrica Paso de Tablas y otra hasta la estación Ixmiquilpan, complementada esta información con los registros de precipitación de 6 estaciones climatológicas distribuidas en la cuenca propia del proyecto (ver figura 2.1), teniendo estas dos estaciones un período de registro hidrométrico de 11 años.

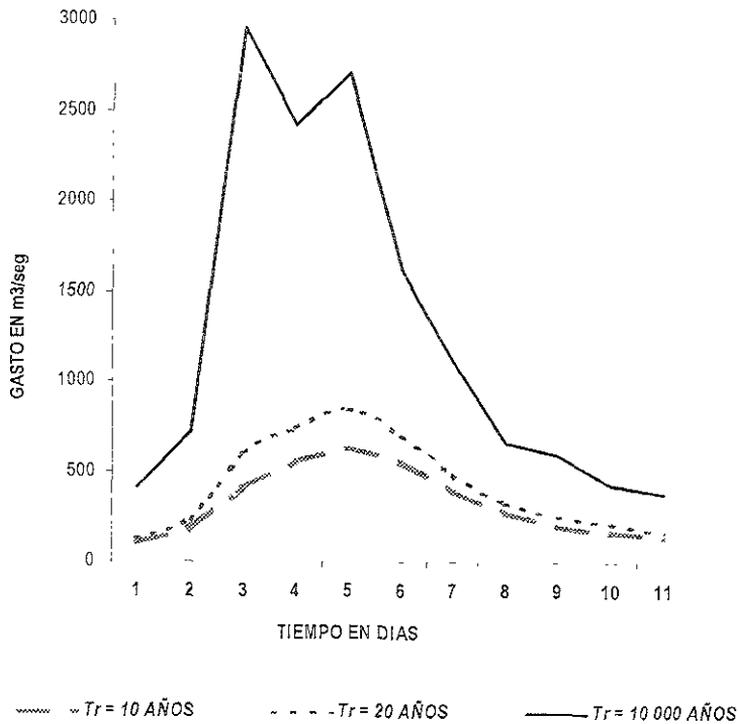
Para la cuenca propia, compuesta por dos subcuencas, se definió una tormenta que a través de un modelo lluvia-escurrimiento para cada confluente proporcionó las avenidas por cuenca propia. Finalmente se integraron las cuatro avenidas para cada período de retorno seleccionado, sumándola entre si y respetando su tiempo de traslado.

Los resultados obtenidos al utilizar este modelo son los siguientes:

TR (AÑOS)	GASTO MAXIMO (m ³ /seg.)	VOLUMEN (mill m ³)
10	632	310
20	542	403
10 000	2960	1209

En todos los casos la duración de la avenida se consideró de 11 días. A continuación se muestra el hidrograma creado de los resultados anteriores y el resumen de los datos de la avenida a 11 días.

DIA	GASTO m ³ /S		
	10 años	20 años	10,000 años
1	102	120	413
2	171	230	714
3	406	600	2960
4	552	736	2416
5	632	842	2712
6	555	701	1619
7	390	491	1113
8	272	325	658
9	197	247	591
10	171	213	424
11	137	160	375
VOL. En mil M³	310	403	1029



..... - Tr = 10 AÑOS - - - - Tr = 20 AÑOS ——— Tr = 10 000 AÑOS

AVENIDA MAXIMA PROBABLE P.H. ZIMAPÁN, HGO.

2.1.3. Azolves

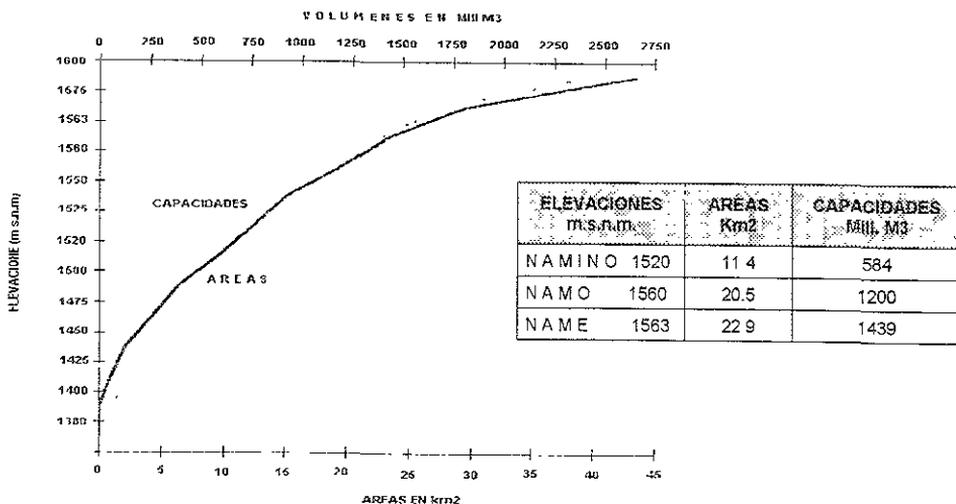
Para determinar el volumen de azolves o sedimentos y de las capacidades útiles del embalse, se analizaron diferentes tamaños de embalse y obras necesarias, con el objeto de determinar el más conveniente para el proyecto. De los escurrimientos se reportó un volumen medio anual de 982 mill. m³ y gasto medio de 31.1 m³/seg, con esto se determinó la capacidad útil del vaso.

Como resultado se obtuvieron las características finales del embalse quedando como capacidad útil un volumen de 680 mill. m³ y un volumen muerto de 680 mill. m³, con niveles de NAMINO a la elevación 1520 msnm, del NAMO a la elevación 1560 msnm y del NAME a la elevación 1563 msnm; ubicándose la corona de la cortina en la elevación 1565 msnm.

Con el objeto de precisar la capacidad instalada del proyecto para las características de tamaño, se consultó al Departamento de Metodología de la Subgerencia de Estudios Eléctricos, de la Gerencia de Estudios de la Comisión Federal de Electricidad quien después de analizar la información proporcionada (funcionamiento del vaso para distintas potencias y demandas de generación), se concluyó que una potencia de 280 MW integrada por dos unidades de 140 MW resultaba la mejor.

De acuerdo con los estudios de aportación de sedimentos, basados en los registros de las estaciones Tula y San Juan, se obtuvo un volumen de sedimentos del orden de 250 mill. m³ para un periodo de 100 años. Correspondiéndole a este una elevación aproximada de 1470 msnm y un área de 8 Km².

En la siguiente gráfica elevaciones-áreas-capacidades se observan los datos anteriores. En la figura 2.2. se muestran en forma representativa en la cortina.



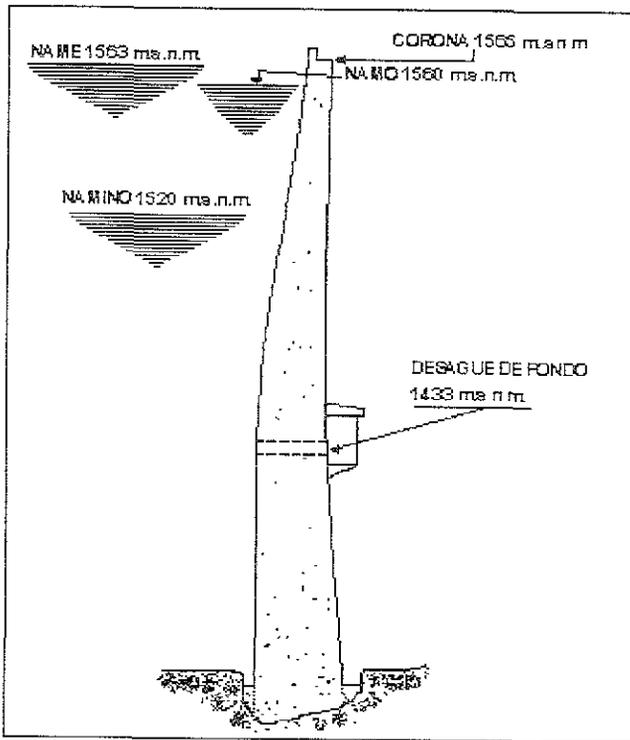


FIGURA 2.2. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS EN LA CORTINA.

2.1.4. Escurrimientos.

Una parte muy importante del estudio hidrológico lo constituyen los escurrimientos que ingresan al embalse del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, integrados estos afluentes por los registros simultáneos de lluvia, volúmenes y gastos de las estaciones hidrometeorológicas consideradas así como la dotación de agua potable a la Ciudad de México, las demandas de riego en las cuencas de los ríos Tula y San Juan y los volúmenes empleados en la Termoeléctrica de Tula.

Dada la complejidad de las cuencas en estudio, donde numerosos factores influyen en el régimen de escurrimiento, se planteó un modelo de funcionamiento llamado de "CAJA NEGRA", considerando explícitamente sólo los factores que inciden de manera directa en la integración de los escurrimientos. Por eso se requirió de información simultánea de ingresos y salidas de las cuencas, así como de los eventos relevantes en cada una de ellas. Por lo que el esquema se desarrolló para cada una de las cuencas.

Para relacionar las entradas por lluvia con las salidas correspondientes, se consideró como la manera más práctica y aceptable el empleo de coeficientes de escurrimiento, para lo cual se consideró el uso del suelo en la cuenca.

Los coeficientes de escurrimiento afectaron solo en las entradas a los volúmenes de lluvia y en el suministro a los volúmenes que por alguna causa diferente a la lluvia fueron devueltos a la cuenca.

Ya que se planteó el modelo y contando con la información necesaria, se procedió a su calibración, que consiste en la determinación de los coeficientes de escurrimiento que mejor representaron a los escurrimientos en cada caso. Una vez realizada la calibración de los modelos, se procedió a su utilización, para ello se definió el período de simulación y preparando la información necesaria correspondiente.

En lo concerniente al período de simulación se tomaron en cuenta los planes y programas de las dependencias involucradas, considerando que el parámetro que debe determinar dicho período es el crecimiento de la población en el Valle de México. Por lo que los volúmenes mensuales esperados en el sitio del proyecto fueron estimados con los resultados de la simulación de cada cuenca para el período de estudio.

En resumen, los resultados del modelo del Valle de México, son entradas para el modelo de Tula y los resultados de este sumado a los resultados del modelo de San Juan representaron finalmente los escurrimientos previstos en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán para el período de 1985 a 2030.

Los modelos anteriores en forma general arrojaron los siguientes resultados:

VALORES	VOLUMEN ANUAL (Mill. m ³)	GASTOS (m ³ /seg.)
INICIAL	750.81	23.81
FINAL	1186.19	37.61
PROMEDIO	982.23	31.15
1990	716.12	22.71
2000	992.09	29.24
2010	1077.87	34.18
2020	1559.91	36.78
2025	1180.01	37.42

Cabe mencionar la importancia que tiene el crecimiento del área metropolitana de la Ciudad de México, ya que los afluentes de la misma representan un volumen significativo y son desalojados hacia la cuenca del río Tula principal aportador del proyecto. De tal manera que los volúmenes aportados varían con el crecimiento de la población en el Valle de México, por lo tanto se considera que el volumen afluente máximo se alcanzará cuando la tasa de crecimiento de la población se estabilice

estimada para el año 2026, según las tendencias actuales y las proyecciones efectuadas.

En general los datos hidrológicos de diseño fueron los siguientes:

a) Número de años de registro (deducidos).....	43 años
b) Escurrimiento medio anual.....	982 mill. m3
c) Volumen medio mensual.....	81.8 mill. m3
d) Gasto medio anual.....	31.1 m3/seg
e) Volumen medio anual aprovechado.....	868 mill. m3
f) Gasto medio aprovechado.....	27.4 m3/seg
g) Porcentaje de aprovechamiento.....	88.0 %
h) Precipitación media anual.....	1188 mm.

2.2. GEOLÓGICOS.

Para la construcción de un Proyecto Hidroeléctrico es necesario conocer los tipos de roca donde quedaran desplantadas y alojadas las distintas obras que se construirán, principalmente la cortina.

Las propiedades específicas que tienen las rocas dan como resultados características físico-mecánicas y muy propias para cada una de ellas.

El conocimiento y la valoración de éstas sirven para diseñar y posteriormente construir optimizando materiales, esfuerzos y permitiendo a su vez adoptar factores de seguridad entre otros aspectos.

2.2.1. Geología Regional.

El área de estudio esta localizada en la zona limítrofe de las provincias fisiográficas de la Sierra Madre Oriental y el eje Neovolcanico transmexicano, quedando situadas las obras en la primera y el embalse en la segunda. El limite entre ambas se localiza en la confluencia del río Tula y San Juan y al norte el poblado de Zimapán. El eje Neovolcanico se caracteriza por la predominancia de mesetas fuertemente disecadas, coronadas por cerros cónicos y dómicos y en ocasiones lomerios de pendientes suaves y convexas. La sierra Madre Oriental se caracteriza por tener cadenas montañosas orientadas al NW-SE, cortadas por profundos cañones de paredes abruptas, tanto perpendicularmente como subparalelas a ella y separadas

por amplias depresiones topográficas con la misma orientación. En promedio su altitud es de 1800 m.

Las máximas prominencias topográficas son el cerro de Los Lirios, con 2300 m y el cerro de La Laja con 3100 m; la zona más baja se localiza sobre el río Moctezuma en el área de la subestación, la cual se encuentra a la cota 1000 m; el máximo desnivel se encuentra en el área del proyecto a consecuencia de 2100 m comprendidas en las zonas más prominentes que son el cerro de Los Lirios y la sierra del Doctor.

Regionalmente se han identificado como formaciones principales en el área donde se ubicará el proyecto la columna estratigráfica que esta constituida por las formaciones Las Trancas, El Doctor, Soyatal Méndez, El Morro, rocas volcánicas agrupadas en la formación Las Espinas, formación El Tarango, basalto pleistocénico y depósitos de Talud, Terraza, piamontes antiguos (disecados) y recientes, suelos aluviales y residuales, así como rocas intrusivas en forma de stocks y diques de varias composiciones.

El área donde se ubican las obras del proyecto hidroeléctrico, ha sido afectada por movimientos tectónicos ocurridos desde finales del cretácico hasta finales del terciario, produciendo fuertes plegamientos en las formaciones sedimentarias y afallamientos que algunos casos alcanzan algunos kilómetros de extensión y varios cientos de metros de salto.

Entre las discontinuidades de mayor importancia para el proyecto resaltaron las siguientes:

- **FALLA EL DOCTOR.** Es un corrimiento de gran magnitud, se localiza en dirección NE con respecto al eje de la boquilla y cruza al eje del túnel de conducción a unos 7.5 km aguas abajo de la toma, tiene una extensión de aproximadamente de 15 km y salto de 300 m.
- **FALLA TULA.** Se ubica exactamente en la confluencia de los ríos Tula y San Juan, es de tipo normal y de unos 7 km de longitud y su salto es de por lo menos 630 m e inactiva.
- **FALLA EL CAJON.** Es una falla subsidiaria de la falla Tula y se encuentra cerca del área de la boquilla, sobre el río Moctezuma; es de tipo normal y tiene un salto de 35 a 40 m.
- **FALLA DEL RIO MOCTEZUMA.** Se localiza muy cerca de la salida del río Moctezuma hacia el Valle de Maconi, es de tipo normal con más de 15 km de longitud y su salto es de 300 m.
- **FALLA DE TALUD.** Se ubica a unos 3.5 km al norte del área de la boquilla, en la margen derecha del río Moctezuma y tiene una orientación NW-SE su longitud es de casi 4 km, su salto es superior a los 200 m.
- **FALLA DEL ARENAL.** Esta orientada al NW-SE y se localiza a unos 100 m del área propuesta para la obra de toma, su longitud cartografiada es de 600 m, pero por relaciones de campo se considera cercana a 2.5 km, e inactiva.
- **FALLA DAXHI.** Se localiza en la falda norte del cerro del mismo nombre y es de tipo compresional,; su longitud cartografiable es de 4.5 km y es inactiva.

- **FALLA LA FLORIDA.** Es de tipo normal y de aproximadamente 18 km de longitud, se localiza siguiendo el curso del río Tula, es decir esta orientada al WNW-ESE; su salto es indeterminado y similar a la falla Tula.
- **FALLA LA LAJA.** Esta situada en la falda sureste del cerro del mismo nombre; tiene una orientación al NW-SE con una longitud mínima cartografiada de 9.5 m.
- **FALLA DEL MALACATE:** Esta localizada al oriente del área, en el camino que une El Carrizal con las minas del arroyo Tolimán; es de tipo normal con una orientación E-W y variaciones en su dirección; su salto se considera de aproximadamente 300 m, con el bloque del bajo hacia el sur.
- **FALLA DEL SAUCILLO.** Se localiza aproximadamente a 3.5 km al noroeste del área de la boquilla, se calcula una longitud de 4.8 km con el bloque del bajo hacia el sureste y también se considera inactiva.

En casi todas las zonas anteriores se realizaron exploraciones para determinar las características de la roca, aunque nuestro principal interés se basa en la zona de la boquilla. Las exploraciones realizadas fueron de 27 barrenos y 6 socavones para determinar las características del subsuelo y de la roca en las zonas.

De los 27 barrenos realizados 14 corresponden a la zona de la boquilla, la cual es la más estudiada con este procedimiento. De los 14 barrenos realizados en la boquilla, 7 se realizaron en la margen derecha, incluyendo 3 inclinados (2 a 20° y 1 a 45°) y 7 en la margen izquierda, incluyendo dos inclinados a 45° con un total de 1719 m correspondiendo 889 m a la margen derecha y 830 m a la margen izquierda.

La recuperación total en la margen izquierda fue de 92 % en promedio con un RQD del 81 %, y en la margen derecha la recuperación fue de un promedio del 87% con un RQD de 78.8 %.

Los barrenos del 2 al 9 y el 11 alcanzaron el nivel freático entre las cotas 1379.14 y 1370.42 respectivamente; en sección paralela al río sigue aproximadamente la pendiente hidráulica, pero en sección transversal tiene una forma muy irregular, propia de un acuífero en fracturas, con los altos asociados a fracturamiento "intenso" y fenómenos de capilaridad.

En estos barrenos se realizaron pruebas de permeabilidad tipo Lugeon; encontrándose que en la unidad calcárea (dolomía y brecha dolomítica) y en la unidad pelítico-calcárea la permeabilidad es muy baja, con promedio de 0.66 U LUGEON¹ en la margen izquierda y 0.88 U LUGEON en la margen derecha. Encontrándose que la máxima permeabilidad en la margen derecha fue de 2.1 U LUGEON sobre las calizas y lutitas inferiores, existiendo tramos en ambas márgenes y formaciones donde la permeabilidad fue nula.

En la tabla siguiente se observan las características de estas exploraciones.

U. LUGEON. Es una absorción de un litro de agua por minuto, por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 kg/cm²

EXPLORACION DIRECTA DEL SUBSUELO

BARRENOS EN ZONA DE LA BOQUILLA

BARR. No.	LOCALIZACION		PRUEBA (TFO, LUCEO)	RECUPER. MUESTRA	NIVEL FREATICO (m s.n.m)	PROFUNDIDAD TOTAL (m)	COORDENADAS			OBSERVACION (m.s.m)
	M. L.	M. D.					X	Y	Z	
ZONA DE LA BOQUILLA										
1		X	X	X-20°	1379 05	120 10	447814 7	2284327 3	1379 60	1357 95
2		X	X	X-20°	1379 50	120 45	447776 9	2284351 9	1380 84	1359 11
3	X			X	1373 69	100 95	447786 0	2284461 7	1387 07	
4	X		X	X	1371 46	119 70	447815 0	2284650 5	1382 96	1347 01
5		X	X	X	1372 92	120 20	447867 6	2284643 6	1383 32	1356 22
6	X		X	X	1376 80	120 00	447756 3	2284653 6	1384 00	1342 50
7		X	X	X	1370 42	112 20	447928 9	2284638 2	1384 52	1366 02
8	X		X	X	1376 87	169 00	447767 5	2284656 2	1526 87	
9	X		X	X-50°	1374 40	70 55	447817 3	2284650 9	1383 01	1355 00
10	X		X	X		170 15	447706 8	2284661 4	1528 08	
11		X	X	X		176 00	447893 1	2284637 9	1526 84	1361 00
12		X	X	X-45°	1379 94	70 60	447865 8	2284642 1	1383 38	1354 00
13		X	X	X		162 20	447952 7	2284636 1	1528 03	
16	X		X	X		81 15	447767 4	2284656 2	1526 87	
SOC-1	X					100 00	447828 8	2284647 1	1382 77	
SOC-2		X				100 00	447858 7	2284644 5	1383 22	
SOC-3	X					100 00	447778 4	2284651 6	1526 84	
SOC-4		X				100 00	447883 0	2284642 3	1526 83	
ZONA DEL EMBALSE										
V-1			X	X		102 00	447943 6	2283782 1	1610 91	
V-2						170 15	447944 2	2284055 9	1463 07	
V-3				X	1381 54	128 80	447739 9	2284238 2	1386 29	
TANQUE DE REGULACION										
TR-1		X	X	X		70 70	451794 7	2304489 6	1544 45	
TR-2		X	X	X		80 25	451948 1	2304636 6	1506 73	
TR-3		X	X	X		118 85	451985 0	2304294 7	1534 16	
TUNEL DE CONDUCCION										
C-2				X		500 15	450181 8	2290193 1	1914 82	
C-5				X		255 60	448773 9	2286664 6	1769 66	
C-6				X		343 50	448052 5	2289789 1	1800 15	
C-7				X		149 60	450545 5	2292185 8	1831 61	
TC-8				X		214 00	450121 5	2292337 5	1790 54	
SOC-5						80 60	449321 9	2291534 6	1804 20	
CASA DE MAQUINAS										
CM-1		X		X	953 31	51 55	452070 9	2305155 8	458 49	
CM-2		X		X	953 31	38 80	452038 3	2305149 9	968 27	

El otro método considerado fue el de la exploración por medio de socavones, realizándose en las zonas de la boquilla y en el trazo del túnel de conducción.

En la zona de la boquilla se excavaron 4 socavones sobre la sección B, dos en la margen derecha y dos en la margen izquierda, a cotas distintas (1383 y 1525) con una longitud total de 400 m (SOC-1, SOC-2, SOC-3 y SOC-4); sobre los socavones se excavaron ocho cruceros de 10 m cada uno, dirigidos hacia aguas abajo, en los que se realizaron pruebas de mecánica de rocas " in situ "; se excavó otro pequeño socavón en la margen derecha (SOC-5) para investigar el contacto entre las formaciones calcáreas y pelítico-calcáreas. En el túnel de conducción se realizó un socavón de 92 m de longitud, para determinar la naturaleza de la falla El Doctor. A continuación se describen cada uno de los socavones realizados en la zona de la boquilla, así como los resultados obtenidos de ellos.

SOCAVON-1.

Se realizó en la margen izquierda a la cota 1383, con 100 m de longitud y dos cruceros de 10 m, presenta 71 fracturas con echados fuertes (69° a verticales) e inclinaciones variables predominando las NW y las NE, agrupándose en cuatro sistemas: NE-25°, NE-50°, NW-25° y NW-45°. Las fracturas en general son escasas, variando entre dos y tres por metro, se encuentran rellenas de calcita o cerrada y son de poca importancia.

SOCAVON-2.

Se realizó en la margen derecha a la cota 1384, con 100 m de longitud y dos cruceros de 10 m, las fracturas son principalmente verticales, pero existen de hasta 32°; se cortaron en total 12 fracturas mayores y sólo localmente se presentan entre dos y tres por metro, en general se agrupan en tres sistemas: NE-40°, NW-30° y NW-5°; se encuentran rellenas de calcita o cerradas y son de muy poca importancia.

SOCAVON-3.

Se realizó en la margen izquierda a la cota 1525, con 100 m de longitud y tres cruceros de 10 m; presenta 67 fracturas con sus planos inclinados cercanos a la vertical e inclinados cercanos hacia el NW, representando cuatro sistemas: NW-75°, NE-35°, NW-40° y NE-60°; las fracturas son muy escasas con zonas localizadas en donde llegan a observarse de 3 a 4 por metro. En el portal las capas presentan algunos centímetros de arcilla interestratificada, principalmente en el techo.

SOCAVON-4.

Realizado en la margen derecha en la cota 1525, es de 100 m de longitud y dos cruceros de 10 m. Se cortaron 15 fracturas que definen el N-40° con algunas variaciones en rumbo y echado. El fracturamiento está distribuido uniformemente a lo largo de la excavación, observándose una separación entre fractura y fractura de 5 a 10 metros. Se encuentran rellenas de calcita o cerradas y son de muy poca importancia.

SOCAVON-5.

Se excavó en la margen derecha, en la zona de la boquilla y tiene forma de escuadra y 19 m de longitud, es de forma diagonal y en pocas ocasiones paralelo. Los estratos de calizas y lutitas están muy deformados y se encuentran con calizas a diferentes ángulos. En algunos sitios hay un espesor variable de milonita de color negro verdoso. Con este levantamiento se concluye que el contacto es de tipo tectónico.

2.2.2. Características del Macizo Rocoso.

Para determinar las propiedades mecánicas de las rocas y de las características geomecánicas de las mismas, se utilizaron los métodos sísmicos y pruebas "en situ" después de la elaboración de los socavones realizadas en la zona de la boquilla.

De los métodos sísmicos los más utilizados fueron los de Resistividad y sísmica de refracción y en algunas áreas el de cuerpo cargado, gradiente dipolo-dipolo.

El área de la boquilla se estudió con métodos sísmicos para determinar las propiedades mecánicas de las rocas e investigar la calidad del macizo rocoso entre los socavones y con geoelectrónica para localizar el contacto entre las calizas y lutitas subyacentes arrojando los siguientes resultados:

Espesor de la Roca Decomprimida	ED (m)	0.34 a 0.52
Velocidad de Onda Compresional	Vp (m/s)	5644
Velocidad de Onda de Corte	Vs (m/s)	3054
	Vp / Vs	1.85
PROPIEDADES ELASTICO-DINAMICAS		
Peso Volumétrico	kg / cm ³	2.77 a 2.54
Resistencia a la Compresión Simple	Rc (kg/cm ²)	859 a 1279
Módulo Estático de Young	E (kg/cm ²)	727 273 a 800 000
Relación de Poisson		0.29
Módulo de Corte	kg / cm ²	251 900
Módulo de Young	E (kg/cm ²)	663 500
Módulo de Compresibilidad	K (kg/cm ²)	540 700

Si bien estos parámetros fueron obtenidos aguas arriba de la boquilla, el estudio geológico de esta nueva área ha demostrado similitud en todas las características para el área explorada, por lo que los datos anteriores se consideran confiables.

Para determinar las características geomecánicas del macizo rocoso se realizaron varias pruebas de laboratorio y pruebas "in situ". En enero de 1984 se realizaron pruebas de laboratorio sobre núcleos obtenidos en ambas áreas; se realizaron ensayos de compresión simple, compresión triaxial, deformación bajo carga triaxial simple y tensión indirecta (prueba brasileña).

En agosto del 1985 se presentaron los resultados de la campaña de prueba "in situ", en esta campaña se realizaron pruebas de gato plano, pruebas de placa, roseta y gato Goodman. En las tablas 2.1 y 2.2 se muestran los resultados obtenidos de las pruebas anteriores.

BARR EN	MUEST RA	PROF. m	REL ESBEL.	W (%)	γ g/cm ³	Re kg/cm ²	Eg kg/cm ²	DESCRIPCION DE LA MUESTRA (Clasificación microscópica)
V-1	3	95.60	2.48	1.10	2.85	2033	711	Andesita porfídica microamigdaloides color gris oscuro. Amigdalas rellenas con máficos alterados a hematita. La distribución de amigdalas es homogénea.
V-2	1	17.40	2.51	7.30	2.38	295	62	Brecha andesítica enterolítica gris rojizo oscuro.
V-2	2	51.45	2.49	3.75	2.66	476	260	Andesita porfídica color gris rojizo oscuro con microamigdalas rellenas de máficos alterados a hematita. La distribución de amigdalas es homogénea. La muestra tiene solo una fractura semivertical rellena de calcita
V-2	3	56.30	1.99	1.20	2.82	1017	-	Igual a la muestra V-1-3
V-2	4	74.00	2.50	0.37	3.16	1781	920	Igual a la muestra V-1-3
V-2	5	74.12	2.51	0.45	2.87	539	733	Igual a la muestra V-1-3 y con una fisura diagonal de 60° echado
V-2	6	102.70	2.50	4.85	2.53	301	154	Andesita amigdaloides color gris rojizo obscuro. Las amigdalas están rellenas de calcita y de minerales arcillosos y son irregulares.
V-2	7	123.50	2.47	5.41	2.51	111	70	Igual a la muestra V-2-6, aunque mucho más rojiza
V-2	8	148.00	2.00	1.40	2.73	1596	-	Andesita gris oscuro con bandas de alteración hematizadas de dirección errática. Tiene escasas amigdalas de forma irregular rellenas de minerales arcillosos. La roca es muy compacta y con escasas fisuras.
V-2	9	148.12	2.50	1.80	2.71	1226	608	Igual a la muestra V-2-8.
V-3	2	38.20	2.47	8.03	2.39	114	50	Brecha andesítica enterolítica color rojizo oscuro con matriz compuesta de minerales arcillosos tipo caolín.
V-3	3	40.60	2.49	9.75	2.14	426	130	Toba de grano grueso andesítica color rosáceo ligeramente alterada con fisura semivertical sin relleno abierta parcialmente y de 0.3 mm aproximadamente de espesor.

TABLA 2.1. RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO, BARRENOS V-1, V-2 Y V-3.

FORMACION	TIPO DE ROCA	g (g/100m ²)						w (%)						Ri (kg/cm ²)						Rc (kg/cm ²)						Est (kg/cm ² x 1000)						OBSERVACIONES	
		n	x	s	U	max	min	n	x	s	U	max	min	n	x	s	U	max	min	n	x	s	U	max	min	n	x	s	U	max	min		
DOCTOR	Dolomia muy fisurada y brechas dolomíticas	17	2.75	0.052	2	2.88	2.67	17	0.76	0.85	112	3.80	0.15	10	57	28	50	1.30	30	17	860	334	39	1510	137	17	729	201	28	1125	426		
	Dolomia medianamente fisurada	16	2.78	0.036	1	2.82	2.72	16	0.23	0.11	48	0.63	0.09	11	69	22	32	111	19	16	832	369	44	1633	243	16	769	158	20	1000	312		
	Dolomia poco fisurada	2	2.79	0.015	0.5	2.80	2.77	2	0.23	0.01	4	0.24	0.22	1	136						2	2433	612	25	3045	1821	2	1075	25	2	1100	1050	
	Calclurita con baja a media fisuracion	2	2.74	0.025	1	2.76	2.71	3	0.14	0.02	17	0.17	0.12								2	721	78	11	799	642	3	767	277	36	1020	381	Barrenos ubicados en la zona de la boquilla
	Grauwaca sin milonita	1	2.66					1	0.99												1	849					1	486					
	Grauwaca con milonita	4	2.68	0.013	0.5	2.70	2.67	4	0.61	0.23	38	0.92	0.29	3	33	13	40	51	20	3	643	190	30	828	382	2	469	98	21	567	371		
SOYATAL	Lutita negra carbonosa calcárea	1	2.66					1	0.47											1	16												
	Lutita negra intercalada con arenisca	6	2.69	0.012	0.5	2.71	2.67	6	0.85	0.16	18	1.12	0.64	5	51	9	18	61	35	7	243	129	53	455	14	4	152	70	46	236	65		
	Caliza esilicítica	23	2.69	0.029	1	2.72	2.59	23	0.37	0.37	100	1.74	0.11	10	57	20	35	86	29	23	1076	515	48	1875	82	22	706	184	26	917	286		
	Caliza arcillosa carbonosa y caliza arcillosa hematizada	13	2.69	0.035	1	2.70	2.57	13	1.19	0.68	56	2.32	0.19	8	48	24	50	101	23	11	345	246	71	739	5	8	347	235	68	641	65	Blanco ubicado en la margen derecha	
	Lutita calcárea	5	2.64	0.040	1	2.68	2.57	5	1.14	0.39	35	1.20	0.60	3	21	5	22	27	16	5	174	112	67	334	17	5	215	165	77	500	13	Conduccion opcion B	
	Brecha de caliza	2	2.63	0.060	2	2.58	2.47	2	3.11	1.50	48	4.62	0.61								2	504	222	44	725	282	2	286	146	49	441	150	
Caliza		?	2.72					1	0.22					1	41					1	894						1	714					

TABLA 2.2. VALORES ESTADÍSTICOS OBTENIDOS EN ENSAYES DE LABORATORIO. Barrenos 4, 12, 13 y C6L.

En resumen, de las características de la zona de la boquilla y de las pruebas realizadas a ésta, se concluye lo siguiente:

El cañón de "El Infiernillo" tiene una estructura homoclinal de 10° de inclinación, la cual buza de margen derecho a margen izquierdo y hacia aguas abajo del río Moctezuma. Con la conformación del cañón se aprecia su estratigrafía, compuesta por calizas, dolomías y dolomías-brechoides de la formación El Doctor, las que por efectos de tectónismo regional sobreyacen a una alternancia de lutitas calcáreas, areniscas y algunos estratos de calizas arcillosas de la formación Soyatal Méndez (tabla 2.2).

Morfológicamente el cañón, en la zona de la boquilla, tiene un perfil asimétrico, con altura en margen izquierda menor que en la derecha, con ambas paredes casi verticales y en ambas partes con pendiente contraria, el cañón tiene una amplitud de 9 m en el cauce y 270 m de separación en su parte más alta; por estas características del cañón se hizo posible la construcción de una cortina tipo arco-bóveda, ya que, las fuerzas que inciden en este tipo de presas son transmitidas a las laderas del cañón y aún más que los estudios realizados arrojaron resultados que el macizo rocoso está conformado por una roca de buena competencia, alta resistencia y baja permeabilidad (figura 2.3).

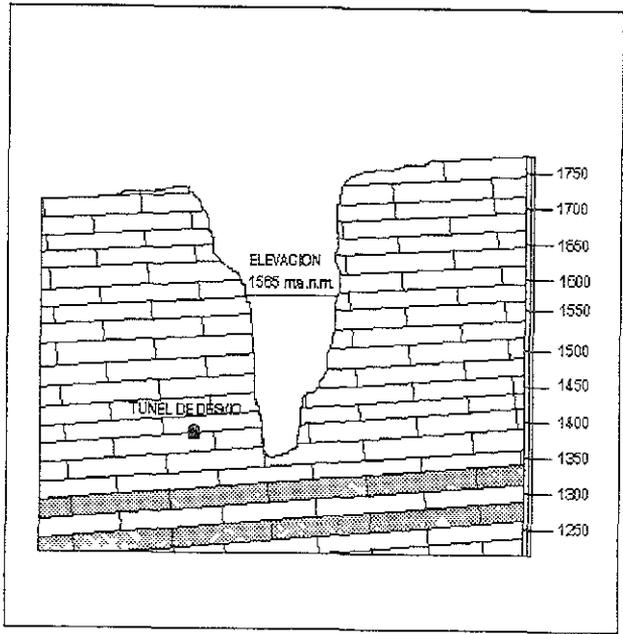


FIGURA 2.3. PERFIL ESTRUCTURAL DE LA BOQUILLA

2.2.3. Sismicidad de la Zona.

En relación al proyecto se realizaron investigaciones de tipo regional y de bibliografía para definir las características actuales del área que pudieran servir de base o complemento para la evaluación de la sismicidad y el riesgo sísmico de la región en donde se ubica.

La región de estudio se encuentra ubicada en la frontera de las provincias peninsular y asísmica. La primera se caracteriza por sismos ocasionales, no mayores de 6 grados de la escala de Richter, en donde los epicentros más cercanos se localizan a 200 km, al oeste, en el Océano Pacífico. Tal como se observa en la tabla 2.3 donde se muestra que para los eventos sísmicos en el período de 1920 a 1984, la actividad es escasa y no hay evidencia histórica de eventos mayores a 5.5° (Richter); la aceleración máxima producida corresponde al sismo del 11 de marzo de 1950 con una aceleración máxima de 0.014 g.

PROYECTO HIDROELÉCTRICO ZIMAPÁN.

No.	FECHA	LATITUD	LONGITUD	DISTANCIA (Km)	MAGNITUD (RICHTER)	ACELERACION
1.				49	3.7	0.006
2.				50	5.0	0.019
3.				50	4.2	0.009
4.				61.2	5.1	0.016
5.				74	5.0	0.009
6.		20.720	99.630	13	3.0	0.014
7.		20.508	99.294	32	4.0	0.013
8.	14-10-48	20.117	99.283	67	4.5	0.009
9.	8-02-49	20.117	99.283	67	4.5	0.009
10.	11-03-50	20.350	98.980	67	5.0	0.014
11.	15-08-56	20.117	99.833	72	4.0	0.005
12.	14-02-84	20.012	99.703	77	2.4	0.001
13.	23-07-84	20.040	100.010	90	2.8	0.002
14.	21-12-84	20.674	99.068	43	3.4	0.006

TABLA 2.3. SISMICIDAD REGISTRADA EN EL ÁREA COMPRENDIDA ENTRE 99° Y 100° LONG. W Y 20° Y 21° LAT. N (1920-1970).

En la tabla 2.4 se puede observar el gran potencial sísmico de los principales rasgos estructurales del área; donde el rasgo más peligroso corresponde a la falla El Doctor, de tipo inverso y mecánica compresional; en segundo lugar se encuentra la falla La Florida; la aceleración máxima es de 0.21 y de 0.15 g respectivamente. La tectónica actual de la región central del país es de tipo extensional y no compresional; de acuerdo a las evidencias de campo actuales se considera que la falla El Doctor es inactiva. Por lo que se propuso un factor de 0.15 g como el valor más adecuado para el diseño, así como un estudio para comprobar la inactividad de la falla El Doctor y la continuidad de la falla La Florida, ya que si no es continua el factor se reduce.

PROYECTO HIDROELÉCTRICO ZIMAPÁN

FALLA		DIST.MIN. (Km)	DIST.HOR. (Km)	LONG. (Km)	PROF. (Km)	MAGNITUD KANAMORI 1975	MAGNITUD SINGH 1980	ACELERAC. CAMPBELL 1981
I	19°	3.2	7.3	25	8		6.5	0.31 0.21
II	23.5°	5.3	12.2	12	30		5.9	0.15 0.10
III	74.1°	0.4	0.4	5	12	2.1		0.17 0.12
IV	~90°	14.4	14.4	17.5	40		6.1	0.15 0.10
V	~90°	2.9	2.9	5	10	2.1		0.03 0.02
VI	80°	2.2	2.2	3.5	0.8	1.6		0.03 0.02
VII	78°	1.3	1.3	2.3	0.8	1.1		0.03 0.02
VIII	~90°	8.7	8.7	4.5	0.8	2.0		0.01 0.01
IX		9.5	9.5	3.7	0.5	1.7		0.01 0.01
X		5.5	5.5	10.5	1.5	3.1		0.04 0.03
							5.6	0.22 0.15
XI	~90°	5.0	5.0	3.5	0.8	1.6		0.01 0.01
XII	82°	15.7	15.7	9	1.3	2.9		0.01 0.01
XIII	~90°	0.18	0.18	1.0	0.4	0.01		0.09 0.06
XIV	~90°	0.29	0.29	0.55	0.35	0.01		0.03 0.02

TABLA 2.4. ESTUDIO DE RIESGO SISMICO EN BASE A LAS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS LOCALES Y REGIONALES.

Capítulo III

PROGRAMACIÓN

3. PROGRAMACIÓN

Dada la importancia del tipo de obra por ejecutar como fue el caso de la cortina tipo arco-bóveda de concreto masivo, fue de vital importancia realizar la organización y programación de los recursos disponibles que se utilizaron en su construcción, (materiales y maquinaria), ya que representaron un punto importante en los Procesos Constructivos.

De las actividades planteadas para la cortina y de los volúmenes obtenidos del diseño, fue conveniente optimizar los materiales y la maquinaria para obtener los rendimientos deseados, de aquí se realizó y planteó un programa en donde quedaron incluidos todos estos factores para señalar los tiempos, fechas y avances de dichas actividades.

En todas las obras y principalmente en las de gran magnitud siempre es favorable que se sigan los puntos establecidos en las especificaciones y en el programa para obtener buenos resultados; aunque cabe mencionar que un programa es un punto teórico ya que no se siguen al pie de la letra por diversos factores ajenos a la que influyen directamente en la construcción, pero representa un parámetro a seguir para marcar en él las diferencias encontradas en el transcurso de la construcción; así como las posibles correcciones y modificaciones que se puedan realizar.

Veremos en este capítulo los factores mencionados anteriormente, ya que representan la introducción para dar a conocer los Procesos Constructivos seguidos en la cortina.

3.1. ACTIVIDADES DE OBRA EN LA CORTINA.

Las actividades o alcances que se siguieron en la cortina fueron los siguientes:

- a) Desmonte y despalme del sitio de la boquilla y sitio en donde se construirán los pulvinos.
- b) Excavación a cielo abierto para el desplante de la cortina y zona de los pulvinos.
- c) Excavación de galerías para inyección en ambas márgenes.
- d) Excavación dental para el tratamiento de fallas, cavidades y fracturas.

- e) Inyección de sutura y consolidación en zona de pulvinos.
- f) Inyección de impermeabilización a través de las galerías.
- g) Tratamiento de taludes a base de anclas de fricción y/o tensión donde se requiera, así como concreto lanzado con malla metálica.
- h) Suministro y colocación de soportes definitivos y temporales de la cimentación en zona de pulvinos a base de marcos, barreras, mallas metálicas, etc.
- i) Construcción de todas las estructuras de concreto como son: Pulvinos, base de la cortina, placa o cuerpo de la cortina, revestimiento y portales de entrada de galerías de inyección, etc.
- j) Suministro y colocación de las cimbras y acero de refuerzo.
- k) Suministro y colocación de los componentes del concreto: cemento, grava, arena, agua y aditivos, así como para proteger el colado.
- l) Suministro y colocación y postensado de tirantes, llevando un control del tensado.
- m) Control y desvío de los escurrimientos debidos a filtraciones de las ataguías.
- n) Suministro y colocación de barras y pernos de anclaje.
- o) Control de la temperatura de los colados por medio de hielo y/o serpentines para la circulación del agua.
- p) Colocación de los elementos necesarios para las juntas de construcción y de contracción.
- q) Relleno de cavidades a base de morteros de cemento.
- r) Colocación de tubos para drenaje e inyecciones.
- s) Explotación, extracción y procesamiento de agregados naturales para ser empleados en la obra.
- t) Limpieza general durante y al término de la obra.

3.2. ESPECIFICACIONES.

3.2.1. Materiales

A continuación describiremos las especificaciones de los principales materiales que intervinieron y que fueron necesarios para la elaboración de la cortina.

◦ CEMENTO.

Se empleó cemento puzolánico elaborado con clinker portland tipo I y un contenido de 25 % de puzolana. Aún cuando se sabe que el contenido de puzolana reduce prematuramente el revenimiento del concreto fresco, se recomendó que lo más conveniente para elaborar el concreto sería disponer de un cemento puzolánico hecho con clinker tipo II con un contenido de puzolana de 15 a 20 %. Cuando no se contó con el clinker tipo II, se utilizó clinker tipo I pero sin exceder del 20 % de puzolana.

De acuerdo a estas características, fue indispensable realizar pruebas con el objeto de:

- a) Verificar la evolución de la resistencia a compresión de la mezcla de concreto de uso previsto, hasta los 90 días de edad por lo menos.
- b) Comprobar la compatibilidad del cemento con el aditivo reductor de agua y retardador del fraguado.
- c) Determinar la pérdida inicial de revenimiento del concreto recién mezclado en condiciones de obra.

Con el fin de certificar la calidad del cemento antes de abandonar la planta en donde se produjo, fue recomendable la presencia permanente de un inspector en fábrica, con la función adicional de servir como enlace entre el fabricante y la obra, así como mantener información acerca de los suministros. Como parte de un programa de aseguramiento de calidad, fue conveniente que todo cemento destinado al concreto de la cortina debiera ir acompañado de un certificado de calidad respaldada por el fabricante y asignado por el representante del comprador

◦ AGREGADOS:

Los agregados se produjeron por trituración y molienda de la roca caliza que se obtuvo de la explotación de una cantera en el banco llamado "Yethay", cuya calidad fue aprobada y de la cual no es reactiva con los álcalis porque no contiene zonas con rocas dolomíticas. A fin de prevenir cualquier contingencia en este aspecto, fue conveniente que durante la explotación de la cantera existiera la supervisión de un geólogo.

De acuerdo a la planta de producción de agregados, el proceso de reducción de tamaño de la roca fue considerada en cuatro etapas básicas:

1. Trituración primaria con una quebradora de quijadas que se alimentó con bloques de hasta de 800 a 1000 mm para reducirlos a tamaños menores de 200 mm.
2. Trituración secundaria con una trituradora de impacto que se alimentó con fragmentos de entre 76 y 200 mm para ser reducidos a tamaños menores de 38 mm.
3. Trituración terciaria con una trituradora de cono, alimentada con fragmentos de hasta de 38 mm para ser reducirlos a tamaños de arena gruesa (1.2 a 4.8 mm).
4. Molienda con un molino de barras, alimentado con fragmentos de 19 mm para producir los tamaños finos de la arena (0.0 a 1.2 mm).

Debido a la elevada capacidad de producción de agregados de esta instalación (más de 200 ton/hora) fue necesario que el sistema de verificación de calidad fuera rápido y eficaz, y para ello resulto indispensable contar en el sitio con facilidades adecuadas al ritmo de la producción. Esto implicó instalar en el lugar una caseta de control con el equipo de laboratorio necesario y el personal suficiente. En esta caseta se efectuó rutinariamente las pruebas necesarias que admitieron como parámetros de la calidad de los agregados en el curso de la producción, y que son:

- a) Granulometría, incluyendo contaminación de sub y sobre tamaños.
- b) Forma de partículas (partículas planas y alargadas, coeficientes de forma).
- c) Limpieza (finos indeseables).

Estas pruebas se efectuaron al inicio de la operación de la planta, a fin de obtener la información necesaria para hacer los ajustes adecuados en el proceso. Una vez regularizada la producción se pudo reducir la frecuencia de las pruebas de forma y limpieza, conservando como prueba de rutina la determinación de la granulometría. Estas pruebas se ejecutaron inmediatamente antes que los agregados entraran a los depósitos de la planta de concreto.

◦ A G U A.

El agua prevista para la elaboración del concreto fue ensayada y aprobada, pero se tuvo conocimiento de que las aguas superficiales de la región solían presentar elevados índices de contaminación. Por tal razón, fue recomendable que existiera un plan de muestreo y verificación periódica de la calidad del agua, el cual se contempló dentro del programa general de aseguramiento de la calidad del concreto.

También fue conveniente disponer de la información periódica (en las diversas épocas del año) acerca de las características del agua que posteriormente pudieran tener contacto con el concreto de la cortina al formarse el embalse, a fin de tomar conocimiento anticipado de cualquier suceso indeseable.

◦ ADITIVO.

Se utilizó en el concreto un aditivo reductor de agua y retardador del fraguado, el cual fue ensayado y aprobado. Tomando en cuenta la falta de certidumbre en cuanto al cemento, fue necesario verificar el comportamiento de este aditivo cuando se dispuso de un lote preliminar del cemento definitivo.

De todo el lote de aditivo destinado a la obra se acompañó de un certificado de calidad emitido por el fabricante, respaldado por el resultado de algunas pruebas escogidas como índices de calidad y realizadas bajo supervisión del personal designado en el programa de aseguramiento de la calidad del concreto.

◦ CONCRETO.

La planta para la dosificación y mezclado del concreto fue muy avanzada en su instalación, y sus características fueron las más adecuadas para la elaboración del concreto requerido para la cortina tanto en calidad como en cantidad.

Dadas las características del vehículo transportador del concreto, el tamaño máximo del agregado (76 mm) y el volumen de concreto de la muestra (no menos de 15 litros) resultó imposible hacer la intercepción del concreto en forma manual para obtener muestras, por lo que se tuvo que instalar un dispositivo operado mecánicamente. Cuando no se pudo de esta forma, se obtuvieron las muestras del concreto directamente de la caja del camión de volteo ("dumpcrete") en el cuál se transportó, lo cual no siempre permitió tomar muestras representativas.

Las pruebas recomendables para juzgar las características del concreto recién mezclado, fueron: revenimiento, temperatura, peso volumétrico y análisis de composición. Las dos primeras son las más sencillas y las más rápidas e informativas por lo que se realizaron cada vez que se colocó una cantidad de concreto. El peso volumétrico se realizó cada vez que se elaboraron especímenes de prueba de concreto endurecido.

Para la determinación de la resistencia del concreto se emplearon especímenes cilíndricos de 30 cm de diámetro, de 45 cm y 60 cm. En la confección de los especímenes se emplearon el concreto integral (sin cribado). La edad de referencia fue a los 90 días aunque se necesitaron ensayos a otras edades (7, 28, 180, y 360). Como control hubo que realizar algunos ensayos de muestras cilíndricas de 30 cm de diámetro prelavados con perforaciones con corona de diamante (por ejemplo $\varnothing=234$ mm). La resistencia característica a la compresión uniaxial de los especímenes fue de 20 MPa = 200 kg/cm² con la dispersión real de los resultados este último valor fue el requerido. Lo que dio una resistencia promedio de 23 Mpa=230 kg/cm². Cuando se tuvo una dispersión mayor al 12 % se aumentó por consecuencia el valor de la resistencia.

Para cada tongada de la cortina o por turno de hormigoneado fue oportuno confeccionar 8 cilindros de 30 cm de diámetro por 45 cm de altura destinados a las

pruebas para la determinación de la resistencia. Sistemáticamente hubo que controlar también la granulometría de concreto y hacer pruebas de permeabilidad (por ejemplo cada 10 entre 12 días). Por último se realizaron algunas pruebas para la determinación del módulo de elasticidad y otras características del concreto.

Cabe mencionar que se recomendó el uso de un concreto un poco más rico de cemento de lo requerido para obtener la resistencia antes mencionada en la cara de la cortina aguas arriba, para disminuir la permeabilidad, y contra la roca para obtener una mejor adherencia y una mejor resistencia en zonas de concentración de tensiones. De lo anterior se computó una dosificación de: 220 kg de cemento/m³ en el cuerpo de la cortina y 260 kg de cemento/m³ en la cara aguas arriba y contra la roca.

Las otras características del concreto fueron las siguientes:

En la cara aguas arriba y contra la roca:

- Peso específico del concreto..... 2 500 kg/cm³.
- Calor específico..... 0.23 kcal/kg °C.
- Calor de hidratación que se desarrolla en 12 días..... 15 454 kcal/m³.
- Difusión del concreto..... 0.003 m²/h.
- Temperatura de colocación..... 20 °C.

En el cuerpo de la cortina:

- Peso específico del concreto..... 2 500 kg/m³.
- Calor específico..... 0.23 kcal/kg °C.
- Calor de hidratación que se desarrolla en 12 días..... 13 077 kcal/m³.
- Difusión del concreto..... 0.003 m²/h.
- Temperatura de colocación..... 20 °C.

En ambos concretos el revenimiento fue de 4 ± 2 cm.

Para la ejecución de las pruebas de concreto fresco y la preparación de especímenes, se instaló una caseta adjunta a la planta, tal y como se acostumbra en estos casos. El personal adscrito a esta caseta no solamente tuvo a su cargo la ejecución de las pruebas al concreto que se produjo sino también verificó todos los aspectos relacionados con su elaboración (cantidades de materiales dosificados, tiempos de mezclado, etc.) conforme al plan de aseguramiento de calidad.

3.2.2. Maquinaria y Equipo.

A continuación describiremos la maquinaria y el equipo principal que se utilizaron en las diversas actividades planteadas en la construcción de la cortina.

◦ **PLANTA PROCESADORA DE AGREGADOS.**

Esta planta se localizó en las proximidades del banco de materiales el "Yethay". La planta consistió de lo siguiente:

- 1 Tolva de alimentación.
- 1 Machacadora de mandíbula de 1100 X 900 mm.
- 1 Trituradora de cono.
- 1 Criba vibratoria.
- 1 Conjunto de bandas transportadoras para el manejo y transporte del material producido.

Tuvo una producción aproximada de 200 ton/hr de roca triturada de un tamaño máximo de 3", y potencia instalada de 250 KW.

Esta planta produjo las siguientes clases de granulometría:

- a) Arena..... No. 200 - (3/16)"
- b) Grava..... (3/16)" - (3/4)"
- c) Grava..... (3/4)" - (1/2)"
- d) Grava..... (1/2)" - 3"

Todos los agregados clasificados fueron almacenados en silos metálicos con capacidad de 800 m³ cada uno. Esta planta suministró una producción de 180 ton/hr de agregados seleccionados y lavados (figura 3.1).

◦ **PLANTA DE PRODUCCION DE CONCRETO.**

Esta planta se instaló en las cercanías de la planta de procesamiento de los agregados y fue de tipo horizontal automática. La dosificación fue efectuada mediante equipo de pesaje separados, es decir, 4 para los agregados, 1 para el cemento, 1 para el agua y para los demás componentes (aditivos).

El mezclado se realizó por dos turbomezcladoras de doble eje horizontal, de 2.5 m³ de capacidad de concreto vibrado cada una. Todas las operaciones fueron realizadas automáticamente por una cabina de controles, donde se instaló un registrador de todos los datos requeridos por las especificaciones técnicas.

La planta tuvo una capacidad teórica de 120 m³/hr. Además se tuvo una planta para el almacenamiento de la arena que contó con tres silos de 800 m³ cada uno, por lo tanto se contó con un almacenamiento de 2400 m³; para el cemento se contó con tres silos de 1500 toneladas, por lo que se tuvo un almacenamiento total de 4500 toneladas (figura 3.1); para el agua se contó con un tanque de 600 m³; para los agregados se contó con tres silos, uno para el agregado de 3" a 1(1/2)", otro para tamaños de 1(1/2)" a (3/4)" y el último para tamaños de (3/4)" a número 4. Se tuvo un

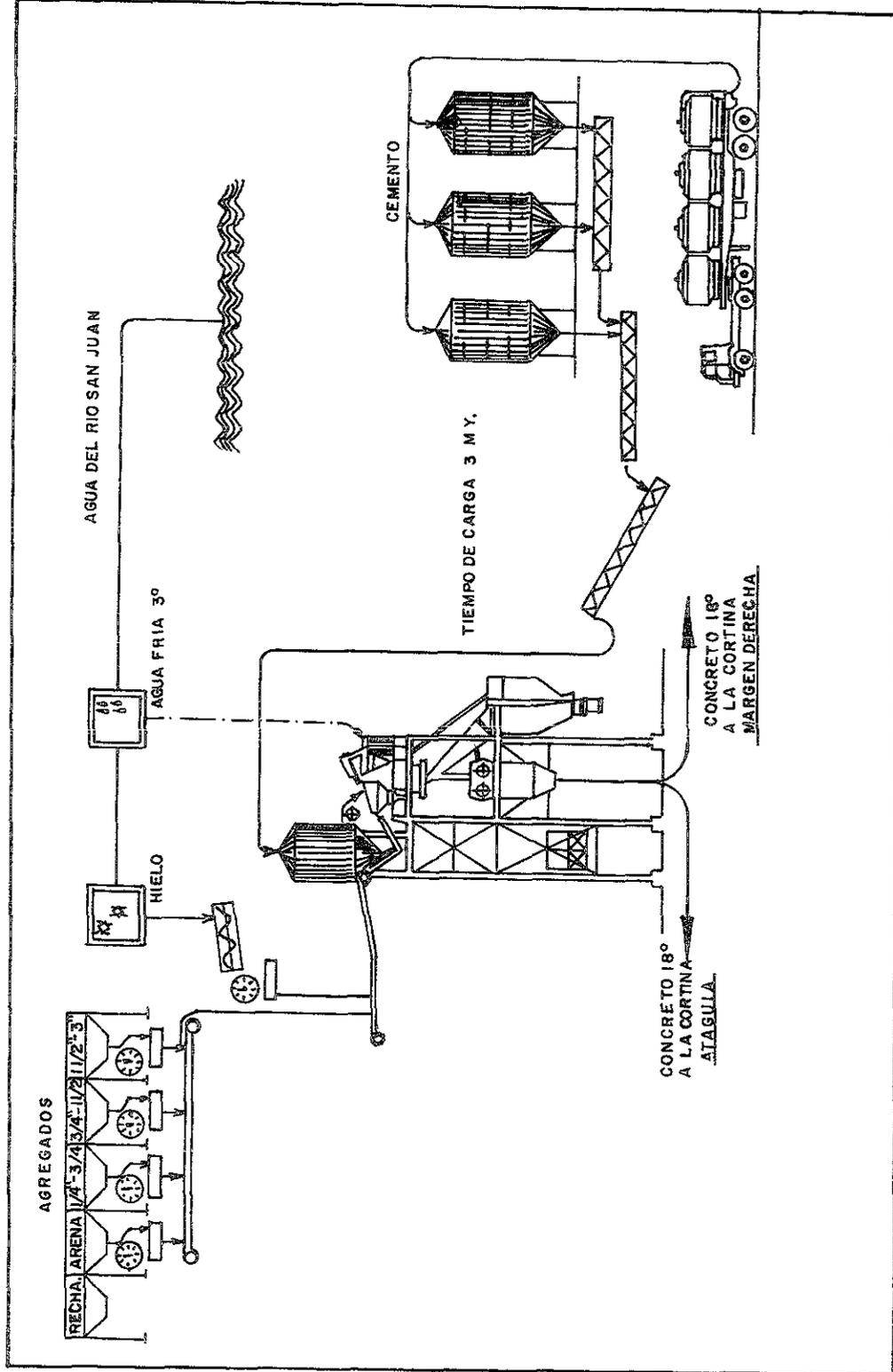


FIG. 3.1. Planta de Producción de Concreto.

sistema de cribado de todos los agregados gruesos previamente a la alimentación de la planta de dosificación; se ubicó directamente sobre los silos de la planta.

Se tuvo además una planta para la producción de agua fría para ser utilizada para la mezcla, la producción de hielo y el enfriamiento de las gravas; la capacidad de esta planta fue de 3 ton/hr de almacenamiento. La producción de hielo en escamas fue por medio de una planta constituida por dos máquinas, un depósito aislado y equipos de pesaje independientes; el hielo fue enviado a las mezcladoras por medio de una banda transportadora; la producción diaria de la planta fue de 40 toneladas.

◦ GRUA-TORRE EN LA MARGEN IZQUIERDA.

Debido a las necesidades de la colocación del concreto en los distintos bloques se requirió de la instalación de una grua-torre en la margen izquierda, la cual apoyó en los trabajos de distribución del concreto.

El modelo MD 1400 del fabricante POTLAIN tiene un alcance de vía de 100 m y una capacidad de carga de 54 ton. a una distancia de 40 m sobre la vía; la capacidad máxima es de 20 ton. Con estas características de la grúa hicieron factible la posibilidad de utilizar tres o más grúas las cuales se deslizaron sobre los rieles paralelos al eje de la cortina situados a cierta distancia de la misma, y combinando dichas grúas con una estructura de apoyo ubicada aguas abajo de la cortina se obtuvieron marcos de carga, de esta forma el bote operó con carga máxima (figura 3.2).

◦ DUMPCRETE.

El transporte del concreto se realizó en camiones abiertos llamados "Dumpcrete" los cuales tienen una capacidad de 8.0 m³ para transportar 6 m³ sin pérdidas en el trayecto (figura 3.3).

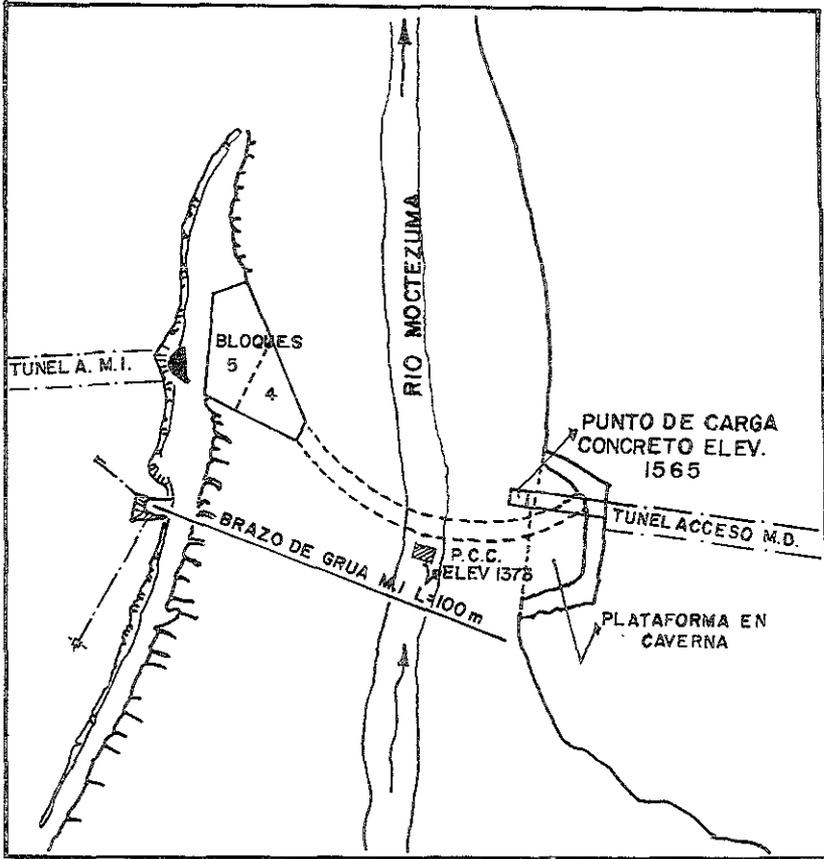


FIGURA 3.2. LOCALIZACIÓN DE LA GRUA-TORRE.

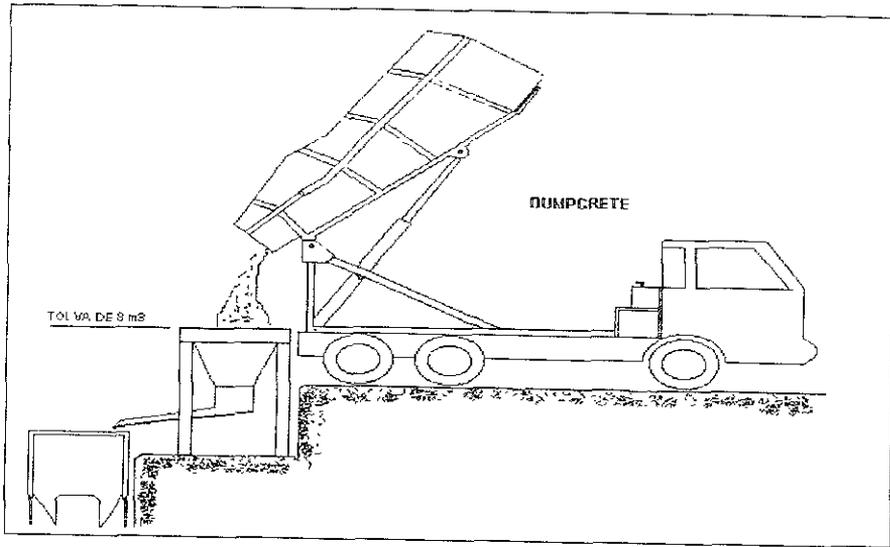


FIGURA 3.3. DUMPCRETE.

o **PLANTA DE POST-ENFRIAMIENTO.**

Para el sistema de post-enfriamiento del concreto colado se tuvo una planta de producción de agua fría, compuesta de la forma siguiente:

2 Water Chiller en contenedores, con una capacidad de 250 000 kcal/hr.

2 Water Chiller con las mismas características de los anteriores pero a una cota más elevada, fueron conectados al sistema de distribución y considerados como unidades en espera (stand-by unit).

Cada Water Chiller tuvo las siguientes características:

Sobre un contenedor montado sobre un armazón de acero rígido, que permitió la carga y el transporte a distintas cotas por medio de un brazo horizontal.

Tuvo una capacidad de 250 000 kcal/hr.

Flujo de agua: 1 bomba de agua de 40 m³/hr.

Resultando:

Capacidad total de enfriamiento es de 1000 000 kcal/hr

Capacidad total del flujo de agua es de 160 m³/hr.

Los Water Chiller fueron intercambiables y produjeron agua enfriada a la temperatura requerida por las especificaciones técnicas. Se conectaron a una tubería de distribución instalada en las pasarelas ubicadas abajo de la cortina y tuvieron la posibilidad de revertir el sentido del flujo periódicamente. Dichas pasarelas garantizaron el acceso a los bloques de la cortina a distintos niveles.

◦ **MAQUINA CONTRAPOCERA.**

Esta máquina se utilizó para la excavación de las lumbreras para el acceso a las galerías. Esta máquina es un equipo eléctrico montado sobre orugas, cuenta con un émbolo rotatorio conectado a un sistema computarizado a través del cual se controla la presión y la velocidad de rotación tomando en cuenta las características de la roca a excavar, en este émbolo se acopla una tubería de perforación de 8" de diámetro en cuyo extremo se coloca una broca formada por tres pequeñas cabezas escariadas. En complemento se coloca una rima que agrupa tres elementos de excavación que horadan el terreno en etapas a 0.8 m, 1.2 m y 2.65 m siendo ésta última el diámetro final del pozo. Su rendimiento fue de 8 m/día (figura 3.4).

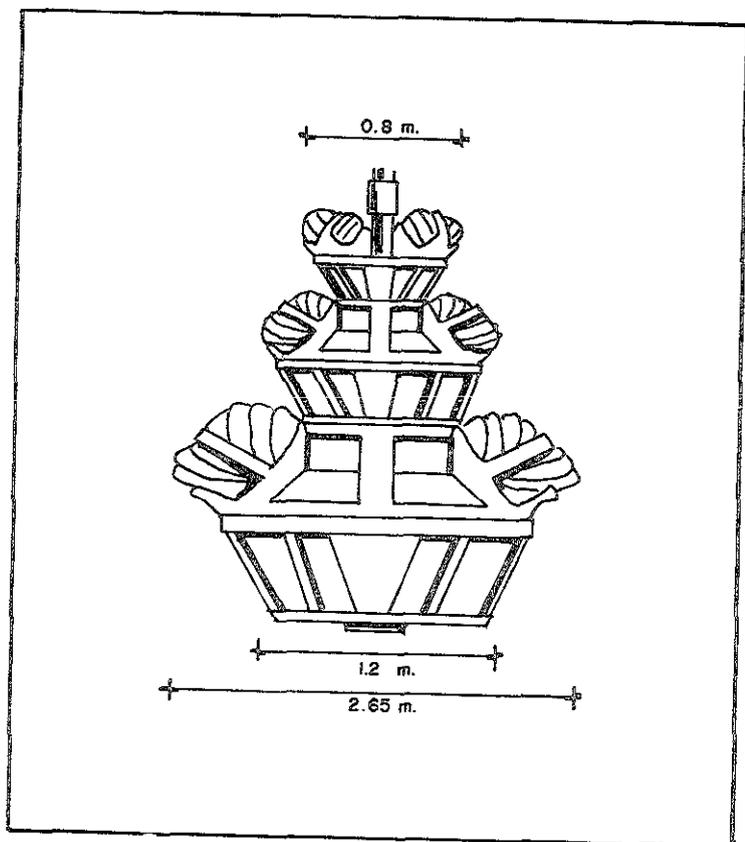


FIGURA 3.4. MÁQUINA CONTRAPOCERA.

◦ **OTROS.**

En algunas barrenaciones se utilizaron máquinas perforadoras neumáticas BBC-35 marca Atlas Copco, acopladas a una pierna empujadora tipo telescópica; y complementada con una compresora marca Ingersoll Rand de 750 pcm y una presión de trabajo de 8 kg/cm², y tiene una capacidad de abastecer a dos máquinas perforadoras trabajando a una distancia de 400 m (figuras 3.5 y 3.6).

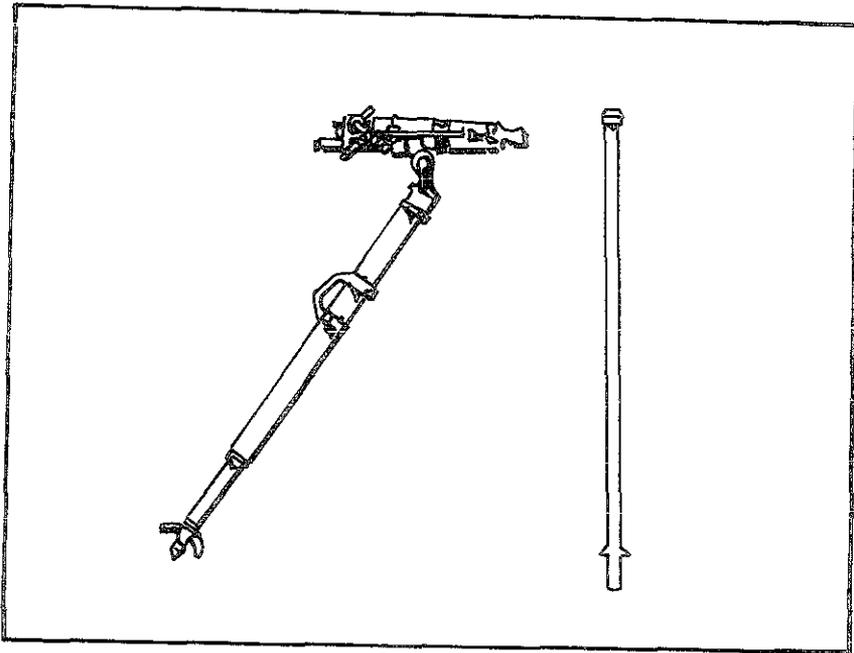


FIGURA 3.5. EQUIPO DE BARRENACIÓN.

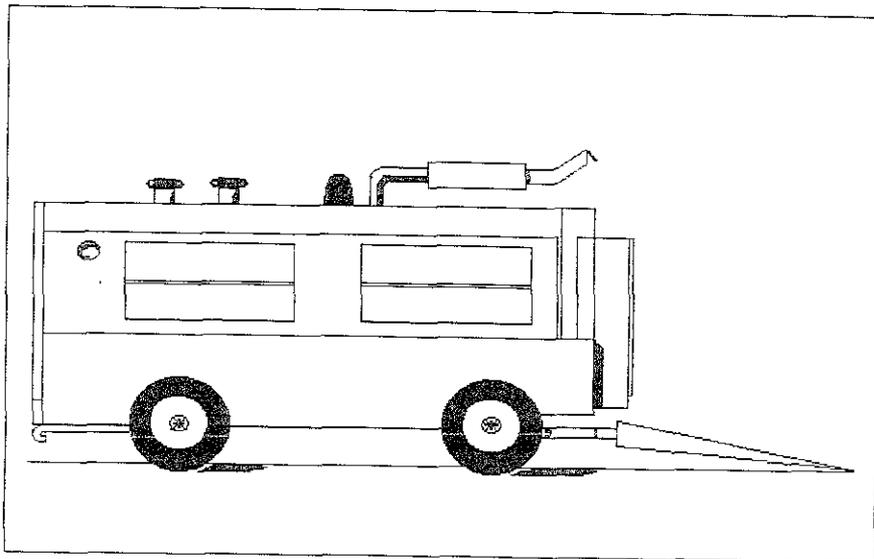


FIGURA 3.6. EQUIPO DE AIRE COMPRIMIDO.

Se utilizaron además Track Drill de neumáticos del tipo Ingersoll Rand ECM 350 en la perforación de las laderas; equipo Jumbo (utiliza tres barrenos) en los túneles de acceso de la cortina; y para la rezaga originada por las barrenaciones se utilizaron cargadores CAT 966, tractor Bulldozer tipo CAT D7 y para su transporte camiones de volteo de 20 toneladas.

Se utilizaron además en otros sitios para transportar la rezaga vagonetas de 5 yd³; carros mineros de bajo perfil marca Schopf (figura 3.7); un cavo 310 marca Atlas Copco de capacidad de 1 m³, equipado con un sistema autorecargable que lo convirtió en un equipo autónomo, su eficiencia fue buena en distancias de hasta 25 m, su característica principal es que la descarga la realiza por la parte trasera, lo que implica que no requiere hacer maniobras de giro para descargar.

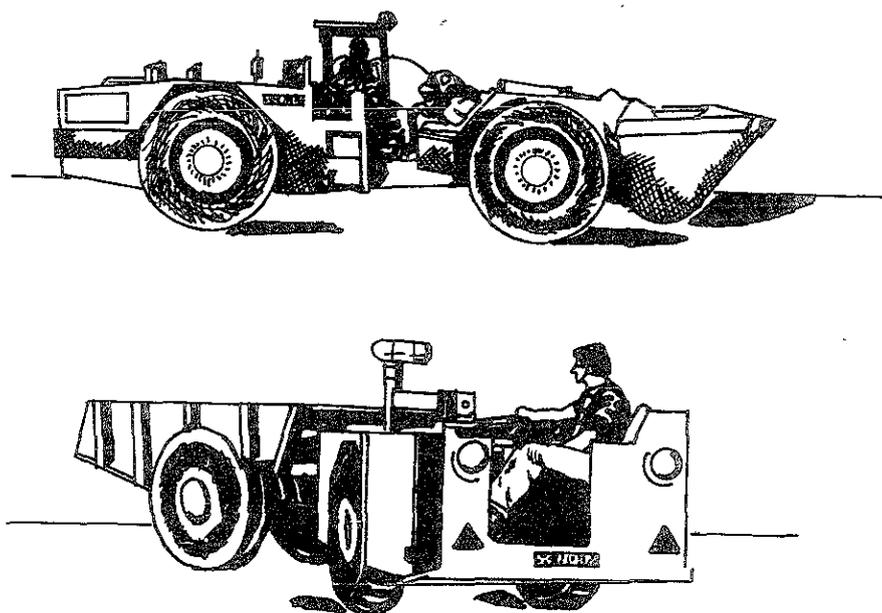


FIGURA 3.7. VAGONETAS, CARROS MINEROS.

3.3. PROGRAMA DE OBRA.

Debido a las características de gran magnitud de la cortina tipo arco-bóveda de 207 m de altura de altura y 300 000 m³ de concreto totales (210 000 m³ en el cuerpo de la cortina), fue conveniente la realización de un programa de obra en donde se plasmaran los tiempos requeridos para la ejecución de los trabajos definidos.

Es conveniente señalar que estos programas de obra marcaron los parámetros a seguir, ya que conforme avanzaron las obras en la cortina se verificaron si iba acorde a los tiempos establecidos, y en los caso negativos se marcaron deficiencias en los trabajos y se tomaron las medidas necesarias para continuar los trabajos en forma eficiente.

Los principales programas que abarcaremos serán: el de las excavaciones de la cimentación, el de la colocación del concreto en el cuerpo de la cortina, el del sistema de post-enfriamiento, y por último, el de las excavaciones de las galerías, todo esto en forma muy general, con la finalidad de mostrar el esquema de los trabajos a ejecutar.

Las excavaciones de la cimentación fueron de aproximadamente de 200 000 m³, abarcando algunos pequeños trabajos que la complementaron. El tiempo necesario para la ejecución de estos trabajos fue de 125 días. Las excavaciones debieron concluirse totalmente antes de los colados de los bloques 4 y 5 en la margen izquierda.

En el programa de la colocación del concreto masivo, se presentó el colado de solo tres bloques principales, ya que los bloques 4 y 5 representaron un tiempo menor. En este programa se previó que los bloques 1 y 3 (bloques laterales hasta la elevación 1520) se mantuvieran casi siempre a la misma altura dejando más bajo el bloque central, con el fin de tener un mejor agarre entre los bloques (figura 3.8)

Para las etapas de post-enfriamiento se tiene lo siguiente: para los bloques 1,2 y 3 respectivamente, se observa junto a el tiempo que se necesitó para el enfriamiento de cada tongada para cada uno de los bloques los programas de colado y de llenado del embalse, para mostrar el inicio de cada uno de estos trabajos (figuras 3.9, 3.10 y 3.11); con el fin de observar si los trabajos de colados de los bloques interferían en el llenado del embalse y del propio sistema de enfriamiento. Se observan además los tiempos de los colados de cada tongada, de los inicios y del termino del enfriamiento, así como la duración del enfriamiento mismo. Se recalca que el enfriamiento se inicia una vez que se termina de colar cada tongada y de ahí hasta el enfriamiento total.

En otro programa aparte (figura 3.12), se presentan juntos los tres bloques, donde se observa que la curva de fin de enfriamiento del bloque 2 fue la más atrasada, además de la curva de llenado del embalse, aparecen las varias fases de inyección de los campos de las juntas de contracción de los bloques. Se hace notar el tiempo límite dentro del cual los varios campos de inyección de las juntas de contracción entre bloques debieron ser inyectados con anterioridad para poder respetar el programa de llenado del embalse. Se nota también que imponiendo 60 días el funcionamiento del sistema 1 antes de pasar al sistema 2, el inconveniente fue el sello del campo No.5; este problema se resolvió con reducir unos 15 días el tiempo del enfriamiento de dos tongadas del bloque 2, con respecto al sistema 1, antes de pasar al sistema 2. Con esto, toda la curva de fin de enfriamiento del bloque 2 en la parte superior se desplazó unos 10 días antes, respetando así la curva de llenado.

Para el programa de excavación de las galerías, se definió previamente la estrategia de excavación, posteriormente basándose en un promedio del avance diario esperado y los volúmenes de obra se determinó la programación y duración de la excavación de cada galería. En la figura 3.13 se presenta en forma particular el programa de cada margen.

En segunda instancia se presenta un programa general del total de la excavación de las galerías (figura 3.14). Observándose que los avances reales obtenidos en la excavación de las galerías son muy parecidos a los programados; en la primera curva se observa una tendencia muy similar a la curva de volúmenes acumulados reales, pero en los últimos meses se remonta el volumen programado en la real logrando una importante reducción en el tiempo de ejecución de la obra.

FIGURA 3.9. CORTINA ZIMAPÁN
PROGRAMA DE COLADO CONCRETO Y
DE LLENADO EMBALSE

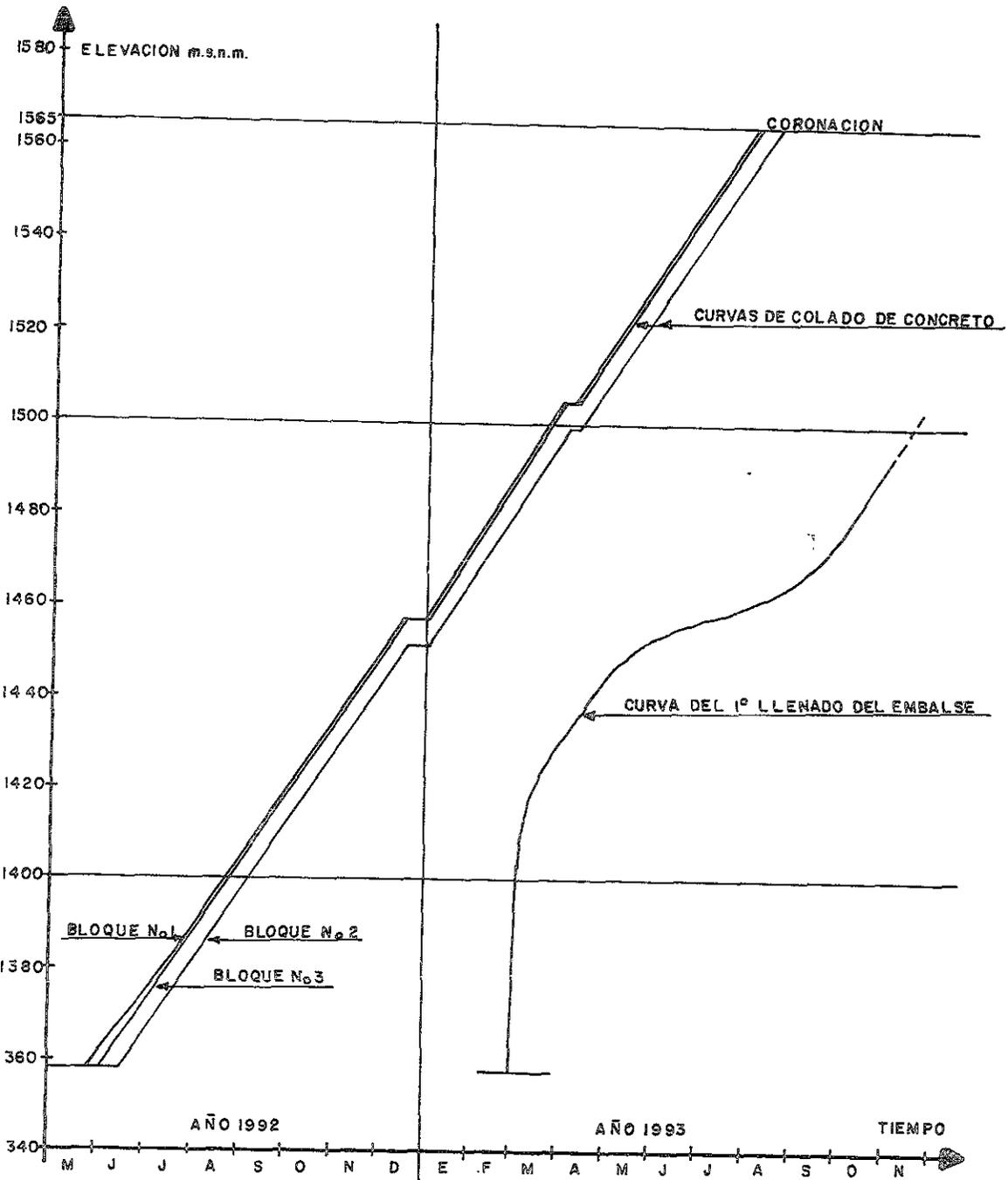


FIGURA 3.9. Enfriamiento Bloque No 1

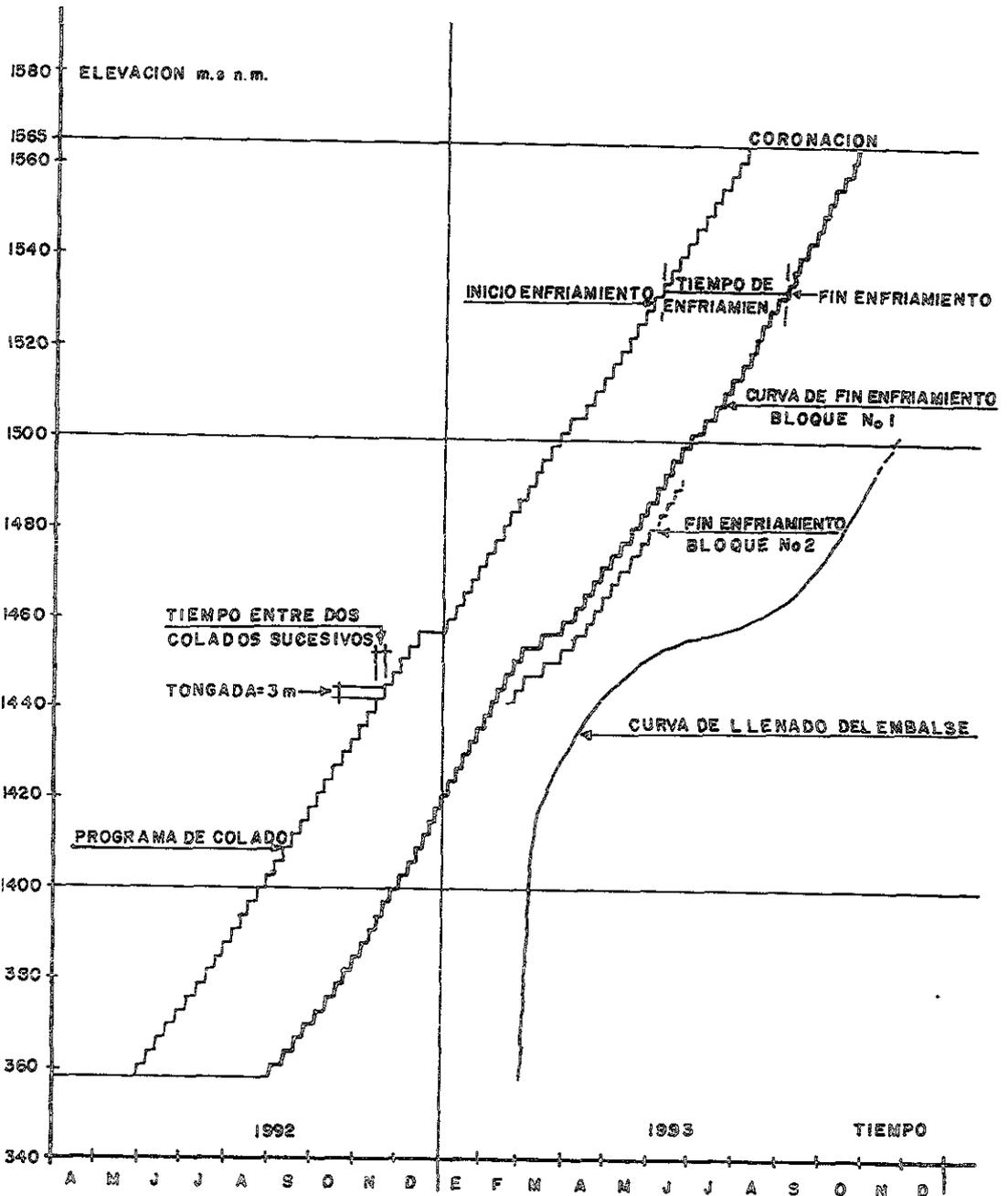


FIGURA 3.10. Enfriamiento Bloque No 2

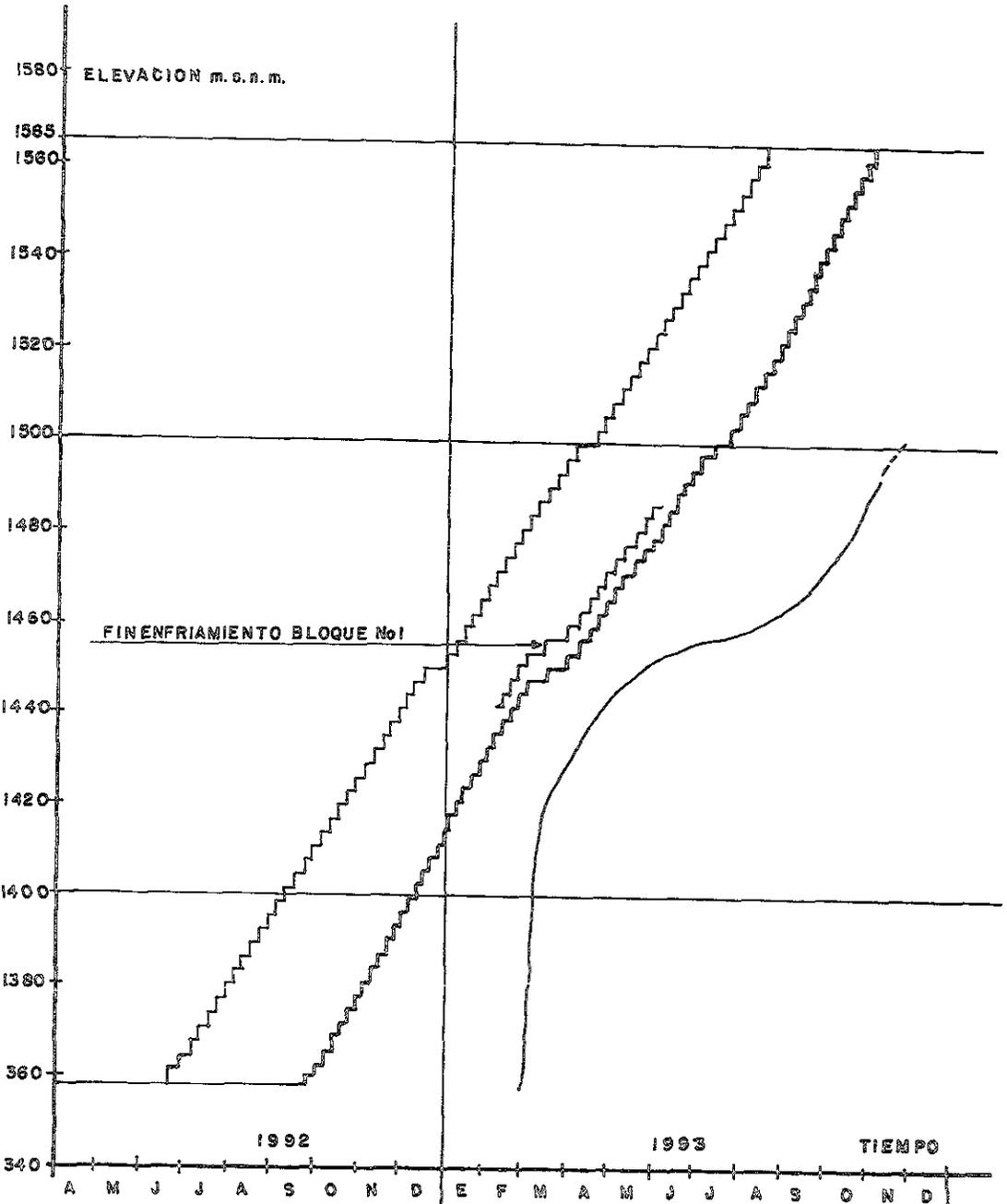


FIGURA 3.11. Enfriamiento Bloque No 3

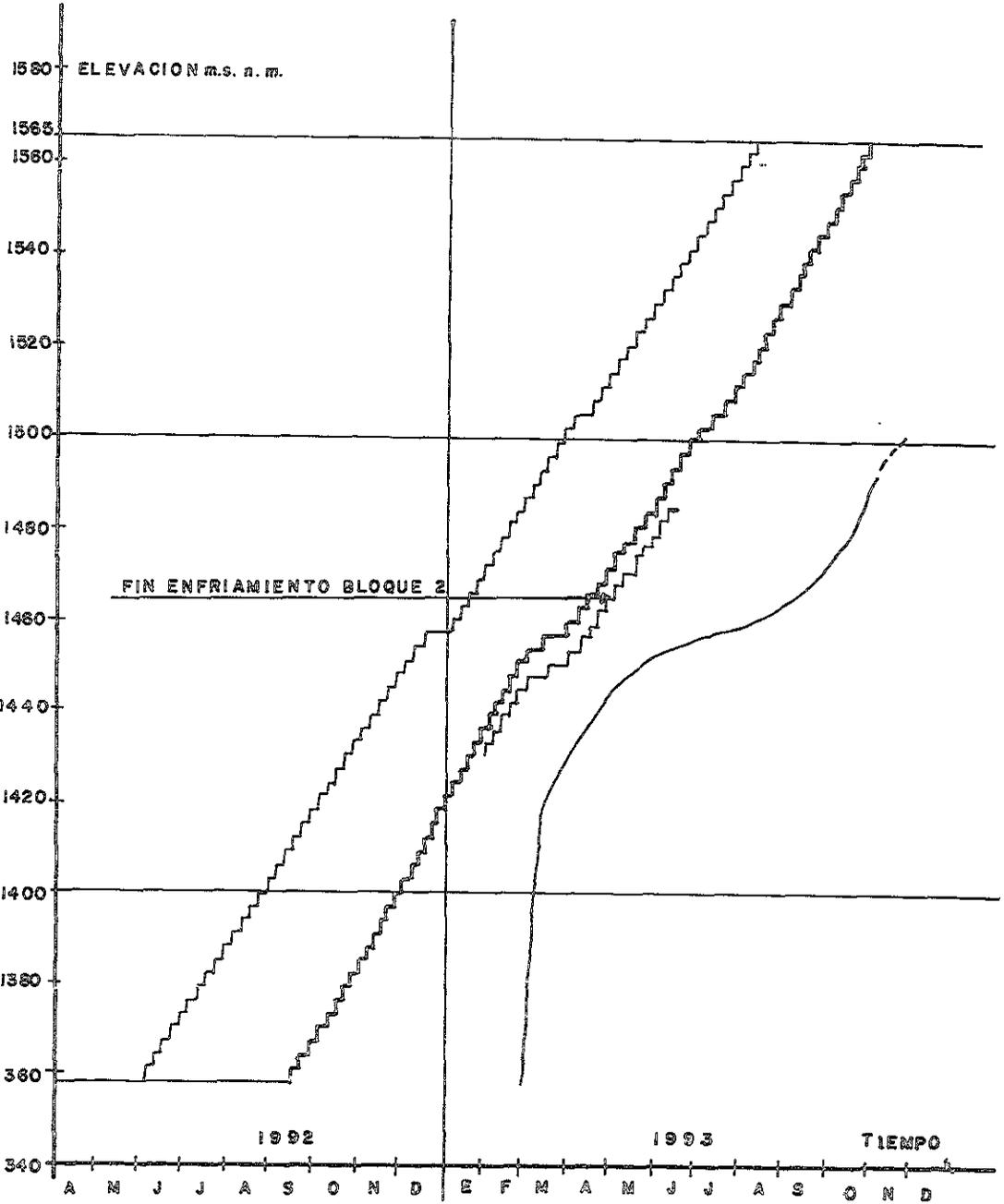
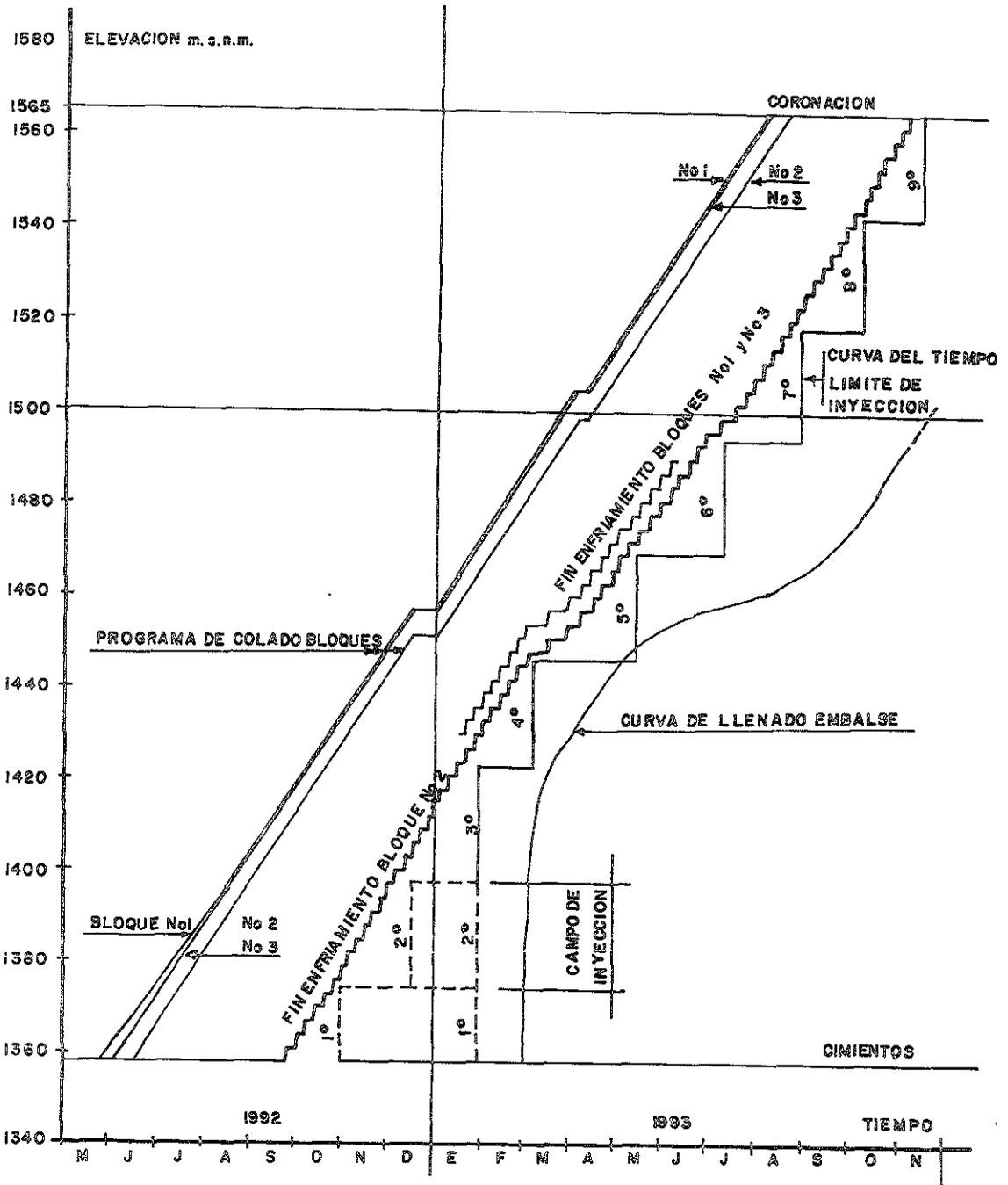


FIGURA 3.12. Programa Sellado Juntas



PROGRAMA CALENDARIZADO DE EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

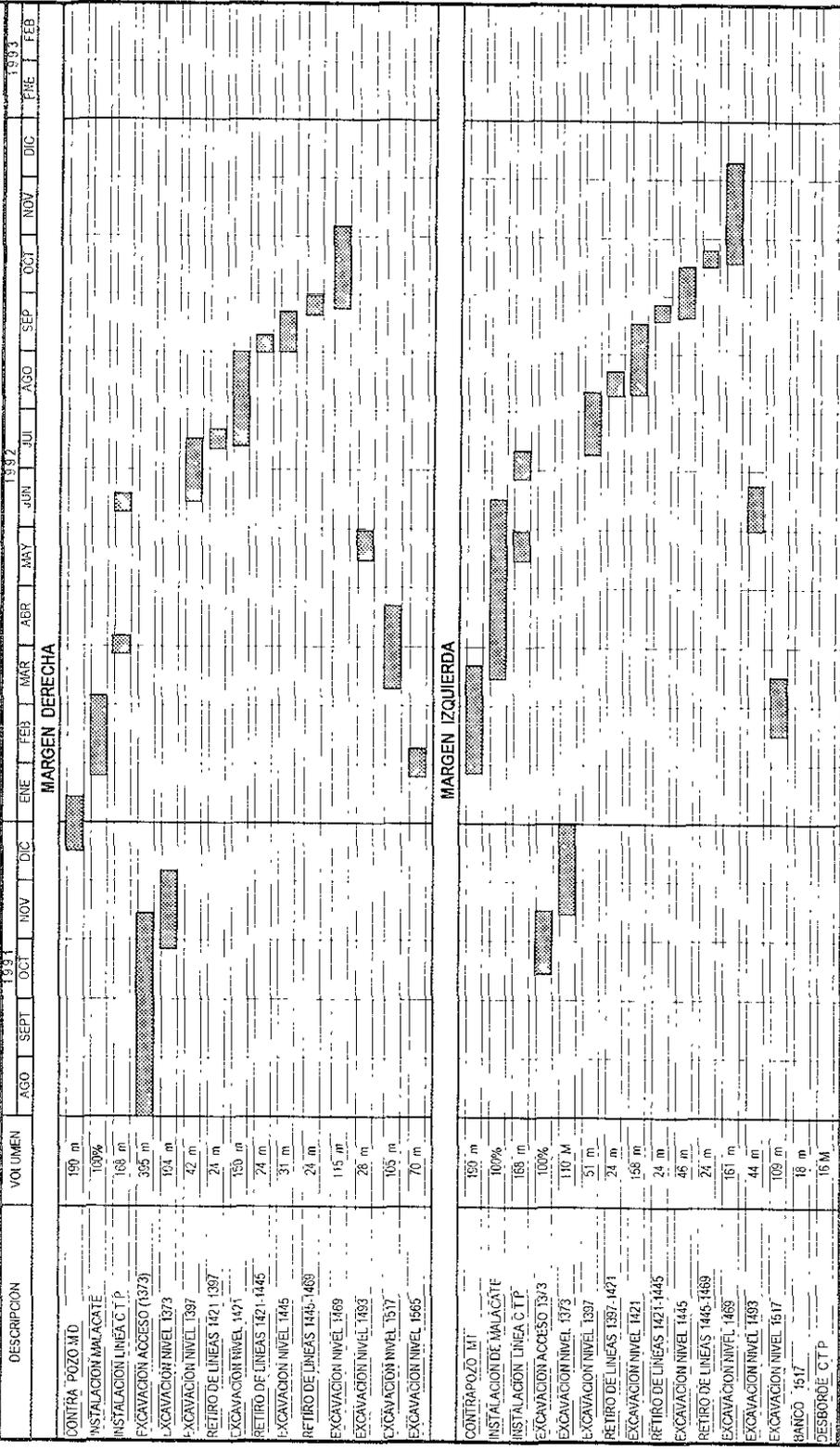
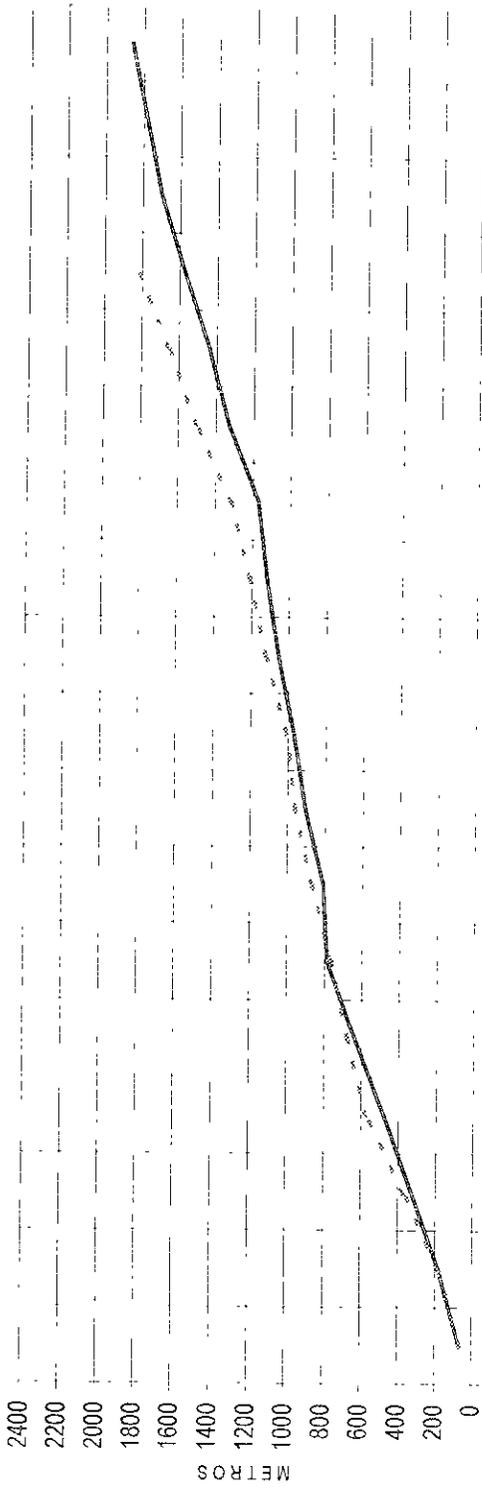


FIGURA 3.13. PROGRAMA DE EXCAVACION DE GALERIAS

PROGRAMADA

REAL



PROGR.	REAL	AGO	SEP	CCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	CCT	NOV	DIC	ENE
62.40	62.40	67.25	181.10	368.45	572.32	634.50	765.04	869.83	965.54	972.54	1121.21	1211.96	1316.83	1503.61	1634.94	1673.74	1701.64	1780.94	1861.54

FIG. 3.14. AVANCE DE ACUMULADOS DE EXCAVACIONES

Capítulo IV
PROCESOS CONSTRUCTIVOS

4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

En el presente capítulo describiremos los Procesos Constructivos que se siguieron en cada una de las actividades de obra planteadas para el desarrollo de la cortina. En los procesos se detallan en forma ordenada y consecutiva todos los pormenores que se realizaron, presentaron y/o sugirieron durante el desarrollo de la construcción de la cortina, conjugándose durante su construcción todos los aspectos analizados anteriormente.

4.1. PREPARACIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

Para las excavaciones de las laderas y para facilitar la construcción de la cortina, se construyeron dos túneles de acceso, uno en la margen derecha con una longitud de 916.67 m y otro en la margen izquierda con una longitud de 337.80 m, ambos túneles son de sección portal con 7.0 m de ancho y 5.9 m de altura. Fueron excavados con equipo de barrenación tipo Jumbo.

Cuando se terminó de realizar la plantilla de barrenación se procedió después a cargar los barrenos con explosivos tipo gelatina en forma de salchicha, siendo de un peso de 0.0118 kilogramos cada uno. Después se procedió a la colocación de un fulminante adherido a los noneles para posteriormente conectarse al cordón detonante, hasta formar un circuito en el cual se conecto un estopín eléctrico que se detona mediante un explosor, produciéndose así la voladura. Paso seguido a la voladura se permitió un tiempo de ventilación de 25 a 30 minutos, para que de inmediato se iniciara el acarreo de la rezaga del material y así concluir la excavación del túnel. El rezagado se llevó a cabo con equipo de sistema de vía cambio tipo California y rezagadora, utilizándose además Pay Loaders y tractocamiones de volteo.

El tratamiento de la cimentación de la cortina consistió, en sí, en la remoción de bloques sueltos y de roca alterada y decomprimida en toda el área de desplante, así como en la remoción total del escaso espesor del material aluvial en la zona del cauce. La ejecución de cortes para el empotramiento de la cortina en ambas márgenes se le denomina técnica de "PRECORTE" para reducir el fracturamiento inducido en la roca por el empleo de explosivos.

Esta técnica consiste en realizar una serie de barrenos que están generalmente menos espaciados y las cargas se detonan antes que la voladura principal. Esto implica que la fisura de precorte existe antes de la detonación de la carga principal y que esta fisura confina la propagación de otras fisuras producidas por los barrenos principales, ya que la anterior proporciona un camino de escape para los gases de

expansión. En el precorte, el espaciamiento entre barrenos es normalmente de 8 a 12 veces el diámetro de los barrenos y el espesor de la roca puede considerarse como infinita. Esta técnica se emplea generalmente en estos casos, es decir, en trabajos de bancos a cielo abierto donde los esfuerzos horizontales se absorben más fácilmente y donde por lo general hay más espacio para llevar a cabo las diferentes etapas del procedimiento global de las voladuras.

Para esto se utilizaron diferentes alturas de banqueos, así como voladuras a cielo abierto; las cuales se describen a continuación.

En la ladera de la margen izquierda de la elevación 1565 a la elevación 1553 se efectuaron dos banqueos cada uno de 6.0 m, anclajes de diámetro de 1 ½ pulgadas con un patrón de 5 por 4 metros. De la elevación 1553 a la 1541 se efectuaron dos voladuras cada una de 6.0 m, anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 2.5 por 2 metros y anclajes para recibir bloque número 5 de concreto. De la elevación 1541 a la 1523 se efectuaron 3 voladuras cada una de 6 metros, anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 2 por 1.75 metros y anclajes para recibir bloque número 4. De la elevación 1523 a la 1493 se efectuaron 5 voladuras de 6.0 metros cada una, anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 5 por 4 metros. De la elevación 1493 a la elevación 1373 se utilizaron anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 5 por 4 metros, pero con una altura de banqueos diferentes las cuales fueron de la elevación 1493 a la 1445 se efectuaron 8 voladuras de 6 metros, de la elevación 1445 a la 1418 se efectuaron 3 voladuras de 9 metros cada una y de la elevación 1418 a la 1373 se efectuaron 3 voladuras de 12 metros cada una y una de 6 metros. De la elevación inicial hasta la elevación 1493 el equipo de barrenación y rezagado se iba desplazando en una serie de banqueos escalonados y a partir de la elevación 1493 hasta la elevación 1373 aproximadamente, se fue desplazando por medio de la grúa-torre.

En la ladera de la margen derecha de la elevación 1565 a la elevación 1523 se efectuaron siete voladuras de 6.0 metros cada una, anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 1.5 por 2 metros. De la elevación 1523 a la 1505 se hicieron 2 voladuras de 9 metros cada una, anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 5 por 4 metros. De la elevación 1505 hasta la elevación 1373 se efectuaron 11 voladuras de 12 metros cada una, anclajes de 1 ½ pulgadas de diámetro con un patrón de 5 por 4 metros, durante los banqueos de 12 metros se tuvo la necesidad de realizar pequeñas voladuras de 1 ó 2 metros (moneos), ya que debido a la orientación de los estratos después de cada voladura se tenía un acabado en la base del suelo en formas inclinadas lo cual no permitía el asentamiento del personal y del equipo para trabajar satisfactoriamente. Para el desplazamiento del equipo se fue haciendo mediante banqueos desde la elevación 1565 a la 1523 y de ahí hasta la elevación 1373 se fue desplazando con el apoyo de un puente malacate instalado en la salida del túnel de acceso en la elevación 1565 (figura 4.1).



FIGURA 4.1. EXCAVACIÓN DE LAS LADERAS.

Para todas las voladuras a cielo abierto utilizadas en las excavaciones de las laderas se utilizó equipo Track Drill, posteriormente a la barrenación, se procedió a la carga y voladura de la primera mitad para el caso del banqueo escalonado, luego se realizaba el movimiento del equipo en sitio para en seguida efectuar la voladura de la segunda mitad y realizar de nuevo el movimiento del equipo en sitio. Después a cada una de las voladuras se ejecutaba el desplazamiento del material obtenido (rezaga) antes de realizar otra, con equipo que consistió en tractores sobre orugas (bulldozer) D8, así como equipo hidroneumático que trabaja con una salida de agua a presión, utilizando además la herramienta común como los picos, palas y barretas.

Durante el rezagado, el material era arrojado hacia el fondo del cañón, lo que ocasionó que se fuera acumulando un gran volumen de rezaga, lo que interfirió con los banqueos de las excavaciones de las laderas a la elevación 1417, por lo que se tuvo que retirar dicho material mediante tractores sobre orugas bulldozer (D8, D9), cargadores frontales y camiones fuera de carretera (yukles) de gran capacidad (14 a 20 ton.), esta actividad continuó hasta retirar todo el material del fondo del cañón en la elevación 1373. Posteriormente, se iniciaron los trabajos de excavación para el desplante (parte inferior del cañón) de la cortina hasta encontrar roca sana. La profundidad de la excavación fue variable debido a que no se tuvieron estratos de roca bien definidos, de acuerdo a los barrenos de investigación se encontró roca sana aproximadamente entre las elevaciones 1360 a 1365.

Después de estas actividades se procedió a la colocación de anclas para el tratamiento de las laderas, como se tratará más adelante.

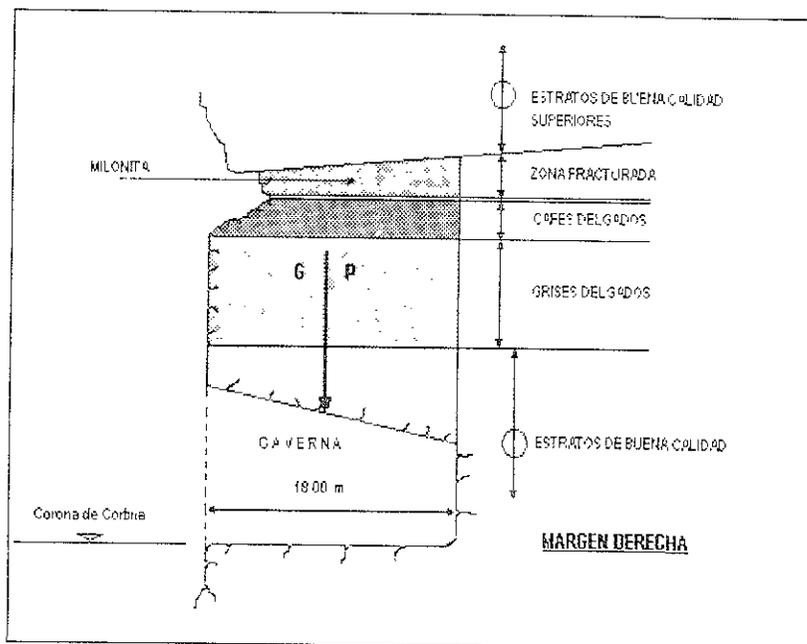
4.1.1. Caverna Margen Derecha.

La particular morfología de la margen derecha del cañón de “El Infiernillo”, con paredes prácticamente verticales que se extienden por más de 130 metros, arriba de la corona de la cortina, implicó realizar una caverna de estabilización en la margen derecha. Esta caverna, al nivel de la coronación permitió iniciar las excavaciones de la cortina directamente a esa elevación sin tener que extenderlas, por más de 100 m, hasta el borde del cañón.

Esta caverna en la margen derecha tiene las siguientes funciones:

- a) Evitar lo más posible la decompresión de la ladera por encima de la caverna.
- b) Transferir la carga de la bóveda detrás de la caverna, al interior del macizo rocoso.
- c) Reducir en lo posible el tiempo de ejecución de la caverna, iniciando los trabajos de estabilización en forma independiente con pocas instalaciones.

El esquema siguiente hace ver un corte de la zona interesada por la caverna.



Esta caverna de estabilización es un medio círculo de 45 metros de ancho, 18 metros de profundidad y altura variable, esta reforzada por 5 galerías de concreto armado para absorber los esfuerzos provocados al quedar la bóveda en cantiliver; cada galería es de 2.8 por 2.8 metros de sección y 36 metros de profundidad, para soportar una carga de tracción de 10 000 toneladas.

El procedimiento constructivo se realizó en tres etapas:

PRIMERA ETAPA:

Para evitar lo más posible la decompresión de la ladera fue necesario prever una estabilización de la pared frontal a realizarse antes de la excavación de las galerías y de la caverna. Se debió también proceder a la excavación por etapas de la caverna reforzando la excavación con anclas, malla y concreto lanzado.

Se realizó inicialmente en esta etapa la construcción de una media caña de acceso a la galería número 1 y la excavación de dicha galería. Posteriormente se realizó la construcción de una media caña de acceso a la galería número 5 dejando su excavación total hasta la segunda etapa, es decir, después de las galerías números 2 y 3. Se realizó la construcción de la media caña de acceso a las galerías números 2 y 3 y la excavación de éstas, así como su estabilización sistemática. Inmediatamente después se realizó la construcción de la media caña a la cota 1576 en los límites de la

bóveda, así como para tener continuidad se realizó la excavación exterior-interior de la galería de acceso en rampa de la cota 1576.0 hasta la cota 1568.80 para conectarse con el túnel de acceso margen derecha, continuando con esta etapa se procedió a la excavación desde el túnel de la margen derecha de la galería de acceso, hasta conectarse con la galería de acceso que baja de la 1576. Concluyendo con esta etapa se iniciaron los trabajos de armado, hormigoneado e inyección de las galerías números 1, 2 y 3.

SEGUNDA ETAPA:

Posteriormente al acabado de las galerías 1, 2 y 3, se iniciaron las excavaciones de las galerías 4 y 5, para continuar la excavación de la caverna desde la media caña a la elevación 1576 mediante los banqueos I y II, procediendo a su vez con el tratamiento de estabilización en la bóveda a medida que los banqueos lo permitieron con barras, malla y concreto lanzado. Paso seguido se realizó el ensanchamiento de la sección de 4.0 por 4.0 metros en la galería de acceso empezando desde el túnel de la margen derecha. Además que se iniciaron los trabajos de armado, hormigoneado e inyección de las galerías 4 y 5.

TERCERA ETAPA:

En esta etapa se realizaron banqueos verticales de 3.0 metros de altura, siendo en total 4 banqueos, los cuales fueron: III (1576-1573), IV (1573-1570.5), V (1570.5-1567) y VI (1567-1565). Una vez concluidos los banqueos se procedió al precorte en abanico de la pared interior de la caverna y bóveda, así como la ejecución del tratamiento de estabilización de la pared frontal, interior y de los hastiales de la caverna de la elevación 1578 hasta la elevación 1565. Finalmente para concluir esta etapa y total de la caverna, se realizó la colocación de instalaciones como malacates, barandales, etc., para poder continuar con los trabajos de excavación del túnel de acceso de la margen derecha y de las excavaciones de las laderas para el empotramiento de la cortina.

Los volúmenes totales de estos trabajos fueron los siguientes:

De las 5 galerías de estabilización:

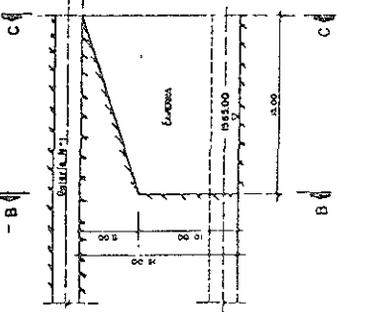
Excavación Total.....	1260.00 m ³ .
Barras de Anclaje de 1 ½ pulg de diámetro.....	630 pzas de 2.20 m = 1386.0 m.
Concreto Masivo.....	1260.00 m ³ .
Varillas de Refuerzo.....	128.00 toneladas.

De la caverna:

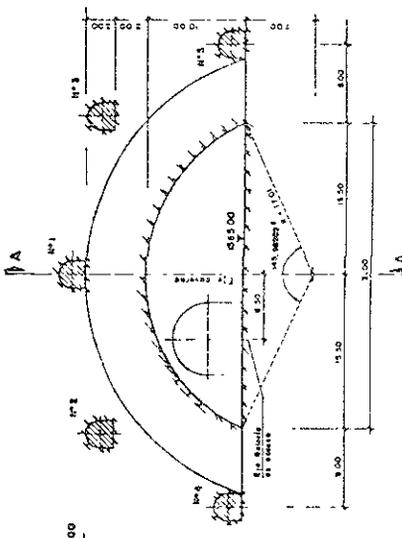
Barras de Anclaje de 1 ½ pulg de diámetro.....	575 pzas de 5 - 6 m = 3450.0 m.
Excavación Total.....	6700.00 m ³ .
Malla electrosoldada (120 X 120, Ø 4 mm)	
(Pared frontal 430 m ² + bóveda 878 m ² + pared interior 180 m ²)	
.....	488.00 m ² en 2 capas = 3000 m ² .
Concreto Lanzado.....	300.00 m ³ .

En los planos siguientes se muestran estos procedimientos, así como las características estructurales de la caverna margen derecha.

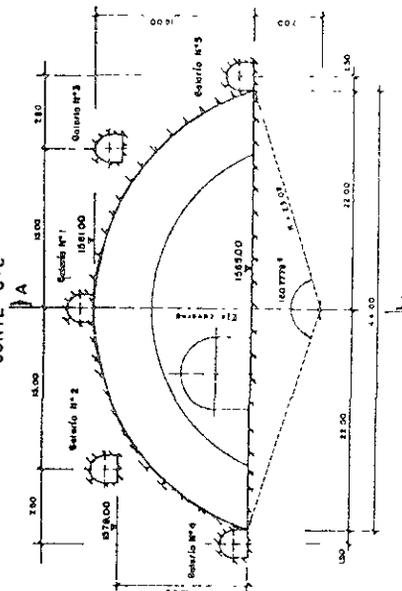
CORTE A - A



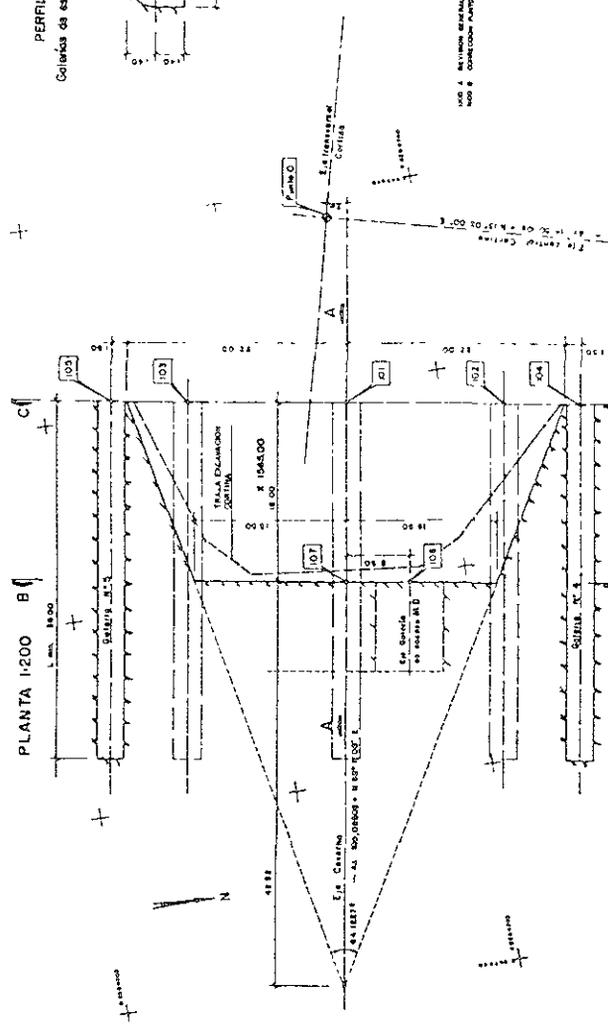
CORTE B - B



CORTE C - C

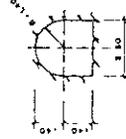


PLANTA 1:200 B



PERRIL TÍPICO 1000

Columna de estribación N°1, 2, 3, 4 y 5



Paralelo	N	E
0	7 224 721 000	8 753 300
101	7 224 721 000	8 753 300
102	7 224 721 000	8 753 300
103	7 224 721 000	8 753 300
104	7 224 721 000	8 753 300
105	7 224 721 000	8 753 300
106	7 224 721 000	8 753 300
107	7 224 721 000	8 753 300
108	7 224 721 000	8 753 300
109	7 224 721 000	8 753 300
110	7 224 721 000	8 753 300

REF PLAN N°108.9-103 SISTEMA DE REFERENCIA

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 DIVISION DE PROYECTOS Y OPERACIONES
 SUBDIRECCION DE DISEÑO

PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, MGO
CONJUNTO CORTINA
TITULO CANTERA M/D DEFINICION GEOMETRICA

COMBARDI SA

ING. A. MILLON BECAL
 ING. B. DOMESTICO PANTO

4.2. ESTABILIZACIÓN DE LAS LADERAS.

Un eventual deslizamiento de las laderas donde se apoya la cortina, se produciría a lo largo de superficie de menor resistencia del macizo rocoso. En general estos planos coinciden con aquellos de las discontinuidades (reales o potenciales: estratificación, fracturamiento, etc.) de la roca de apoyo. Estos factores provocaron caídos o desprendimientos importantes en zonas de apoyo del arco.

Por tal razón se dio a la tarea de realizar una estabilización en las laderas, principalmente en la margen derecha donde existía más inestabilidad. Para realizar esta actividad, se definieron 6 zonas y en cada una se realizaron diferentes tratamientos. Las zonas se describen a continuación:

ZONA IA.

Se encuentra aguas arriba del empotramiento entre las cotas 1565 a la 1540, aproximadamente con un ancho de 15 m y un área de 375 m². Se constituye por protuberancias o salientes de roca y discontinuidades debidas a la estratificación y a fracturas paralelas al cañón. El tratamiento fue para reforzar la roca en el apoyo de la caverna en su extremo aguas arriba; el refuerzo consistió en anclajes postensados a 50 tons, con barras de 122 m de longitud dispuestas en un patrón de 2.5 por 2.5 metros. El anclaje fue de tipo Dywidag grado 150 de 32 mm de diámetro.

ZONA IB.

Se localiza aguas arriba del empotramiento entre las cotas 1540 a la 1495, con un ancho de 15 m y área de 675 m². La descompresión de la roca provocó que bloques potencialmente inestables sobre toda la zona adyacente quedaran descubiertas por la excavación para el apoyo del arco. El refuerzo que se aplicó fue de anclas de fricción con barras de acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ de 12 m de longitud dispuestos en un patrón de 2.5 por 2.5 metros, inyectadas con un mortero $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$ en barrenos de 3 pulgadas de diámetro. En su extremo final, la barra esta prevista de una placa metálica de 20 por 20 cm por ½ pulgada. En la cota 1515 aguas arriba se localiza una media caña, en la cual se colocó concreto de reposición de $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$, en un ancho de 20 m.

ZONA II.

Se localiza aguas abajo del empotramiento, entre las cotas 1535, en un ancho promedio de 15 m y área de 405 m². Se realizaron dos tratamientos: la colocación de un anclaje postensado y la reposición de roca con concreto; que tiene como principal objeto reforzar a la roca a lo largo de las fracturas paralelas al cañón. Las anclas postensadas se llevaron a una precarga de 50 tons, tienen una longitud de 12 m dispuestas en un patrón de 2.5 por 2.5 metros, son del tipo Dywidag grado 150 de 32 mm de diámetro. Después se efectuó la reposición con concreto de $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$.

• ZONA III.

Es adyacente a la zona II con dirección aguas abajo, se ubica entre las cotas 1555 a la 1545, con un ancho de 15 m y área de 150 m². Existen aquí tres sistemas de discontinuidades bien definidas: la estratificación, el sistema de fracturamiento NW y el relajamiento de las paredes del cantil. Existiendo desprendimientos debido a estas condiciones, por lo que se requirió de anclas para evitar que continuara el relajamiento de la roca. Las anclas fueron de fricción con barras de acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, de 9 m de longitud dispuestos en un patrón de 2.0 por 2.5 metros, inyectadas con mortero $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$, en barrenos de 3 pulgadas de diámetro; en su extremo final lleva una placa metálica de 20 por 20 cm por ½ pulgada.

• ZONA IV.

Comprende dos áreas, la IVA que esta entre las cotas 1535 a la 1520 con un ancho de 10 m y área de 150 m² y la zona IVB que se encuentra entre las cotas 1510 a la 1490 con un ancho de 15 m y área de 300 m². En la parte superior de la zona se observó un fisuramiento por relajación de la roca, notándose además un desconchamiento de la roca en la zona donde se intersecta con la excavación. En la parte inferior, la roca se limitó en sus extremos de arriba y de abajo por la excavación de una media caña y por el caído de mayor magnitud respectivamente, lo que originó 700 m³ de roca inestable. El soporte considerado para ambos casos fue de un anclaje de fricción con barras de acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, de 12 m de longitud con un patrón de 2.5 por 2.5 metros inyectados con mortero $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$ en barrenos de 3 pulgadas, en cuyo extremo final se colocó una placa de 20 por 20 cm por ½ pulgada.

• ZONA V.

Se ubica entre las cotas 1513 a la 1510 con un ancho de 18 m y corresponde a la excavación de la media caña que pasa por abajo del portal teórico de la galería 1517. Se utilizó un anclaje de fricción con barras de acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, de 12 m de longitud colocadas en un patrón de 1.5 por 2.0 metros, inyectadas con mortero $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$ en barrenos de 3 pulgadas. Después, se efectuó la reposición con concreto de la media caña en una longitud mínima de 18 m, con un espesor promedio de 2.5 m. y sobre la que se colocaron las placas del extremo final de las anclas de 20 por 20 cm por ½ pulgada.

• ZONA VI.

Se ubica entre las cotas 1490 y 1425 aproximadamente, y comprende a la roca que se desprendió, con lo cual se perdió parte del apoyo de la cortina. Esta superficie, mostró la existencia del plano de deslizamiento, el cual involucró una masa considerable de roca. Este plano de discontinuidad correspondió al relajamiento de la roca, notándose su presencia en los bloques que se encontraron hacia aguas abajo. El tratamiento comprendió un ancho de 20 m, el cual, se dividió en un tramo de 15 m y otro de 5 m que se localizan adyacente a la zona de apoyo del arco. En el tramo de 15 m se utilizó un anclaje postensado de 55 ton de precarga y 12 m de longitud con un patrón de 3.5 por 2.5 metros, el cual se ligó longitudinalmente a una trabe de concreto de 15.0 por 1 metro. El tramo de 5 m se realizó la reposición con concreto armado en la zona de apoyo de la cortina, tuvo una continuidad vertical sin que se ligara a las

trabes en su longitud; sobre esta se colocaron anclas postensadas de 55 ton de precarga, de 12 m de longitud con un patrón de 1.75 por 2.5 metros.

Para poder realizar los trabajos de tratamiento de las laderas, se construyó un acceso a esta zona, tanto aguas arriba como aguas abajo de la cortina. Este acceso, se realizó mediante andamios tipo Dalmine compuesta de tubos de acero y abrazaderas diferentes, como las de extensión, ortogonales y las giratorias. Para desplantar dicho andamio, y debido a que la zona no es muy accesible por sus paredes casi verticales que conforman el apoyo de la cortina, se contó con un equipo de alpinismo, así como equipo de barrenación y herramientas necesarias para armar el andamio.

Después de armar el andamio por módulos, se procedió a realizar la barrenación con un patrón antes mencionado y con una profundidad antes establecida con una inclinación de 10° , para introducir los anclajes. Debido al riesgo de los trabajos, el rendimiento fue de 1 ó $1\frac{1}{2}$ barrenos por turno.

Concluidas las primeras barrenaciones una cuadrilla se dedicaba a preparar las anclas, es decir, a colocar la tubería de inyección y de purga: $\frac{3}{4}$ y $\frac{1}{4}$ pulgadas de diámetro respectivamente pegadas con cinta adhesiva en el ancla, para después trasladarla hasta las cotas donde se colocaron. A las anclas Dywidag además de las tuberías anteriores se les encamiso la parte del ancla que se iba a tensar posteriormente a la inyección (figura 4.2).

Posteriormente de que se colocaran las anclas en los barrenos, previamente lavados y sopleteados con agua y aire a presión para evitar residuos de la barrenación y que impidieran la adherencia del mortero con la roca, se procedió a calafatear, para que después de 12 hrs se procediera a la inyección del ancla. Las anclas se inyectaron con una presión constante de 1 kg/cm^2 durante dos minutos.

Una vez inyectada el ancla se colocó la placa correspondiente junto con su tuerca. Si el ancla era Dywidag se tuvo que esperar 40 días para poder aplicar las 50 ton de tensión, por medio de gatos hidráulicos.

En los trabajos de reposición de la roca a base de concreto, fue necesario construir un andamio desde el lecho del río hasta la elevación 1421 en forma de torre, teniendo como acceso a la zona de trabajos una escalera que se iba acoplando a la misma torre. Esta torre soportó además una bomba de concreto, con la cual se realizaron los colados y se colocó con ayuda de la grúa de la margen izquierda, a la elevación 1415.

Posteriormente se realizaron los trabajos de cimbrado a lo ancho del muro con una altura de 2.4 m, dentro de la cual se colocó una caja piramidal con el fin de dejar la ubicación exacta del anclaje, para que después de los primeros colados se diera inicio a los trabajos de perforación y anclaje.

Después se realizó el armado con acero de refuerzo de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro, con separación de 20 cm en ambos sentidos, dejando las preparaciones para el siguiente colado o rematando si dicho colado era el último.

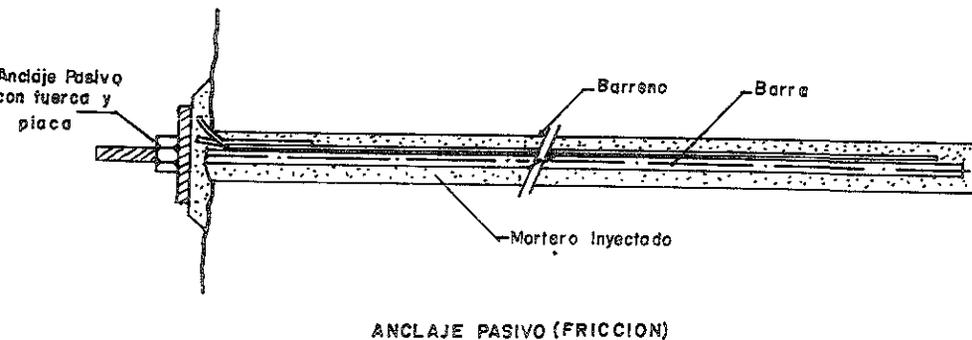
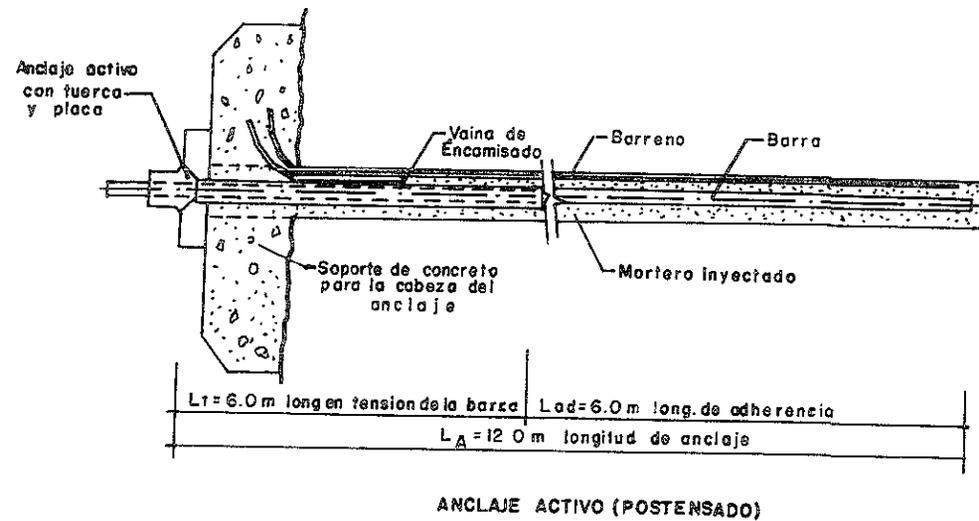


FIGURA 4.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ANCLAJES

Se procedió al colado, no sin antes haber acoplado la tubería que iba de la bomba hasta la zona de colado.

El tratamiento de la junta en verde, que consistió en retirar la lechada en la parte superficial del piso del colado con el fin de que el siguiente colado tuviera liga con el anterior, todo esto se realizó 3 hrs después de haber concluido el colado. Transcurrido 24 hrs se descimbró para realizar el siguiente colado.

Cuando el concreto alcanzó su resistencia máxima (28 días), se iniciaron los trabajos de anclaje (perforación, colocación de anclas, inyección, colocación de placas y protección de estas últimas con mortero rellenando los espacios de la caja que quedo al realizar el colado), para así finalizar los trabajos de estabilización de las laderas en la margen derecha.

En la margen izquierda se realizó estabilización de zonas mediante anclas, malla electrosoldada y concreto lanzado.

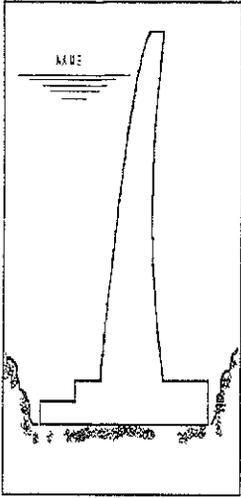
4.3. COLOCACIÓN DE CONCRETO MASIVO.

La cortina tipo arco-bóveda de altura de 207 m y con un volumen de concreto de 220 000 m³, para su facilidad de construcción y para el desarrollo de los colados se dividió en cinco bloques. Aunque los bloques 4 y 5 tienen mención aparte, es necesario recalcar que estos se realizaron en primera instancia para después iniciar los otros bloques.

En los bloques 1, 2 y 3 el colado se realizó en dos fases.

En la primera fase, la posición, apoyo y alimentación de las grúas fue prácticamente a nivel del lecho del río y el acceso a esta zona se realizó desde la ataguía aguas arriba por medio de una rampa de acceso. En esta fase se colaron aproximadamente 250 000 m³ de concreto en la cortina que representa el 83 % del volumen total, el cual considera de los 300 000 m³ de concreto al tapón, placa y púlvinos. En esta fase de colado fue del nivel 1365 msnm al nivel 1500 msnm (figura 4.3).

La segunda fase fue del nivel 1500 al nivel 1565 msnm. En esta fase la posición, apoyo y alimentación de las grúas estuvo a la elevación 1565 en ambas márgenes y la posición del sistema con relación a la primera fase estuvo a 90°. En esta fase se colocaron alrededor de 50 000 m³ de concreto representando el 17% del total (figura 4.3).



ELEVAC. msnm	ALTURA m	ESPESOR m	ANCHO m	VOL. P+T m ³	VOL. P+T+PI m ³	%	ETAPA
1565	5	6	113	3 503	4 447	15	2a
1560	20	5.4	111	16 205	20 712	6.9	ETAPA
1540	20	8.2	103	18 540	23 695	7.9	50 000
1520	20	9.8	102	21 726	27 767	9.3	m ³
1500	20	11.5	87	21 439	27 464	9.2	
1490	20	13.2	76	21 356	27 294	9.0	
1460	20	14.9	75	23 625	30 194	10.0	1a
1440	20	16.5	69	24 081	30 777	10.2	ETAPA
1420	20	18.3	64	24 512	31 328	10.5	250 000
1400	20	20	44	18 348	23 450	7.8	m ³
1380	15	21.7	32	10 728	13 711	4.7	
1375	0	23	24	30 677	39 130	13.0	
1365							
T O T A L				234731	300 000	100.0	

FIGURA 4.3. CONCRETO EN LA CORTINA.

En ambas fases se consideraron situaciones distintas debido al avance que sufrió la obra.

En la primera fase la alimentación del concreto se dio desde una plataforma formada a la elevación 1375, aproximadamente, por lo que el acceso a esta zona fue por la ataguía aguas arriba y por medio de una rampa existente dentro del cañón con una pendiente del 12 %.

Durante la siguiente fase las condiciones de trabajo variaron por lo que se hizo necesario el cambio y la creación de plataformas de alimentación del concreto en ambas márgenes para facilitar los trabajos.

La segunda fase se comenzó cuando se dio el cierre del túnel de desvío y se empezó a formar el embalse. El colado se efectuó desde ambas márgenes, iniciándose en primera instancia por la margen derecha desde las plataformas construidas a las elevaciones 1560 y 1565, una parte del concreto se colocó a tiro directo y el resto por medio de la grúa de la margen izquierda. Por la margen izquierda se realizó de igual modo, hasta que se construyó el camino de acceso principal de esta margen, es decir, para que se iniciara en esta margen se debió concluir el camino, mientras que se estaba colando desde la margen derecha.

Antes de iniciar el vaciado del concreto se procedió a realizar la limpieza de la superficie por medio de bombas especiales de alta presión del tipo "Water Blaster".

Una vez dosificado el concreto de la planta "Yethay" a 2 km de la boquilla, se transportó por medio de camiones dumpcrete, los cuales vaciaron el concreto desde una tolva localizada al nivel de la corona. Esta tolva descargó el concreto a una bacha de 6 m³ con descarga de fondo, la cual a su vez estuvo conectada en el brazo de la grúa-torre de la margen izquierda; por medio de la grúa la bacha se pudo mover a cualquier nivel y sitio que se requirió.

Durante el traslado del concreto, los tiempos o lapsos de traslado no debieron rebasar lo siguiente: 30 minutos referidos al momento de la descarga de la revoladora, debido a que el transporte no utilizó agitadores; cuando se empleó aditivo retardante de fraguado este tiempo se incremento 15 minutos como máximo.

Cada bacha distribuyó el concreto lo más uniformemente posible para que después un tractor de orugas Caterpillar D5, realizara el acomodo, y la distribución del concreto en capas de 40 cm en forma escalonada, para evitar juntas frías; esto fue posible por el bajo revenimiento del concreto, a lo cual se le trato como terracería (figura 4.4).

La altura del colado o TONGADA fue de 3 metros, desde el nivel del desplante hasta la elevación 1508.

Durante el colado se utilizaron vibradores de inmersión accionados neumáticamente, para consolidar el concreto. Los vibradores utilizados tuvieron un diámetro de 8" para el cuerpo de la cortina y para las fronteras con la cimbra, es decir, cerca de los paramentos y las juntas con los demás bloques fue de 4" de diámetro, los vibradores para el cuerpo de la cortina se acoplaron a un cargador sobre orugas, lo que facilitó el trabajo.

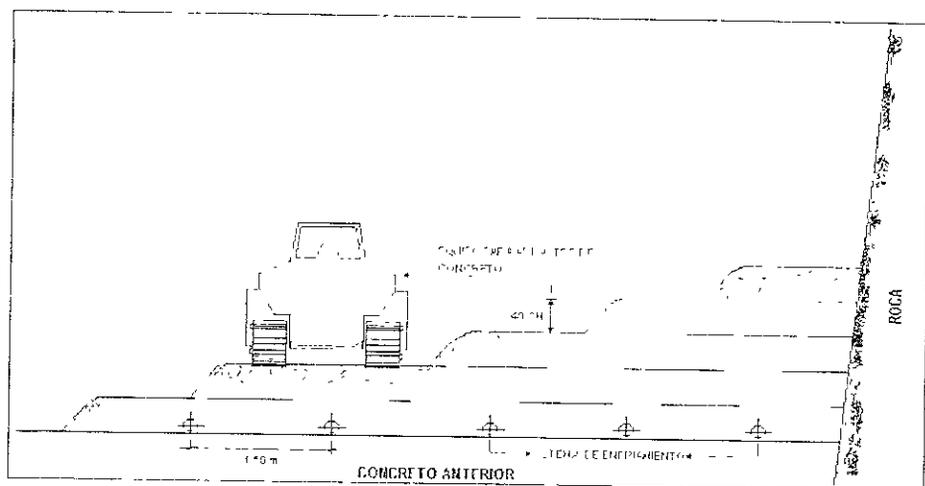


FIGURA 4.4. COLOCACIÓN DEL CONCRETO(Detalle).

En el área de las caras de la cortina se utilizaron cimbras metálicas de autosoporte que consta de dos partes, una fija y una móvil. La parte fija se sujeta al colado anterior por medio de un cono metálico que se deja ahogado y que forma parte de la misma cimbra, la cual sirve de apoyo para la otra cimbra que se colocará. La parte móvil es la que le da verticalidad y el grado de inclinación que va a tener la estructura a colar; los elementos que le dan movilidad a la cimbra son un gato hidráulico dándole movimiento giratorio con respecto al eje X, y un perno con rosca que le da la posibilidad de girar con respecto al eje Y (figura 4.5).

Posteriormente al colado, se realizó el curado por medio de una manguera de PVC con perforaciones a cada 5 cm, que se colocaron en la parte inferior de la cimbra y a todas las caras del bloque a curar, de tal forma que al circular el agua en la manguera, el agua saliera por las perforaciones y así mantener húmeda todas las caras del bloque expuestas a la intemperie, ya que sin la humedad necesaria se pudo formar grietas en el concreto.

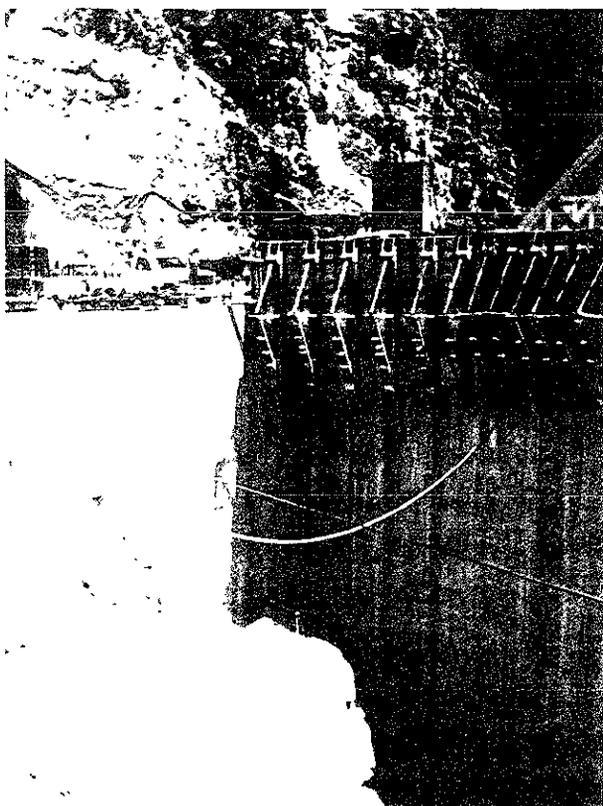


FIGURA 4.5. CIMBRA AUTOSOPORTANTE.

Los diferentes ciclos utilizados en este procedimiento fueron:

Para colados mayores del orden de 1300 m^3 del bloque 1

- Ciclo máximo..... 10 minutos
- Ciclo mínimo..... 5 minutos

Determinación de las producciones de concreto máximas y mínimas requeridas en función de los tiempos anteriores.

Producción máxima requerida:

- ciclo de colocación 5 minutos
- No. de bachas/hr..... $60/5 = 12$
- volumen/hr..... $12 \times 6 = 72 \text{ m}^3/\text{hr}$

Producción mínima requerida:

- ciclo de colocación..... 10 minutos
- No. de bachas/hr..... $60/10 = 6$
- volumen/hr..... $6 \times 6 = 36 \text{ m}^3/\text{hr}$

La máxima producción requerida fue de $72 \text{ m}^3/\text{hr}$ inferior a la capacidad instalada de $120 \text{ m}^3/\text{hr}$.

Análisis de las capas en los máximos colados:

- Volumen por capa de 40 cm (máximo permitido).
..... $443 \text{ m}^2 \times 0.4 = 177.00 \text{ m}^3$
- tiempo de colado por capa... $177 \text{ m}^3 / 36 \text{ m}^3/\text{hr} = 4.9 \text{ horas}$

En la figura 4.6 se observan los detalles de los colados, así como del sistema en general.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

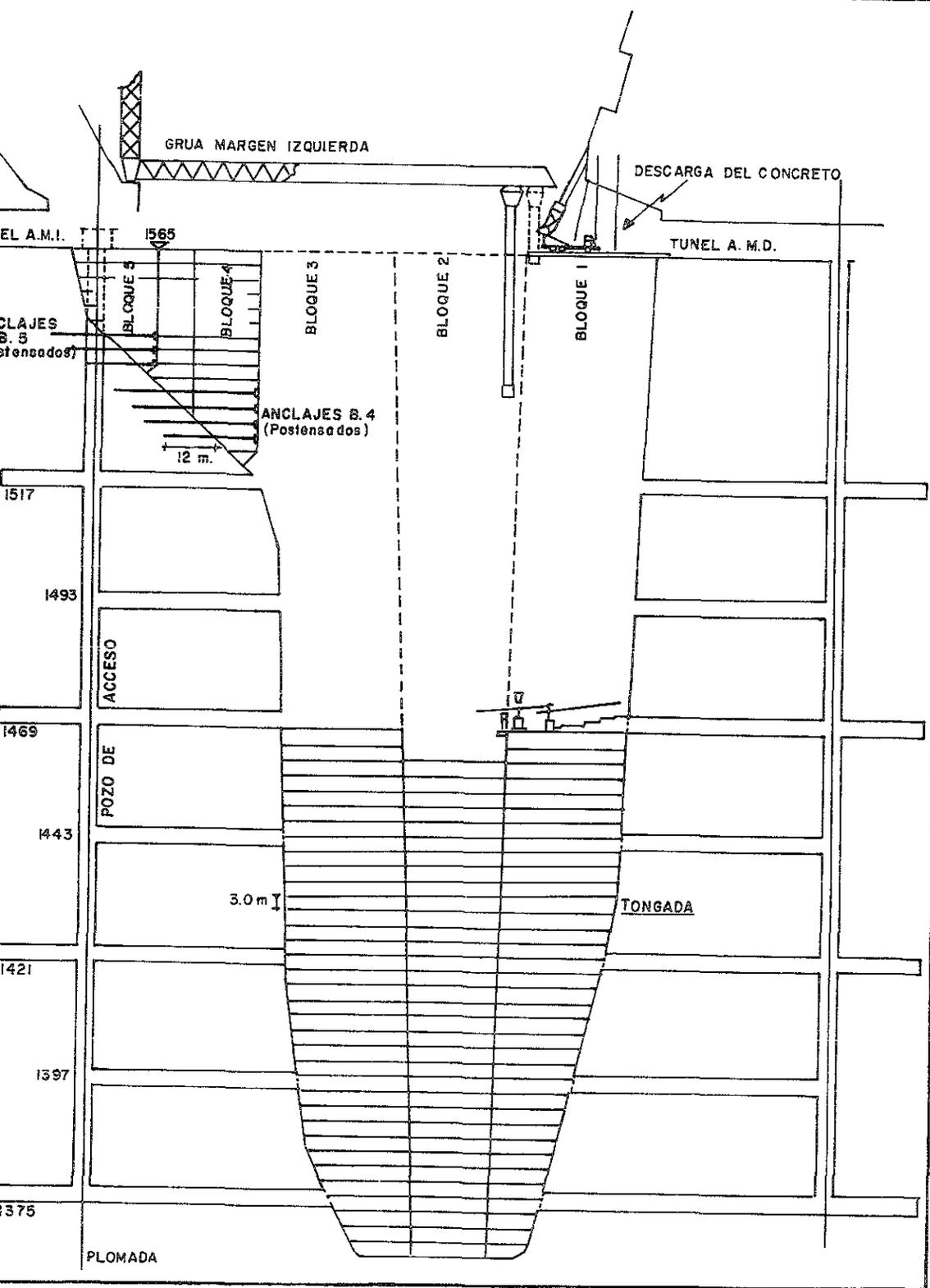


FIGURA 4.6. PROCEDIMIENTO DE COLADO

4.3.1. Bloques 4 y 5.

Como mencionamos anteriormente los bloques 4 y 5 se realizaron anteriormente a los bloques 1, 2 y 3 con el fin de avanzar en el programa de colados; así como por las condiciones óptimas que presentaron las laderas para esos bloques.

El sistema de colados en estos bloques fue el mismo que en los bloques principales, variando solamente en el sistema de bandas transportadoras ROTEC, que son las que llevaron el concreto a las zonas donde no alcanzó la grúa, es decir, en las partes de las laderas donde por su morfología fue muy difícil que la grúa alcanzara.

El bloque 5 tuvo la finalidad de ser el bloque de contacto, cortina-roca en la margen izquierda. Una vez terminado el colado del bloque 5 se procedió a colar el bloque 4. Cada uno de estos bloques se pudieron iniciar antes de que concluyeran las excavaciones para la cimentación, ya que se tuvo la facilidad de poder desplantarlos en una zona de la ladera de la margen izquierda donde no se requirió de mucho tratamiento (figura 4.7).

Estos bloques tuvieron un anclaje especial concreto-roca mediante anclas postensadas de 11 metros de longitud. La finalidad de estos anclajes fue para que los bloques tuvieran una estabilidad en las ladera y no pudieran sufrir algún desplazamiento durante los colados de los bloques principales.

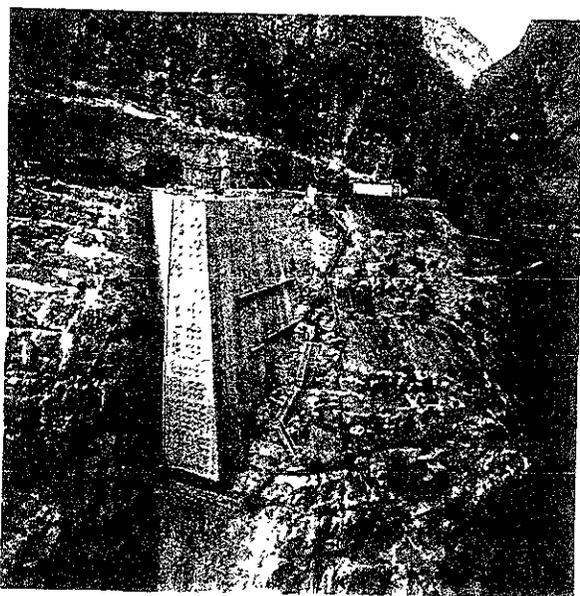


FIGURA 4.7. COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LOS BLOQUES 4 Y 5.

4.3.2. Desagüe de Fondo.

Esta estructura se localiza en el bloque central (bloque número 2) de la cortina, a la elevación 1433 msnm, su principal función es la de desalojar los azolves y otros materiales que puedan incurrir en el embalse en el tiempo esperado.

La dimensión de la abertura del desagüe es de 3.0 metros, y fue blindada de acero, por ser muy reducida esta dimensión con respecto a la dimensión de la cortina, no afectó sensiblemente el comportamiento estático de la bóveda.

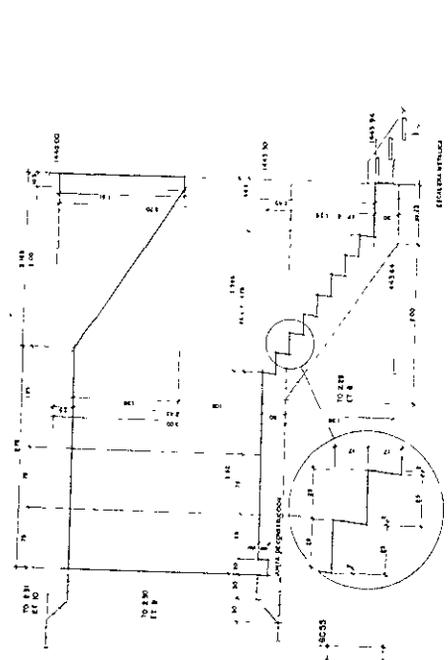
Adicionalmente, se compone de una cámara de maniobras, desde donde se realizarán las maniobras de las dos compuertas deslizantes del túnel de desagüe; se encuentra localizada aguas abajo completamente afuera del cuerpo de la cortina, tal y como se observan en los planos que se incluyen en este subcapítulo.

La colocación del blindaje se realizó cuando se colocó el concreto del bloque 2 en las alzadas del I a la VII, que le corresponden los niveles 1430 al 1448 msnm (ver planos). Aunque el blindaje en sí fue embebido en el concreto directamente con la colocación de la alzada II, mediante pedestales ya construidos en la alzada anterior, con el fin de soportar y acoplar el blindaje del desagüe. En las alzadas del I al VII llevaron armaduras de refuerzo para soportar las cargas de la presión hidrostática del embalse del concreto y por supuesto de la cámara de maniobras.

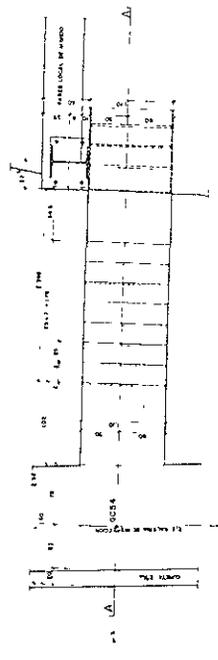
Realmente la cámara de maniobras se soportará por muros laterales de concreto estructural y placas metálicas. Se compone además de grúas, pistones de izaje que mueven las compuertas deslizantes que permiten abrir y cerrar para desaguar (ver planos).

Con relación a cuestiones técnicas no nos adentraremos, ya que sus características son principalmente mecánicas.

CORTE A-A



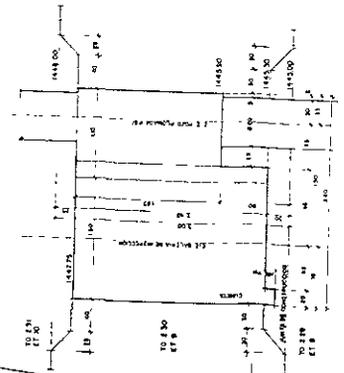
PLANTA



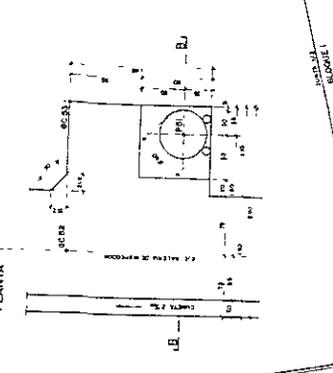
BLOQUE 3

DETALLE (B) NICHU PLOMADA 1 25

CORTE B-B



PLANTA



NOTA:
 1. VERIFICAR EN SU LOCALIDAD LA CANTIDAD DE PLACAS DE CEMENTO.
 2. VERIFICAR EN SU LOCALIDAD LA CANTIDAD DE PLACAS DE CEMENTO.

ESCALA 1 50
 ESCALA 1 25

CFE
 COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 SUBSECRETARIA DE CONSUMIDORES
 CONTINUA DE PROYECTOS DE INICIATIVAS
 SUBGERENCIA DE DISEÑO

PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO
 CONJUNTO CORTINA DESAGUE DE FONDO
 YITULO ARCO 1445, CAL. DE INSPECCION Y CANAL PLOMADA

4.4. SISTEMA DE POST-ENFRIAMIENTO.

En el marco de los diseños definitivos de la cortina de Zimapán fue necesario establecer los principios básicos del sistema de enfriamiento para que fueran respetados por el contratista de la obra durante su construcción.

El enfriamiento del concreto después de su colocación fue necesario para evitar que el calor de hidratación del cemento, que se desarrolla durante el fraguado, pudiera crear tensiones excesivas y provocar daños (fisuras) a la obra.

El enfriamiento del concreto se realizó por medio de agua circulante dentro de los serpentines embebidos en cada tongada de cada bloque de la cortina. Cada serpentín fue conectado por medio de tuberías a la galería de inspección subyacente más cercana.

Los serpentines estuvieron formados por tubos colocados a una distancia de 1.5 m y cuyo diámetro interior es de 23 mm. El sistema de conexión previsto para las tuberías de alimentación y de salida permitieron invertir el flujo del agua de enfriamiento dentro del serpentín. Fue así posible hacer circular el agua desde el paramento aguas abajo hacia el paramento aguas arriba por un cierto tiempo y luego invertir el flujo; el agua circuló entonces desde el paramento aguas arriba hacia el paramento aguas abajo (figura 4.8).

El enfriamiento se realizó por medio de dos sistemas:

- El sistema 1 utilizó como agua de enfriamiento agua industrial cuya temperatura, se consideró igual a la temperatura del río.
- El sistema 2 utilizó como agua de enfriamiento agua refrigerada cuya temperatura al ingreso del serpentín fue de 6°C.

El principio de enfriamiento que se aplicó a la cortina, para cada tongada, fue en dos etapas:

1. La primera etapa de enfriamiento se inició el mismo día del colado con la conexión del serpentín al sistema 1 y duró en forma continua por 59 días.
2. La segunda etapa de enfriamiento se inició el día siguiente, el sexagésimo, cuando se paso al sistema 2 y durando hasta cuando la temperatura promedio del concreto de la tongada alcanzó los 19°C (figura 4.9).

El caudal de cada serpentín se asumió igual a 0.2 litros por segundo en ambos sistemas.

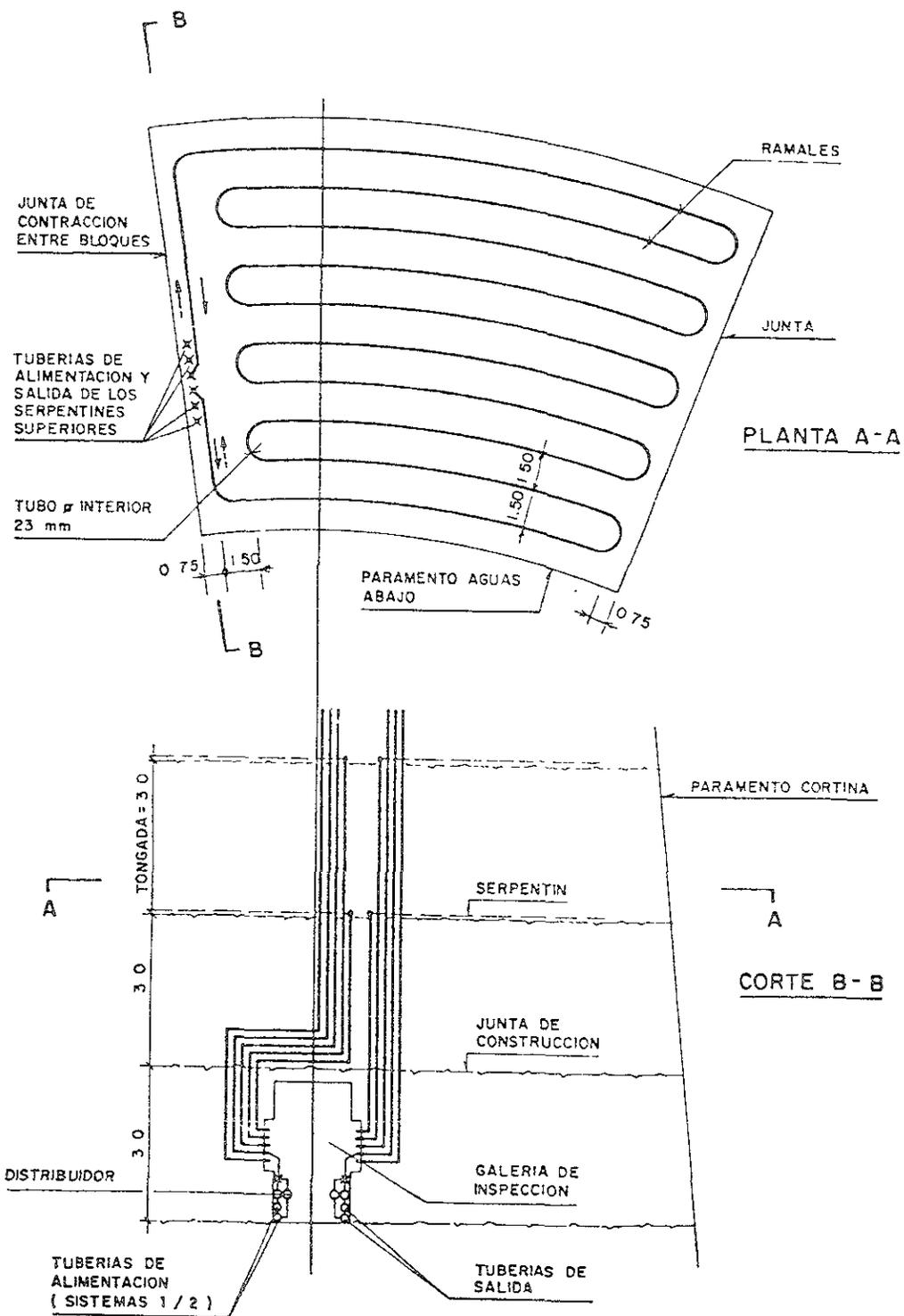
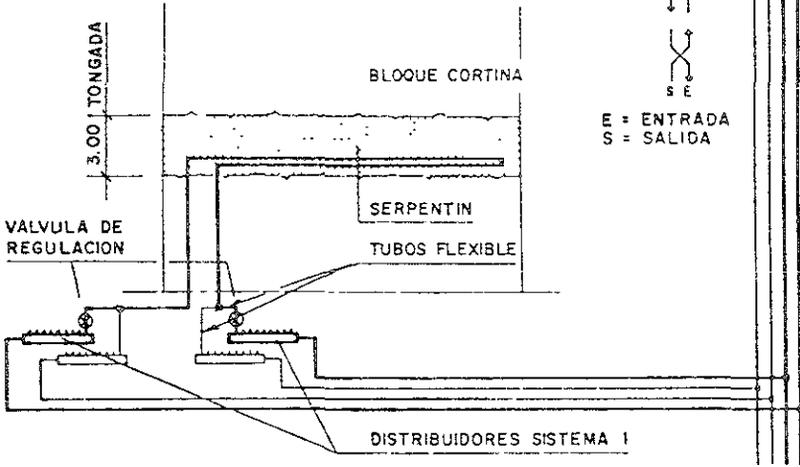


FIG. 4.8. CONFIGURACIÓN DE SERPENTINES

1º ETAPA : POR 59 DIAS ENFRIAMIENTO CON SISTEMA 1



2º ETAPA : CON SISTEMA 2 ENFRIAMIENTO HASTA ALCANZAR 19º

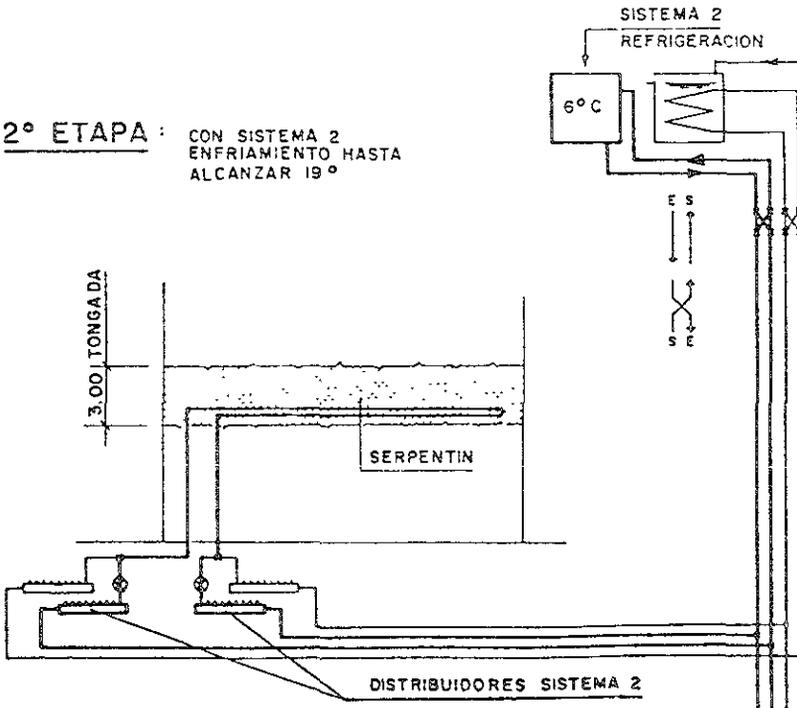


FIG. 4.9. ETAPAS DE ENFRIAMIENTO

En las galerías de inspección, en el cuerpo de la cortina, se colocaron los distribuidores para cada bloque y para cada sistema. Los serpentines estuvieron conectados a los respectivos distribuidores por medio de tubos flexibles que permitieron la conexión de medidores de flujo (contadores), termómetros y válvulas de regulación.

De esta manera se pudo mantener bajo estricto control el enfriamiento de cada tongada.

El sistema de termómetros permitió determinar la temperatura del agua de enfriamiento a la entrada y a la salida de cada serpentín.

Para conocer la temperatura promedio de una tongada hubo que suspender la circulación del agua de enfriamiento a través del serpentín correspondiente por un día. La temperatura del agua resultante después del día del paro, correspondió a la temperatura promedio de la tongada.

En la figura 4.10 se presentan los campos de enfriamiento de los tres bloques centrales de la cortina y en la cual por las galerías horizontales llegaron las tuberías de alimentación de los dos sistemas de enfriamiento de cada campo. Las tuberías horizontales solamente pudieron explotarse después de haber desencofrado la galería en el tramo correspondiente al bloque más bajo (bloque 2). La parte más baja se enfrió por un sistema provisional hasta que se pudo alimentar el sistema por la galería a la cota 1373.

El empleo de este tipo de sistema disminuyó sensiblemente el "Shock Térmico" dentro de las varias tongadas de los bloques. Se entiende por Shock Térmico la diferencia entre la temperatura del concreto y la temperatura del agua de enfriamiento.

Al final del tiempo de enfriamiento la temperatura de la tongada alcanzó los 19°C y sucesivamente, siguió el ciclo de la temperatura ambiente.

Para los bloques 4 y 5 el enfriamiento también se realizó por medio de serpentines. Encontrándose el desplante del más alto (bloque 4) en correspondencia del 8o. campo de inyección, se tuvo todo el tiempo que enfriarlos con sólo el sistema 1. Solamente se necesitó, poco antes de la inyección de las juntas, hacer circular por algún tiempo agua refrigerada del sistema 2.

CAMPOS DE ENFRIAMIENTO Y ALIMENTACION

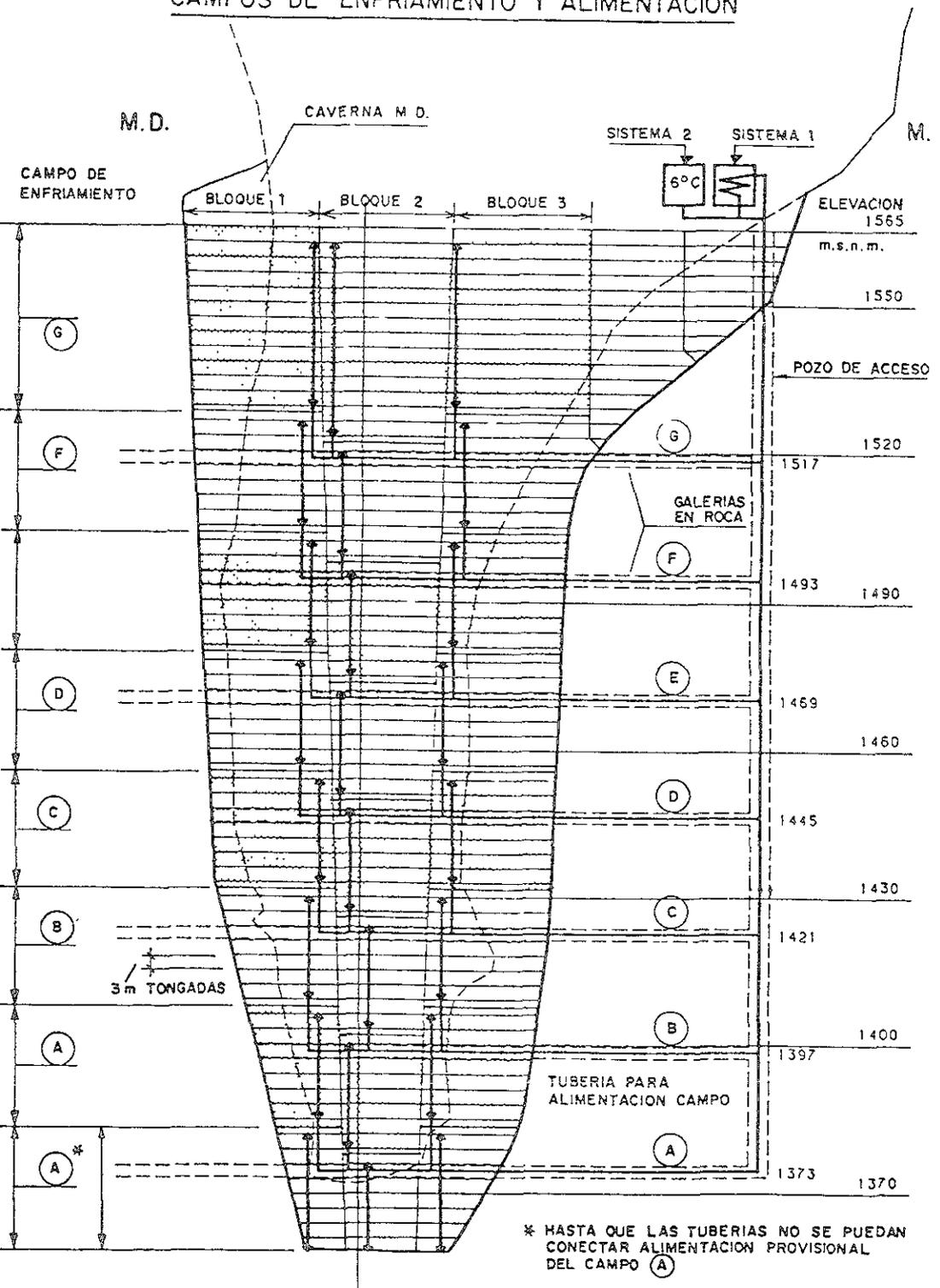


Figura 4.10

Este método se basó en lo siguiente:

- Las propiedades térmicas de la roca y de los tipos diferentes de concreto de la cortina.
- La forma geométrica de los bloques de la cortina.
- La posición exacta de cada ramal de cada serpentín.
- Las temperaturas promedio mensuales del aire del cañón y de las aguas del río.
- El doble sistema de enfriamiento para cada tongada: sistema 1 y sistema 2.
- El programa de llenado del embalse, considerando entonces la temperatura del agua sobre el paramento de aguas arriba.

4.5. OBRAS SUBTERRANEAS (Galerías)

Para llevar a cabo la ejecución de la pantalla de impermeabilización, se requirió de la excavación de algunos túneles de pequeña sección en el interior del macizo rocoso, distribuidos de tal forma que permitieron alcanzar el mayor número de discontinuidades y disminuir la longitud de los barrenos de inyección, evitando así desviaciones en su dirección y en consecuencia una pantalla de mala calidad, a estos túneles se les conoce como GALERIAS DE INYECCION y su función es servir como vías de ejecución para el inyectado de las mezclas.

Debido a la imposibilidad de asegurar que la pantalla de impermeabilización haya logrado sellar todas las grietas y huecos existentes en su zona de influencia, fue necesario concederle una vía de desalajo que permitiera dar salida al agua que se haya logrado infiltrar a través de la pantalla de inyección, esto se logró mediante la excavación de las GALERIAS DE DRENAJE, a partir de los cuales se perforaron los barrenos que fungieron como drenes, éstos tienen como objetivo captar la mayor cantidad de agua posible y conducirla hasta las galerías en donde se incorpora a una canaleta cuya pendiente esta dirigida hacia aguas abajo de la cortina permitiendo así su salida al cañón.

Las GALERIAS DE INSPECCION tienen como función la comunicación al interior de la cortina para verificar constantemente el comportamiento estructural de la cortina, las fuerzas internas y externas que actúan sobre ella.

El proyecto consideró la excavación de las galerías de inyección en ambos márgenes del cañón distribuidos en todo lo largo y alto de la cortina con una separación de 48 m entre sí, en las elevaciones 1373, 1421, 1469 y 1517 msnm, las galerías de drenaje son una rama que parte de las galerías de inyección hacia aguas abajo, por lo tanto se localizan en los mismos niveles descritos; la forma típica de estas galerías se muestra en la figura 4.11.

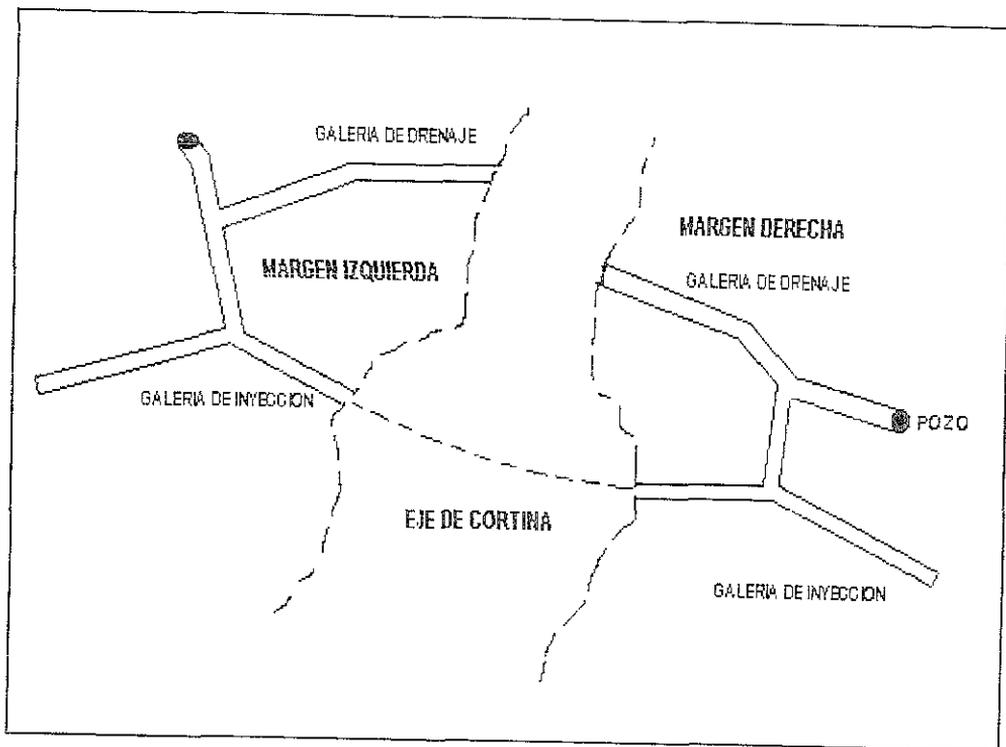


FIGURA 4.11. PLANTA TÍPICA DE LAS GALERÍAS.

Las galerías de inspección se localizan en las elevaciones 1397, 1445 y 1493 msnm, siendo su forma sencilla la de fungir como acceso al interior de la cortina. En la figura 4.12 se observa la forma de este tipo de galerías.

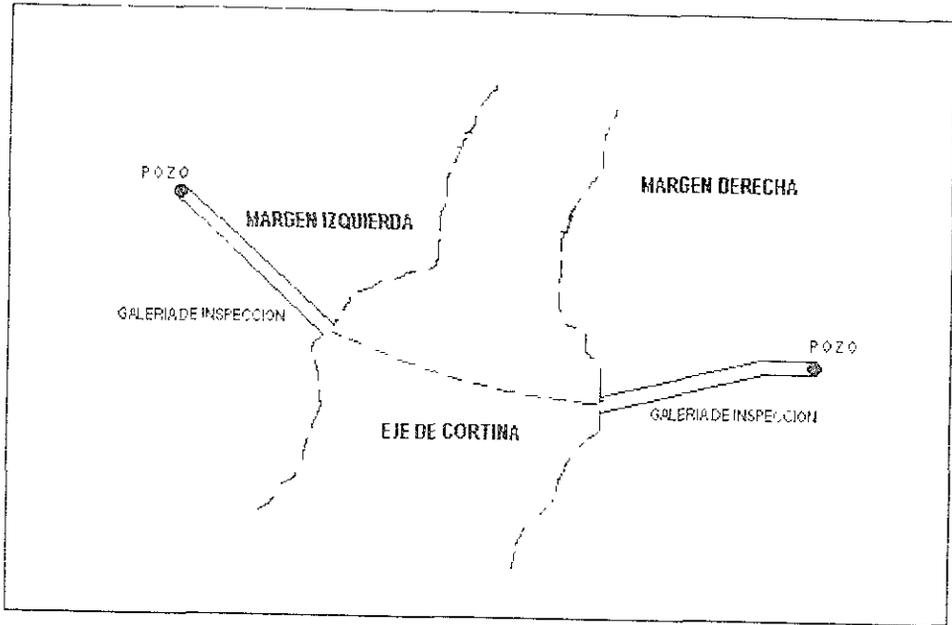


FIGURA 4.12. PLANTA DE UNA GALERÍA DE INSPECCIÓN.

Para los tres tipos de galerías el proyecto marcó una sección transversal única que es del tipo herradura de 2.8 m de base, 3.6 m de altura y un radio de 1.65 m, siendo éstas las dimensiones mínimas de excavación, es decir, hasta la línea "A" de proyecto, contando con una tolerancia de 20 cm hasta la línea "B" que representó el límite superior de la excavación.

Para ejecutar los trabajos de excavación de las galerías fue necesario la realización de un par de lumbreras, una en cada margen, cuya finalidad fue permitir el acceso de personal y equipo a los diferentes niveles por excavar, las dimensiones de ambos pozos fueron de 2.65 m de diámetro y una profundidad de 189 metros (figura 4.13).

VISTA DESENFUENDE AGUAS ARREBA

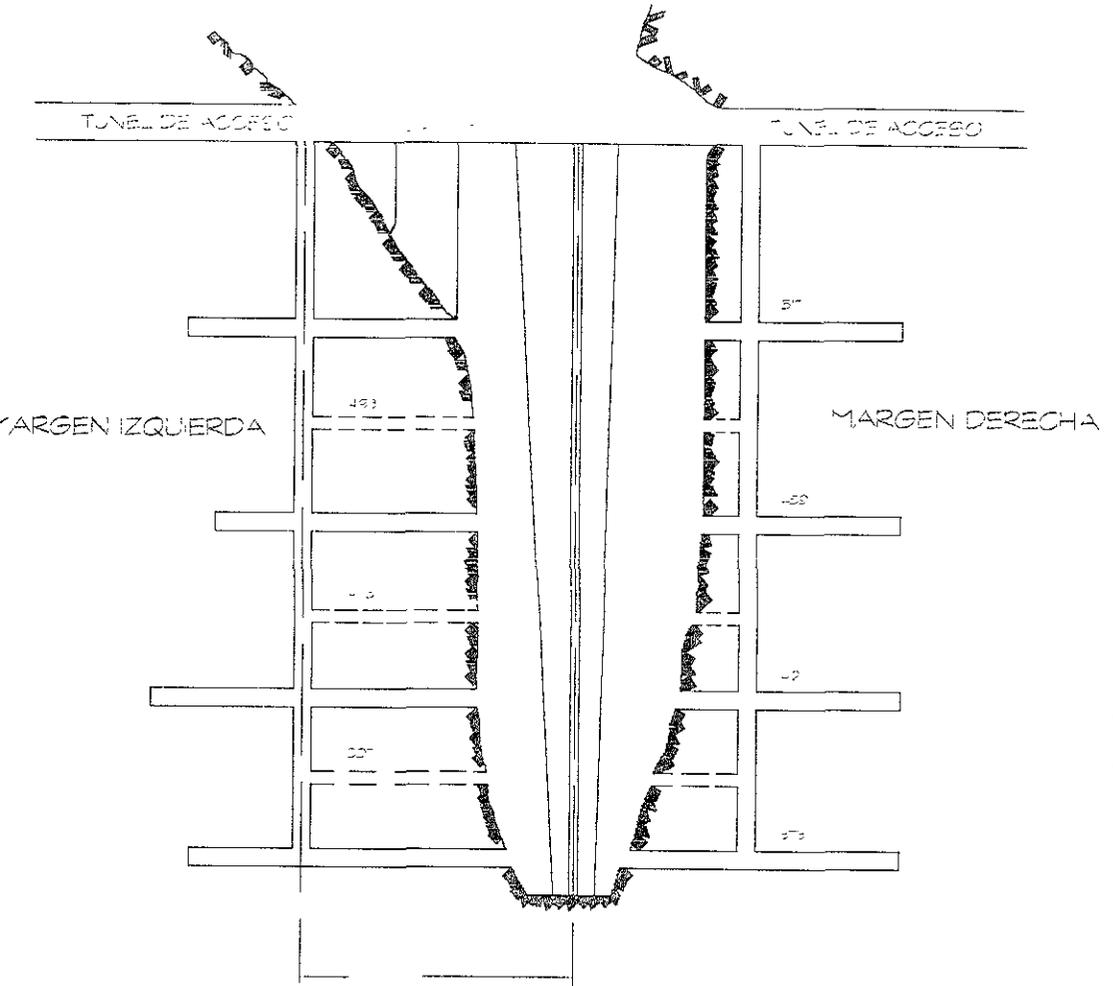


FIGURA 4 13 CORTE DE GALERÍAS

Una vez concluida la excavación de las galerías, el programa general del proyecto contempló la colocación del revestimiento de concreto en las galerías de inyección e inspección, quedando exentas de este requerimiento las galerías de drenaje y los pozos de acceso ya que al dejarse sin revestimientos se pudieron utilizar como drenes adicionales. Para que el contacto entre el concreto y la roca fuera efectivo se debió realizar antes del colado una limpieza severa de la galería eliminando totalmente los residuos de roca fracturada que resultaron de la excavación, principalmente en el piso ya que en esta parte no se llevó a cabo el proceso de amacise. En la figura 4.14 se observa la sección definitiva de las galerías.

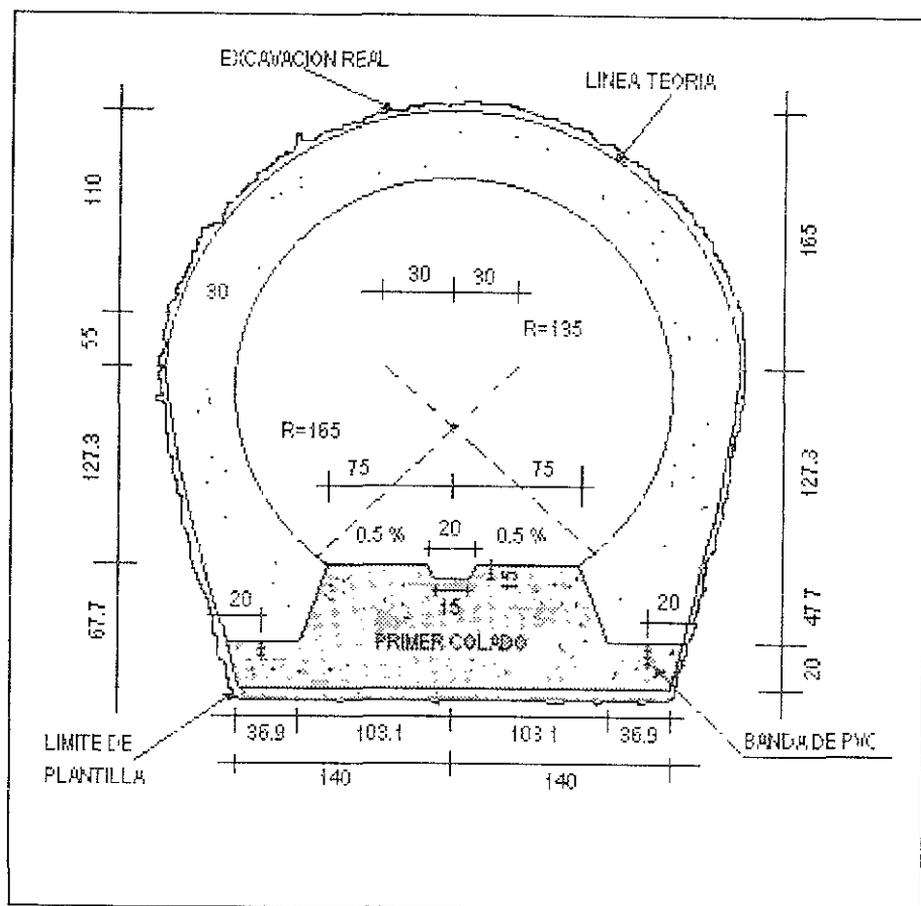


FIGURA 4.14. SECCIÓN DEFINITIVA DE LA GALERÍA.

Debido a que las galerías de inyección y drenaje tienen comunicación al exterior del cañón, la galería de inyección justo en el eje de la cortina y la de drenaje aproximadamente a 50 m aguas abajo, representaron ambos extremos frentes de ataque lógicos para el desarrollo de las galerías, por lo tanto la zona del recinto se vio afectada por las excavaciones para el empotramiento de la cortina, por lo que se hizo necesario que se incluyeran las excavaciones de túneles auxiliares cuya función fue la de permitir el acceso a la zona de galerías sin que se invadiera la zona del recinto.

Los túneles auxiliares se excavaron a sección portal de 3.3 por 3.3 metros, cuya manufactura fue más sencilla con respecto a la de herradura considerada para las galerías.

La primera etapa del túnel de acceso de la margen derecha se inició a 180 m aguas arriba del eje de la cortina en el nivel 1373, creándose un corredor semiparalelo al eje del cañón, hasta llegar a la zona de las galerías, a partir de este acceso se abrió un crucero para que se alcanzara el nivel inferior de la lumbrera de esta margen y posteriormente se excavara la segunda etapa del túnel cuya finalidad fue rodear la zona perimetral de la cortina y comunicarse con el cañón fuera del área de influencia, aproximadamente a 40 m aguas arriba de la salida del túnel de desvío; ambas etapas constituyeron un túnel de 330 m (figura 4.15).

Una vez que se alcanzó esta zona se dio inicio a la excavación del túnel de acceso de la margen izquierda con una longitud de 80 m, además de un nicho para unirse con la lumbrera de esta margen.

Las lumbreras fueron excavadas mediante una máquina contrapocera. El método de excavación consistió en la perforación de un barreno piloto que se conecta al nivel superior del pozo con el crucero abierto en el nivel 1373 para tal fin, a partir del cual se instaló en la tubería una rima de 2.65 m de diámetro, esta rima se hace girar en la dirección de la perforación y con el alimentador tirando en vez de empujar, lográndose con esta acción la excavación del pozo de abajo hacia arriba. El material producto de la excavación se retiró por la parte inferior con los cargadores y carros de bajo perfil utilizados para rezagar las galerías. Mediante este proceso se alcanzaron avances de 8 m/día en promedio, teniendo además un acabado muy fino en la superficie del pozo, evitando con ello que se amacizara posteriormente a la excavación.

Una vez concluida la excavación de los pozos se ejecutaron las galerías de los niveles superiores en orden ascendente iniciándose con el nivel 1397, excepto en la margen izquierda en donde, en primera instancia, se iniciaron las excavaciones de los niveles 1517 y 1493 por localizarse en la zona donde se colocarían los bloques 4 y 5 de la cortina, evitando con esta medida que las vibraciones provocadas por las detonaciones de las excavaciones alteraran el buen funcionamiento de dichos bloques.

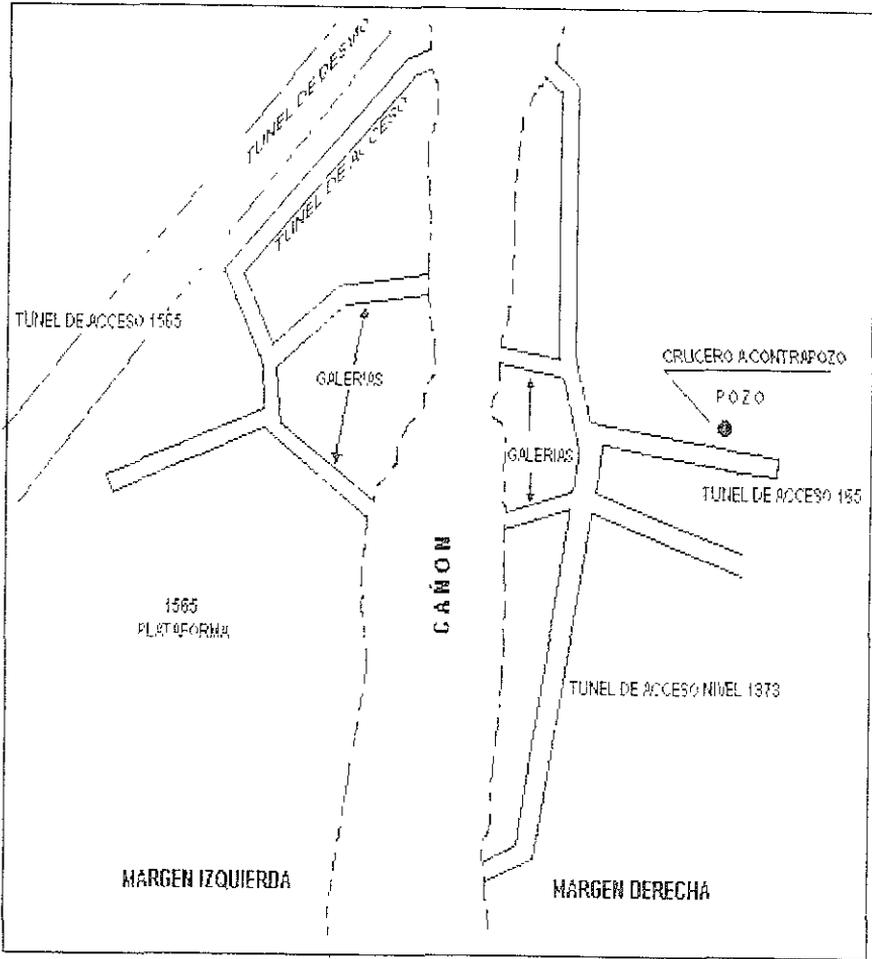


FIGURA 4.15. EXCAVACIÓN TUNELES DE ACCESO.

El proceso que se siguió en las galerías consistió principalmente en excavaciones mediante el uso de explosivos. Para este procedimiento la actividad inicial fue el de realizar una plantilla de barrenación para colocar la tronada. La tronada consistió en explosivos tipo gelatina en forma de salchicha, unidas con fulminantes adheridos a los noneles y conectados al cordón detonante hasta el estopín eléctrico que se detona mediante un explosor.

Después de cada tronada fue necesario la labor de amacise del frente de trabajo, que consistió en desprender deliberadamente los pedazos de roca adheridos a las paredes mediante el uso de barretas de acero. Paso seguido, fue preciso acumular la rezaga producto de la voladura, acomodándola de tal manera que formara una plataforma lo suficientemente amplia para permitir apoyar el equipo de barrenación que se siguió utilizando.

Después de la primera tronada, fue donde entró la brigada de topografía cuya función fue la de controlar el avance de cada ciclo, la de trazar la sección teórica de excavación para controlar el rumbo y la pendiente de cada barrenación, así como el de verificar que la sección real de la excavación se encontrara dentro de los límites permisibles.

Posterior al trazo de la plantilla se inició nuevamente la actividad de la barrenación mediante máquinas perforadoras neumáticas BBC-35 marca Atlas Copco, para introducir el material explosivo. Para que se llevara a cabo la barrenación en las galerías, en cada frente se requirió de una brigada de personal compuesta por un jefe de grupo, dos perforistas, dos ayudantes, un compresorista y un operador de bomba de agua.

Una vez que se acabó de realizar la tarea de barrenación y excavación mediante las tronadas en la parte superior, se procedió con la actividad del rezagado en forma total, consistente en retirar del frente de trabajo el material producto de la excavación, usándose carros mineros de bajo perfil marca Shopf. Cabe mencionar, que en la actividad de rezagado se tuvieron algunas peculiaridades.

En el nivel 1373 que fue la excavación más baja, el proceso de rezagado se realizó mediante el uso de un cargador con capacidad de 2.5 yd³, el cual alimentaba a una vagoneta de 5 yd³ y colocaba la rezaga en un sitio determinado; después de haber concluido en este nivel ambas máquinas se les asignó la tarea permanente de retirar la rezaga que fluía a través de las lumbreras provenientes de los niveles superiores.

El rezagado en los niveles superiores tomó otra variante, ya que al inicio de la galería, en los primeros 10 m de avance era poco práctico que se habilitara un equipo mecánico para rezagar, por lo que se hizo necesario utilizar palas de mano y carretilla convirtiéndose en una labor muy pesada y con poco rendimiento de avance. Una vez que se abrió el espacio suficiente, se utilizó un cavo 310 marca Atlas Copco de 1m³, además que posteriormente fue importante utilizarlo en las galerías de inspección, ya que su único frente de excavación no permitió otra opción de rezagado.

Sin embargo en las galerías de inyección se tuvieron varios brazos en cuyas intersecciones se abrió un espacio que permitió la utilización de un cargador de bajo perfil con capacidad de 1 yd³, ya que se necesitó girar 180° para poder vaciar su carga en distancias mayores de los 20 m por lo que su eficiencia fue mayor que la del cavo.

4.6. PANTALLAS DE INYECCIÓN Y DRENAJE.

Un macizo rocoso es un medio no homogéneo cuya característica principal es la discontinuidad, ya que siempre se ve afectado por diversos factores como son fallas, fracturas, carsticidad, etc. Estos factores pueden provocar un determinado grado de permeabilidad en el macizo rocoso, lo cual es indeseable en el área aledaña a la cortina porque un posible flujo de agua en esta zona acarrearía problemas diversos, por ejemplo, la acumulación de agua en la región inmediata aguas abajo de la cortina, surgiendo con ello presiones intersticiales que pondrían en riesgo la estabilidad de los bloques de roca potencialmente definidos en la zona de apoyo de la cortina. Para resolver este problema, fue necesaria la creación de una pantalla impermeable en la zona del macizo rocoso contigua a la cortina cuyo objetivo es limitar al máximo la presencia de agua en el sitio (figura 4.16 y 4.16.1).

Para generar la pantalla impermeable se propuso un tratamiento al macizo rocoso que consistió en rellenar los huecos existentes en el medio, a base de la inyección de mezclas cementantes, además de disminuir la permeabilidad y la deformación del terreno también aumento su resistencia. Las inyecciones se condujeron a través de una serie de barrenaciones previas.

Debido a la imposibilidad de asegurar que la pantalla de impermeabilización haya logrado su sellado en todas las grietas y huecos existentes en la zona de influencia, fue necesario conceder una vía de desalojo que permitiera dar salida al agua que haya logrado infiltrarse a través de la pantalla de inyección, esto se logró mediante una plantilla de drenaje, los cuales fueron barrenos que fungieron como drenes (figura 4.17), estos tienen la función de captar la mayor cantidad de agua posible y conducirla a las galerías de drenaje.

Los objetivos principales que se alcanzan con las pantallas de inyección y drenaje son:

- a) Limitar las fugas de agua.
- b) Limitar las presiones intersticiales de agua bajo la cortina y especialmente aguas abajo de la misma.
- c) Contribuir a la estabilidad de los estribos sobre los cuales se apoya la cortina.
- d) Para tener la posibilidad de controlar los cambios que se puedan producir en los apoyos a lo largo de los años.

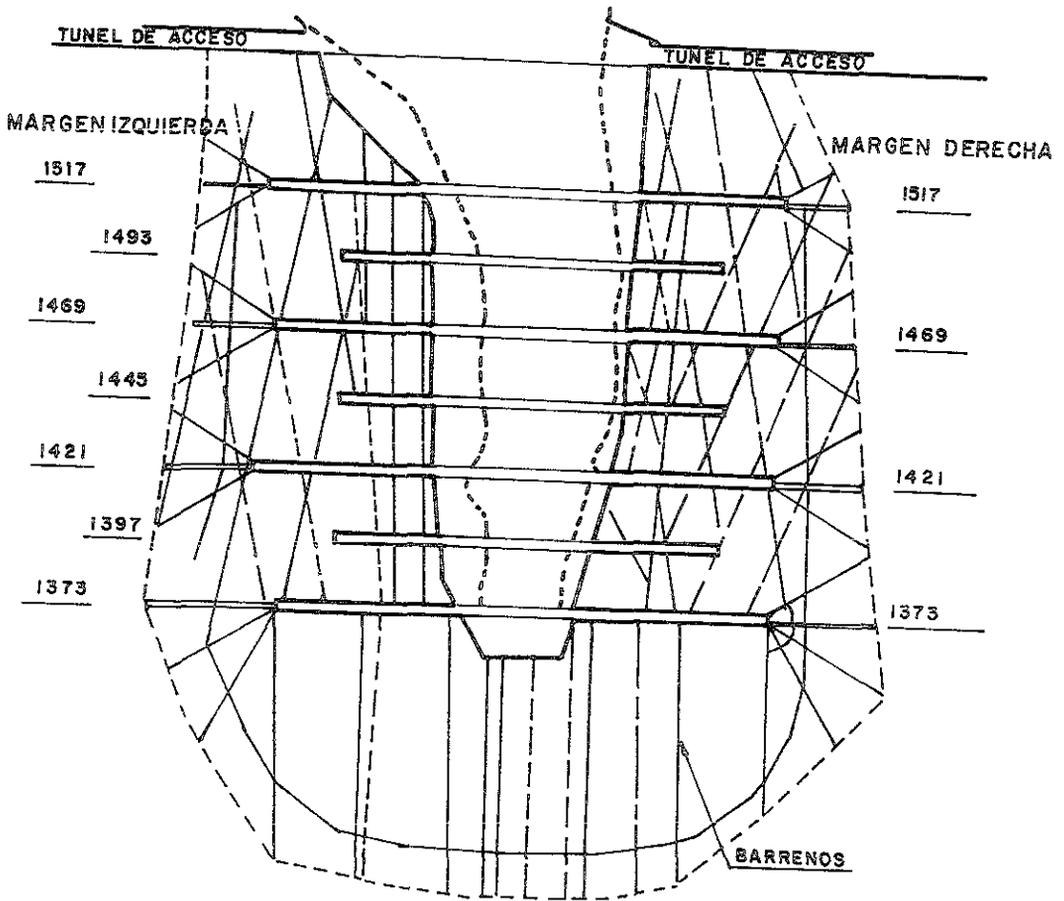


FIGURA 4.16. Pantalla de Inyección

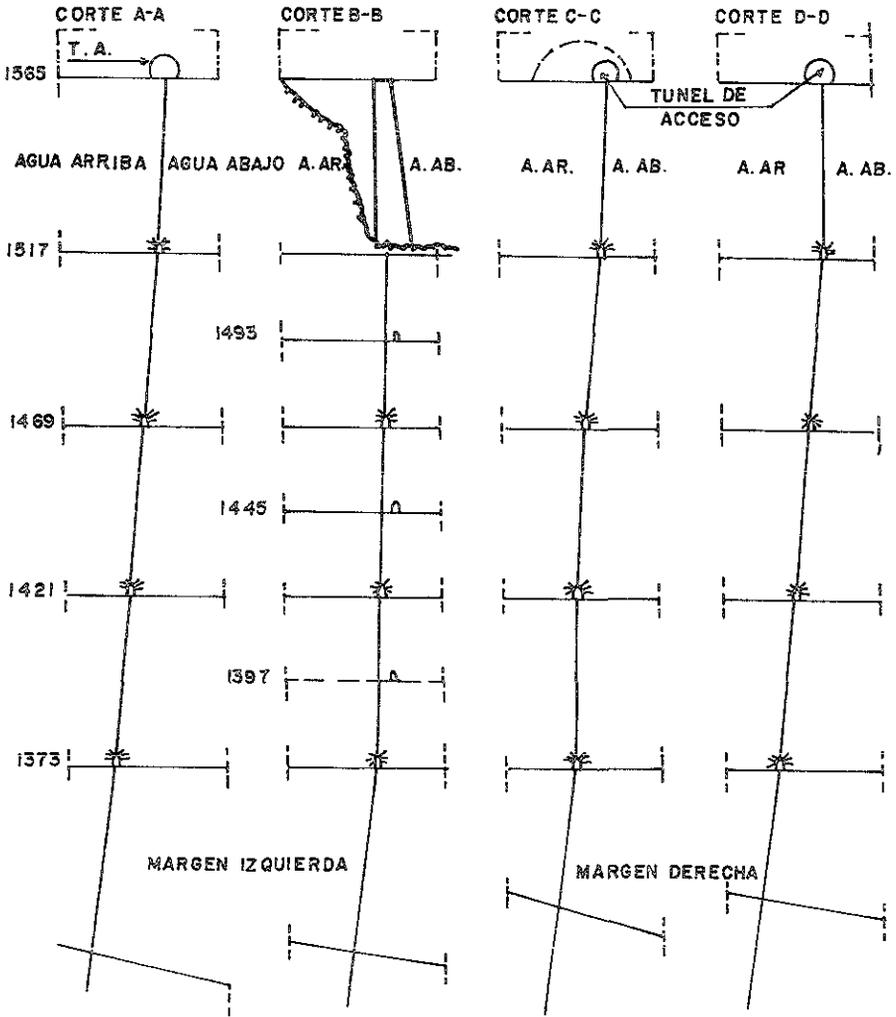


FIGURA 4.16.I. Cortes Transversales de la Pantalla de Inyección.

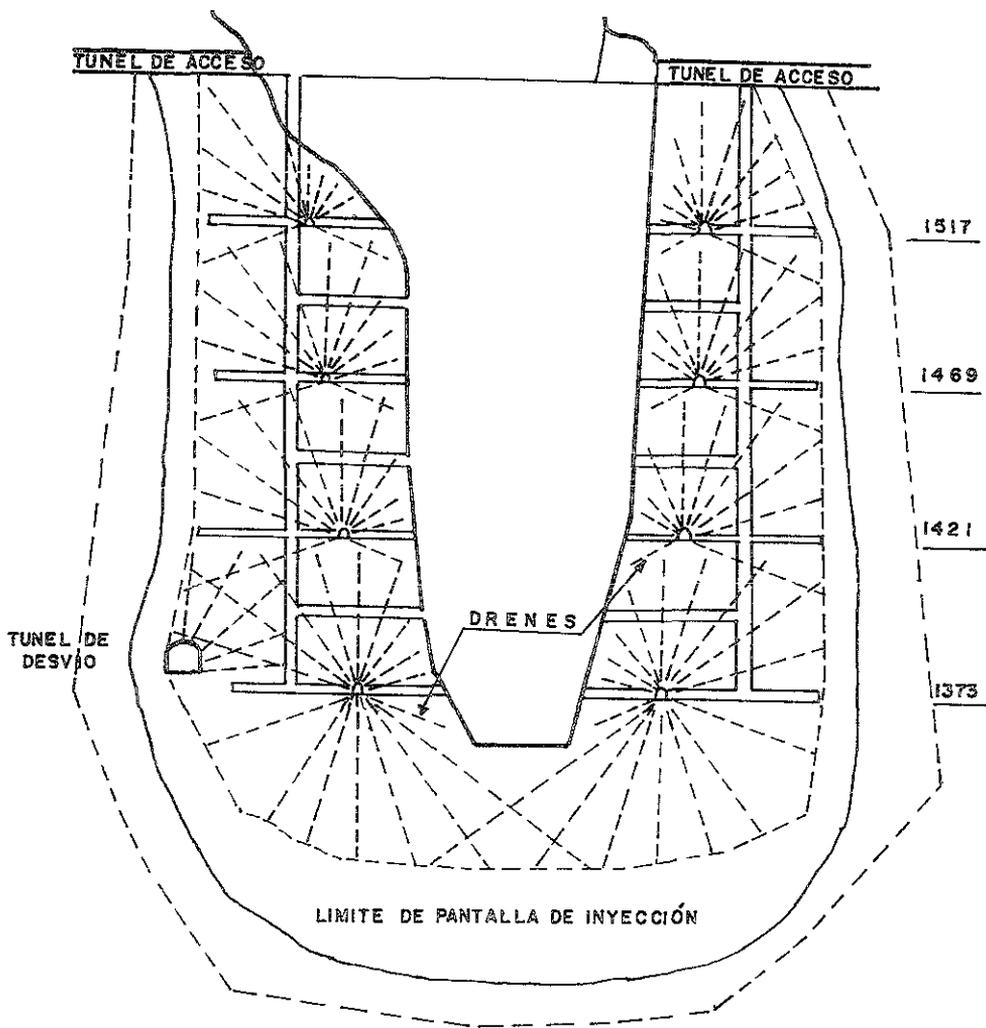


FIGURA 4.17. Pantalla de Drenaje

Para describir los parámetros que se tomaron en cuenta en las pantallas de inyección y drenaje, trataremos cada uno por separado y así poder describir su procedimiento de la mejor manera.

PANTALLA DE INYECCIÓN:

Para la pantalla de inyección se destacan tres principios primordiales para el desarrollo de la misma, y son los siguientes:

- Mezclas de inyección.

Por economía se consideraron solo mezclas de inyección a base de concreto, con la posibilidad de usar un aditivo químico para mejorar sus características cuando se necesitó.

Debido a que la penetración de la mezcla de inyección en las fisuras finas depende del diámetro de los granos más gruesos del cemento, se utilizó un cemento lo más fino posible, es decir, con un valor de Blaine (cm^2/gr) lo más alto posible. Con la inyección del macizo rocoso fisurado, se pretendió llenar los vacíos (es decir las fisuras y donde se presentan también los ductos cársticos) con una materia que fuera mecánicamente resistente, que tuviera la menor contracción posible y que resistiera al deslave por el agua de percolación.

Durante el fraguado puede existir una contracción de la mezcla que deje abierta una fina holgura a lo largo de toda la fisura y que permita un flujo de agua el cual muy fácilmente, - debido a la muy grande superficie de contacto -, disuelva el cemento y haga inefectiva la inyección a un plazo de tiempo más o menos largo. Por esta razón la mezcla requirió un exceso de agua respecto al mínimo teórico necesario para la hidratación, ya que para lubricar la mezcla y hacerla inyectable se necesitó que una fina película de agua se formara alrededor de cada grano de cemento; aunque se debió evitar cualquier exceso inútil de agua en la mezcla.

Para tal caso se emplearon únicamente mezclas estables (con decantación inferior a 5% en tres horas). La relación agua/cemento (A/C) recomendada en peso fue del orden de 0.6 a 0.7; ; pero se debió ajustar cada vez en la obra sobre ensayos de laboratorio en campo, ya que el valor exacto dependió del tipo de cemento, de su fisura, de la temperatura de inyección y del agua, así como de los aditivos utilizados. Una mezcla estable con A/C bajo, tiene una cohesión y una viscosidad elevada por lo que se requirió de presiones de inyección mayores.

La reducción de la cohesión y de la viscosidad se requirió cuando se inyectaron fisuras medianas, y para inyectar ductos cársticos no se requirieron de mezclas con baja cohesión ni viscosidad; por esto no se utilizaron aditivos fluidificantes, sino se redujo aun más la relación A/C y en algunos casos se agregó filler u arena (siguiendo un mortero), en caso contrario las tomas hubieran sido excesivas.

• PRESIONES DE INYECCIÓN:

Utilizándose mezclas estables, las presiones de inyección fueron más altas que al utilizar mezclas más fluidas inestables que permiten al agua separarse de la mezcla y de escaparse a lo largo de las fisuras aún con bajas presiones, normalmente se trató de evitar el uso de presiones de inyección ya que se temió que el agua de la mezcla se separara y produjera efectos de hidrofaturación en la roca, aunque esto sucedió cuando se utilizaron mezclas inestables.

Cuando se produjo una fisura por el efecto de la presión de inyección, la misma fue automáticamente rellenada de mezcla de óptima calidad y por lo tanto perfectamente saneada. Para que se inyectara una fisura se debió abrir un poco, ya que la inyección presupuso la aplicación de una presión para hacer penetrar la mezcla. Al contrario un ducto cárstico de gran sección se rellenó utilizando presiones sumamente reducidas.

Si se espera que una pantalla inyectada sea impermeable (o poco permeable) se debe utilizar una presión de inyección que sea en todos los puntos de la fisura, por lo menos igual a la futura presión del agua en los mismos puntos, es decir, que en los barrenos de inyección se aplicó una presión efectiva de inyección de 2 ó 3 veces la presión del agua.

Siendo la altura de la cortina de 207 m, se utilizaron en la parte inferior de ésta presiones máximas de 50 bares, que fueron reducidas en la parte superior de la cortina a 30 bares. En la zona de contacto con la cimentación de los arcos las presiones fueron reducidas, ya que aumentando la presión del agua (con el llenado del embalse) que tiende a abrir fisuras, aumenta también el empuje del arco que tiende, al contrario, a cerrarlas.

• INTENSIDAD DE INYECCIÓN:

Debido a la ineficacia de fijar una presión máxima de inyección y de un volumen máximo de toma, debido a que conduce a soluciones arbitrarias, se introdujo el concepto de Intensidad de Inyección (II).

La Intensidad de Inyección se define como el producto del volumen de mezcla tomada (o bien el peso de cemento) por la presión de inyección final, es decir, el volumen en litros de lechada o en kg de cemento por metro de barreno y la presión en bares ($II = V \times P$). El principio consiste en fijar una Intensidad de Inyección que disminuye en función del volumen ya tomado.

El principio II se basa en las consideraciones siguientes:

- No existe una relación entre el volumen de toma a inyectar y los resultados de pruebas tipo Lugeón o de pruebas de permeabilidad de cualquier otro tipo.

- El proceso de inyección debe ser autoregulante en función de las características variables de la roca sin necesidad de ensayos de laboratorio.
- En cada etapa de inyección se pueden sellar solo las discontinuidades más importantes y las más abiertas después del inyectado de las etapas anteriores.
- Si las fisuras están muy abiertas la mezcla penetra a grandes distancias y se produce un desperdicio que puede ser importante, por tal motivo se deberá reducir la presión, es decir, se utilizarán presiones bajas si las tomas son altas. Al contrario, si las fisuras son finas la mezcla tiene dificultad a penetrar por lo que se deberá aumentar las presiones.

Aplicando el principio de Intensidad de Inyección se consiguió que los barrenos primarios sellaran las fisuras más abiertas hasta grandes distancias con presiones bajas; que los barrenos secundarios sellaran solamente las fisuras más importantes que quedaron después de la inyección primaria; y que los barrenos terciarios sellaran en primer lugar solamente las fisuras más importantes que siguieron existiendo después de las inyecciones primarias y secundarias. Con este criterio la presión final de inyección quedó automáticamente regulada, es decir, que las presiones de inyección se rigieron con la Intensidad de inyección cada vez que se hubo llegado a la presión máxima de inyección en cada tramo de la serie anterior, por lo que se perforaron los barrenos de la serie siguiente solamente en las zonas y tramos donde la toma de mezcla se sobrepasó el valor límite práctico que fue de 2000 bar lt/m (figura 4.8).

La intensidad de inyección corresponde al producto de la presión máxima por el volumen límite teórico:

$$P_{\text{max}} = 50 \text{ bar}$$

$$V_{\text{limite}} = 40 \text{ kg/m} \quad \text{por lo que}$$

$$II = 50 \times 40 = 2000 \text{ lt/m kg/cm}^2$$

$$II = 2000 \text{ bar lt/m}$$

Por razones de seguridad en la inyección, se utilizó un volumen límite práctico inferior al valor teórico de la figura del criterio II (50 % del mismo).

El valor de II óptimo dependió de la Intensidad de fracturación, de las superficies de discontinuidad y de la naturaleza de las mismas. La intensidad de la inyección óptima se determinó con los resultados de las primeras inyecciones.

El volumen máximo indicado tiene el sentido de evitar desperdicios inútiles de cemento que puedan llegar a distancias exageradas o puedan salir al exterior o en cualquier galería ya excavada. Este valor dependió entre otras cosas de la longitud del tramo de inyección, en general se fijó a 10 ó 20 veces el volumen límite práctico (en nuestro caso se fijó a 10 veces).

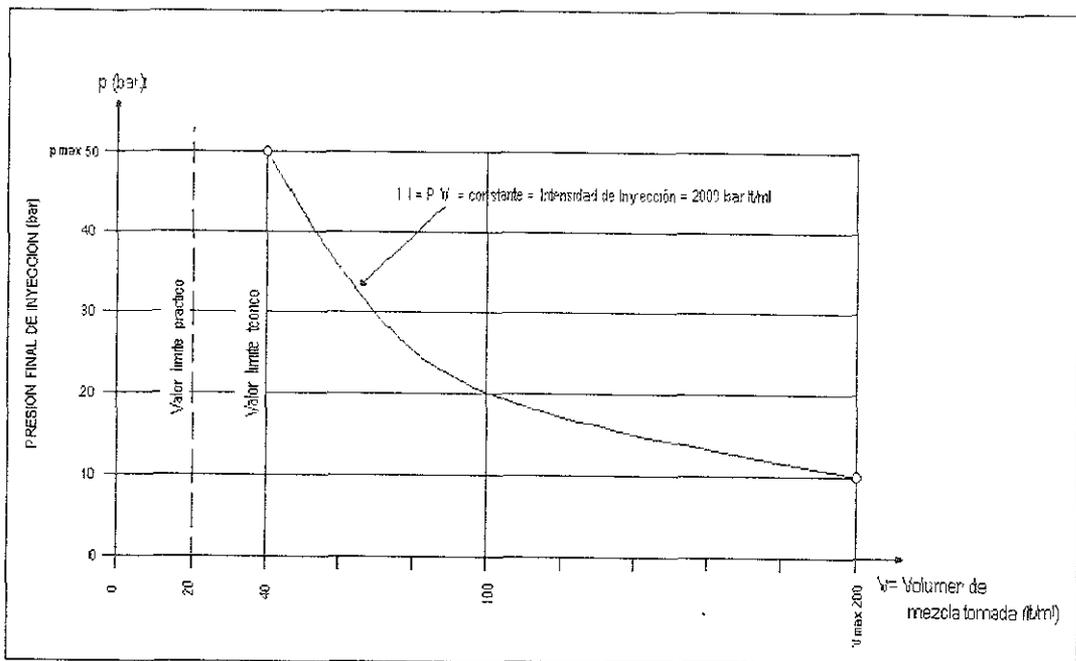


FIG. 4.18. APLICACIÓN DE INTENSIDAD DE INYECCIÓN

Prácticamente, se consideró que el esquema de inyección fue bien escogido si la toma promedio de cada serie de taladros, intercalados entre los de la serie anterior, corresponde aproximadamente al 50 % de la toma de la serie anterior (entre 33 y el 67 %) con esto se demostró que existió un cierre progresivo y regular de la zona inyectada.

Una ventaja del sistema de la intensidad de inyección (II), que toda la inyección se realizó con una mezcla única ya que todo el proceso se manejó únicamente con la regulación de la presión de inyección y no por cambios de tipo de mezclas.

En resumen los datos anteriores fueron los siguientes:

▫ **MEZCLA DE INYECCIÓN:**

Relación Agua/Cemento..... A/C = 0.6 - 0.8 en peso
 Aditivo fluidificante..... F/C = 1.0 - 1.5 % en peso
 Decantación máxima en 3 hr..... D < 5 %

▫ **BARRENOS DE INYECCIÓN:**

Diámetro..... Ø = 50 mm
 Tramos de inyección..... L = 5.0 m

Espaciamiento entre primarios..... d = 12 m
Longitud..... L = 24 m

▪ **PRESIONES DE INYECCIÓN:**

En el fondo del cañón..... Pmax= 50 bares
En la Corona..... Pmax= 30 bares
En contacto roca-concreto..... Pmax= 25 bares

▪ **INTENSIDAD DE INYECCIÓN.....** Ii = 2000 bar lt/m

▪ **VOLUMEN LIMITE PRACTICO.....** Vlp = 20 lt/m (100 lt/tramo)

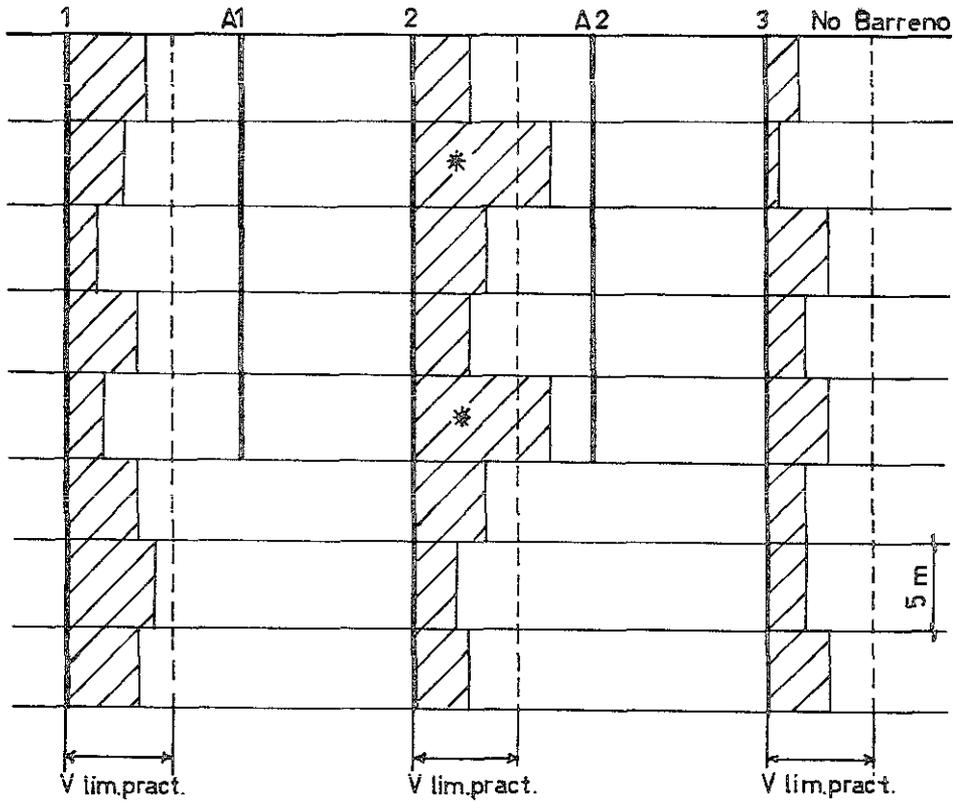
▪ **VOLUMEN MAXIMO.....** Vmax= 200 lt/m (1000 lt/tramo)

Debido a las características geológicas del macizo rocoso donde se creó la pantalla de inyección, esta se realizó conforme al método más factible, el de la subdivisión de "Tramos de regreso" (Space Splitting method), que consistió en realizar la perforación completa del barreno que se inyectó posteriormente, comenzando por el fondo del barreno, realizándose la inyección por tramos en secciones de 5 m; la parte superior del tramo en inyección quedó aislada por medio de un obturador, el cual se fue desplazando hacia la boca del barreno una vez inyectada cada sección (figura 4.16).

Las primeras inyecciones que se realizaron fueron de la serie primaria que tienen una distancia entre sí de 12 m. Una vez inyectada esta serie, se pasó a la serie secundaria con intercalación de taladros a media distancia; de igual modo se realizó la serie terciaria. Los barrenos intermedios cuaternarios se hicieron solamente en las zonas donde se sobrepasó el volumen límite práctico de inyección, perforándose un barreno cuaternario a cada lado del barreno terciario con toma excesiva (figura 4.19).

Con la utilización de mezclas estables se evitó que las mismas perdieran agua durante la inyección porque en el caso contrario se hubiera generado una fricción interior en la mezcla por la falta de la película lubricadora entre los granos que tiene la inyección.

Es común que esta pérdida de agua se deba a la absorción del macizo rocoso, o por efecto de microfisuras que permiten el paso del agua y no así del cemento. Con el fin de evitar o que disminuyera este efecto, fue preciso saturar el macizo de agua inyectándola en el barreno durante 2 a 3 horas (a una presión reducida de 2 a 3 bares, para evitar el fracturamiento de la roca) antes de la inyección de la lechada. Aunque no fue necesario en lugares donde la roca estuviera saturada al estado natural, es decir, bajo el nivel del río.



- Barreno 1 primario, 2 secundario, 3 terciario
- Barrenos adicionales A1 y A2 debido a que las tomas en perforación 2 sobrepasan el volumen limite práctico*

Figura 4.19. Tomas de La Pantalla de Inyección.

La inyección de cada tramo se realizó como de costumbre hasta que se consiguió el rechazo de la mezcla, con la condición, que la presión de rechazo no fuera fija sino en función del volumen de mezcla ya inyectado, tal y como se observa en la relación de la figura 4.18, esto fue:

$P_{\text{rechazo}} = \text{ll/volumen tomado}$ y con la limitante de la Presión máxima de 50 bares.

Cuando se llegó al volumen máximo, se paró la inyección y se le reanudó después del tiempo de fraguado, entre 12 a 24 hrs, ya que fue necesario cuidar que no existiera fuga de mezcla hacia el exterior.

Para la perforación del barreno se utilizó una máquina perforadora a base de rotopercusión, en este tipo de máquinas, se pueden distinguir dos clases, aquellas en que la acción del martillo se comunica a la broca a través de la tubería de barrenación, otras, cuentan con un martillo de fondo cuya acción se transmite directamente a la broca, en este caso se utilizó la segunda. Para la inyección, dada la importancia de la obra, se utilizaron dosificadores automáticos con el objeto de ahorrar tiempo y elevar la precisión de la dosificación de los materiales y mantener una alimentación eficiente de las mezcladoras, el cual permitió la elaboración correcta de las mezclas que se condujeron hasta las bombas de inyección (figura 4.20).

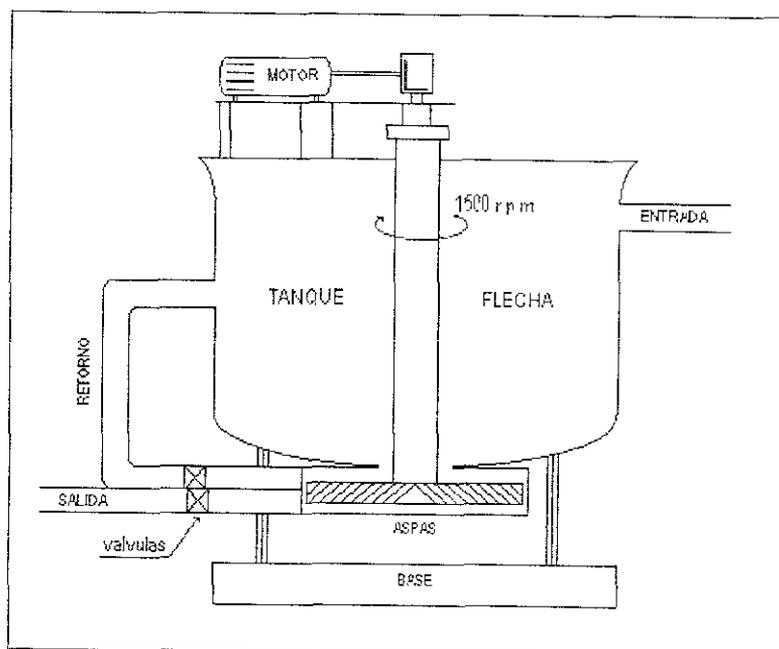


FIGURA 4.20. TURBOMEZCLADOR.

Las bombas de inyección utilizadas fueron las que funcionan a base de dos émbolos que se contraponen, los pistones son movidos por un gato hidráulico; la presión y el flujo del aceite que accionan el gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar la precisión del pistón sobre la bomba; con lo que se consiguió la posibilidad de regular con precisión de inyección y el flujo de la mezcla. Otros equipos utilizados fueron los manómetros registradores, los cuales permitieron obtener reportes gráficos de las presiones aplicadas durante la inyección, y así poder verificar el comportamiento de las operaciones de inyección. Por último, el tipo de obturadores utilizados se basó en las pruebas realizadas en el campo, ya que los tres tipos de obturadores comúnmente utilizados presentan diferentes características que los hicieron adecuarse a un tipo de superficie determinada (figura 4.21).

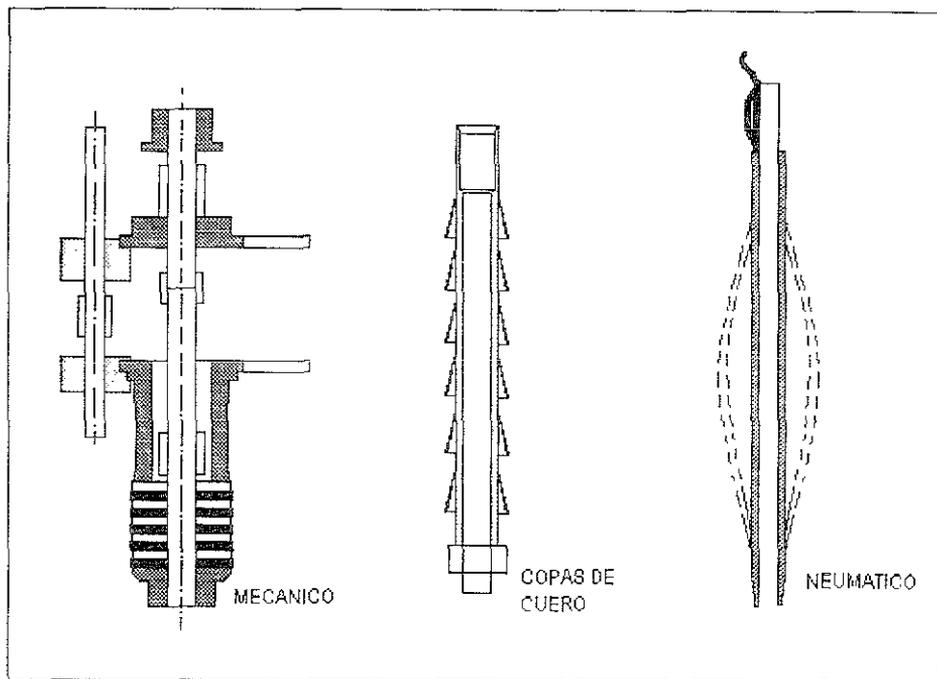


FIGURA 4.21. TIPOS DE OBTURADORES UTILIZADOS.

Con la combinación de todo lo anterior, y siguiendo las normas establecidas para el proceso de inyección se alcanzaron resultados satisfactorios, teniéndose la seguridad de haber creado una pantalla impermeable de calidad.

- Cabe mencionar que existieron dos tipos adicionales de inyección especial cuya ejecución se hizo necesaria por la presencia de dos fenómenos de tipo geológico que se detectaron en el sitio de trabajo. El primero se refiere a las oquedades cársticas que se hallaron durante el proceso de excavación de las galerías,

requiriéndose para estas un tratamiento especial a base de inyección de mortero, ya que a pesar de ser de sección reducida, estos huecos posibilitaban la circulación de grandes volúmenes de agua a través del macizo rocoso (figura 4.22). Para el tratamiento de los carst se realizó el procedimiento siguiente:

- Limpieza cuidadosa de los ductos cársticos, mediante el uso de agua a alta presión y algunas herramientas mecánicas, eliminando todo material suelto a la mayor profundidad posible.
- Colocación de mangueras de inyección y purga de aire en número suficiente, hasta alcanzar la mayor profundidad posible.
- Sellado de la boca del tubo con mortero (calafateado).
- Colado del revestimiento de las galerías, con el fin de que soportar la presión de inyección.
- Inyección del sello entre revestimiento y la roca, en la bóveda de la galería.
- Inyección de los ductos cársticos a través de las mangueras previamente lavadas. La inyección fue con mortero con una relación arena-cemento de 0.5 a 1.0 en peso.

El segundo tratamiento especial fue a los estratos arcillosos, localizados en las laderas del cañón, los cuales se trataron también a base de inyecciones por representar planos de debilidad donde se podrían presentar fugas de agua del embalse. El tratamiento consistió en lo siguiente:

- Limpieza del estrato por medio de agua a presión hasta un metro de profundidad y toda la longitud que se ubica en la zona de influencia de la cortina.
- Calafateo e inyección de la zona limpiada.
- Perforación de barrenos de 10 ½ pulgada de diámetro, el cual tiene una inclinación igual a la del plano de estratificación hasta una distancia de 15 metros.
- Lavado del barreno terminado con agua a presión para desalojar impurezas o residuos de arcilla.
- Colocación de mangueras de inyección y calafateo del barreno.
- Inyección del barreno.

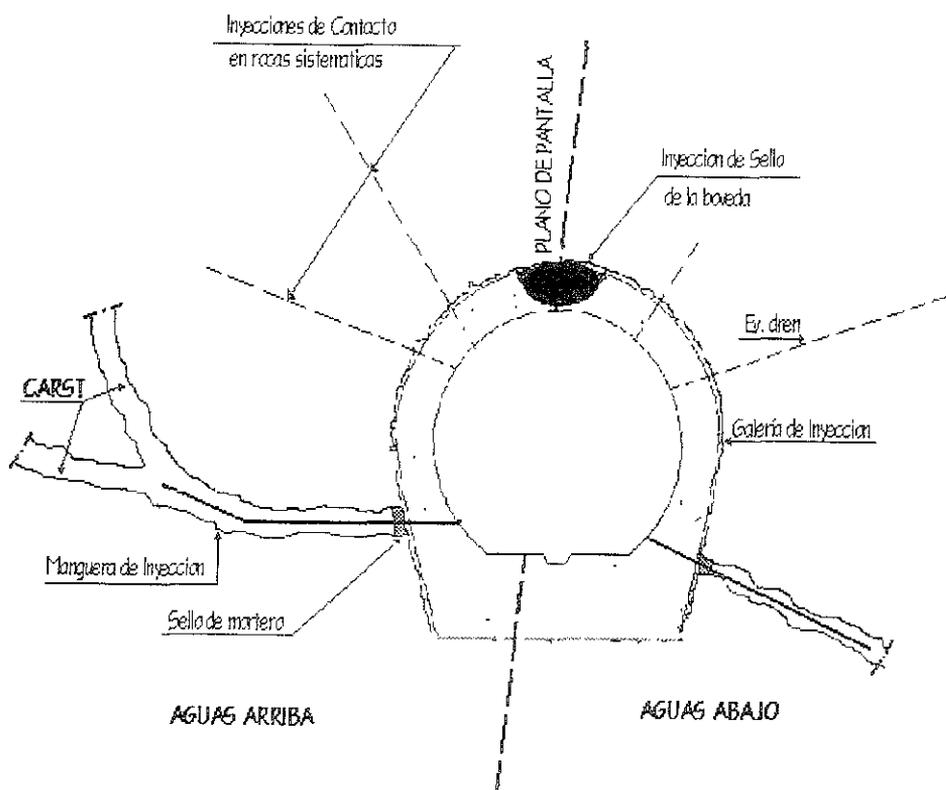


FIG. 4.22. TRATAMIENTO PRELIMINAR DE CARST

PANTALLA DE DRENAJE:

Debido a la naturaleza de la roca, los drenes son simples barrenos perforados sin ningún filtro, ni revestimiento su función es la de captar y conducir el agua acumulada en el macizo, hasta la galería, donde a través de un sistema de canaletas será desalojada hacia el cañón aguas abajo de la cortina. El diámetro es de tres pulgadas y se perforaron con un equipo de rotopercusión, fue necesario que los drenes fueran severamente lavados con agua a presión inmediatamente después de la perforación para eliminar totalmente el polvo y el lodo que queda después de la perforación.

El agua que proviene de las inyecciones se contamina con el cemento, lo que origina hidróxido de calcio disuelto. Esta agua humedece las paredes de los drenes, los cuales al estar en contacto con el aire crea al mezclarse una reacción del hidróxido de calcio del agua contaminado con el dióxido de carbono del aire, de lo que resulta carbonato de calcio, el cual se adhiere a las paredes del barreno provocando una disminución de la eficiencia de los drenes ya que reduce la permeabilidad de los mismos, para evitar este fenómeno indeseable fue necesario dejar los drenes llenos de agua con una inclinación mínima hacia el interior de la montaña, además que se recomendó la instalación de un sifón que impida la libre circulación del aire dentro del barreno. Se cuenta también con instalaciones necesarias para la limpieza de los drenes con un chorro de agua a alta presión.

Los drenes se perforaron en forma de abanico, con el fin de captar el mayor volumen de agua, cubriendo la mayor parte de la pantalla de inyección (ver figura 4.17).

Fue muy importante que la pantalla de drenaje se perforara hasta que la pantalla de inyección se concluyó totalmente en las zonas cercanas con esta misma, para evitar el riesgo de que se tapara o sirviera como vía para la fuga de la lechada. Se cuidó que la distancia entre las dos pantallas fuera suficiente para evitar que aun en caso de reinyecciones los drenes no corrieran el riesgo de ser tapados.

4.7. SISTEMA DE AUSCULTACIÓN.

Dada la importancia de la obra y el largo plazo de explotación de la misma es necesario, por razones de seguridad, conocer durante toda la vida útil de la cortina su comportamiento.

Por lo tanto se debió instalar en la estructura y en sus fundaciones una serie de equipos que permitan detectar y transmitir los parámetros fundamentales que definan

las cargas a la cual estará sometida la estructura y los desplazamientos correspondientes.

Con esto es posible comparar los datos de auscultación con aquellos obtenidos en los cálculos de diseño para verificar el comportamiento y garantizar la seguridad de la obra. Se comprende entonces la importancia que representa el sistema de auscultación en su mantenimiento y la continuidad en el tiempo. Es fundamental que el sistema fuera simple y confiable, ya que no es conveniente tener un gran número de instrumentos que registren y transmitan cantidades de datos, que luego dificulten y entorpezcan la interpretación de los resultados.

Los objetivos del sistema de auscultación son:

- Mantener una continua observación de los desplazamientos de una serie de puntos característicos de la cortina.
- Conocer las cargas que actúan.
- Proponer una instrumentación simple, confiable y de buena precisión.
- Obtener una serie de datos que sean de fácil elaboración e interpretación, que permitan detectar eventuales anomalías del comportamiento.

Los sistemas y los puntos analizados en cada uno, son los siguientes:

▫ DEFORMACIONES:

El comportamiento de la obra se traduce por las deformaciones de su estructura. Estas deformaciones de la bóveda y de sus apoyos se controlarán por medio de la observación de los desplazamientos radiales y tangenciales de un cierto número de puntos definidos anteriormente. Las plomadas directas e inversas son los instrumentos que permiten medir los desplazamientos radiales y tangenciales, de una serie de puntos alineados verticalmente, con una buena precisión en forma muy simple y con gran confiabilidad.

Se tienen dos secciones verticales de medida; la principal en correspondencia de la sección muestra (bloque 2) y la secundaria en la margen izquierda en correspondencia del pozo de acceso. La sección principal fue equipada con dos plomadas inversas (P1 y P2) (ver planos anexos).

La plomada P1 tiene el flotador lo más alto posible en la cámara plomada superior (coronación). Su punto de fijación inferior está ubicado por encima del contacto geológico entre las dos formaciones el Doctor y Soyatal Méndez, a la cota 1337. La longitud total del hilo alcanza los 226.0 metros. Esta tiene 8 puntos de lectura; 7 en los nichos de plomada en correspondencia de las galerías de inspección y uno en la cámara de control en la coronación de la cortina.

La plomada P2 es más corta, ya que tiene 75 metros. Teniendo su punto de fijación por debajo del contacto geológico y su punto de lectura en la galería de inspección más baja, lo que permite encontrar desplazamientos entre las dos formaciones geológicas.

La sección secundaria corresponde a la plomada inversa P3 ubicada en la margen izquierda dentro del pozo de acceso en roca. Tiene el flotador lo más alto posible en la coronación. Su punto de fijación se encuentra a la cota 1337.

El conocer el comportamiento real de la roca de apoyo de la bóveda es necesario para poder confirmar o adaptar los módulos de deformación adoptados en la fase de diseño y afinar el modelo de cálculo de la bóveda. Las deformaciones de roca de apoyo se medirán por medio de extensómetros o barra o cuerda vibrante ubicados estratégicamente en los cimientos de una longitud aproximada a los 40 metros. En cada punto de medición (dos a cada nivel) se instalaron dos extensómetros oportunamente inclinados para permitir definir los desplazamientos de predeterminados puntos de la roca. En total se instalaron 12 extensómetros (ver plano de auscultación, disposición general y cámaras plomada).

▪ SISTEMA GEODÉSICO:

A partir de una serie de puntos suficientemente alejados de la cortina, que no estuvieran influenciados por el embalse y que pudieran considerarse fijos, se pueden controlar los desplazamientos de puntos previamente definidos en la bóveda y en sus apoyos. Los puntos fijos fueron materializados por pilas geodésicas, ubicada aguas abajo del embalse que están empotradas en zonas de roca sana y estable y con buena posición de mira hacia los otros puntos de lectura o puntos fijos. Estos puntos fijos permiten determinar los desplazamientos de la corona y de las plataformas exteriores en correspondencia de las secciones de auscultación de las plomadas y tener así un doble control de los desplazamientos. Al interior del cuerpo de la bóveda y de los apoyos se tienen una serie de puntos de lectura geodésica en correspondencia de las galerías 1517 y 1421. Estos puntos permiten mediante poligonales de medición, determinar los desplazamientos de la cortina a esos niveles (ver plano perfil galerías de inspección y nichos plomada).

▪ NIVEL DEL EMBALSE:

Para conocer la carga hidrostática que actúa sobre la cortina, sus apoyos y el macizo rocoso, es necesario conocer las características del embalse. Para tal fin se instaló un medidor del nivel del embalse por medio de un sensor de presión colocado en el paramento aguas arriba de la bóveda. La lectura se realiza en la galería de inspección 1445, que es la primera sobre el desagüe de fondo.

▪ SUBPRESIONES E INFILTRACIONES:

La estabilidad de las laderas depende entre otros factores del régimen de subpresiones que actúan en el macizo rocoso. El efecto de subpresiones altas a lo

largo de superficies de discontinuidad del macizo pueden ser determinantes para la seguridad de la obra. Es importante conocer y mantener bajo observación las eventuales subpresiones que pudieran existir aguas abajo de la pantalla de inyección.

Para medir las subpresiones se instalaron piezómetros sobre roca de los apoyos, a las elevaciones 1373, 1421 y 1469 y en los cimientos de los bloques de apoyo en la margen izquierda. Los piezómetros son de tres por sección medida, en total se tienen 24 piezómetros.

En correspondencia de cada una de las galerías de inspección en roca se colocaron tres vertedores de medida en la cuenta de drenaje:

- a) El primero en la margen derecha colocado poco antes del enlace con la galería de inyección.
- b) El segundo en la galería de inspección en la zona de transición concreto-roca en la margen izquierda.
- c) El tercero poco antes del pozo de acceso.

Estos vertedores se encargarán de permitir conocer las infiltraciones de la zona de la bóveda.

▫ TEMPERATURAS:

Las variaciones de temperatura en el cuerpo de la bóveda y las diferencias entre los parámetros inducen en las estructuras desplazamientos. Mediante la colocación de una serie de termómetros embebidos en el cuerpo de la bóveda se pueden definir el estado térmico de la estructura y las deformaciones inducidas. Se instrumentaron cinco niveles de medición con la colocación en cada nivel, de dos termómetros ubicados en el bloque central (número 2). Los termómetros se posicionaron en la distancia de un tercio del espesor del arco correspondiente y dentro de un tubo. Este sistema es muy eficaz ya que permite obtener medidas precisas y de fácil verificación. En el último nivel de medición bajo la cota 1373 se instalaron tres puntos de medición; uno en la mitad y los otros dos a una cuarta parte del espesor del arco. En total se instalaron 11 termómetros dentro de tubos embebidos en el cuerpo de la bóveda.

Para conocer la temperatura del agua del embalse se instalaron en la cota 1445, conjuntamente a la sonda de presión un termómetro sobre el paramento aguas arriba. Para conocer la temperatura del aire se instaló un termómetro en la coronación de la cortina, con registración continua en la cámara de control.

▫ SISMOS:

Siendo la zona de Zimapán considerada sísmica fue oportuna la instalación de dos acelerógrafos. Estos instrumentos permiten la registración de las ondas sísmicas que podrían afectar la cortina. Fue importante que se colocaran los instrumentos de manera tal que puedan registrar las oscilaciones en el cuerpo de la bóveda y en el macizo rocoso para determinar la respuesta del conjunto estructural al sismo. El

acelerografo en el cuerpo de la cortina se encuentra en el bloque central en las cercanías del coordiscopio de la plomada.

El sistema de Auscultación permitirá mantener bajo control continuo el comportamiento de la cortina de Zimapán. Es claro que no basta seguir y registrar sistemáticamente las variadas medidas proporcionadas por los instrumentos, pero es necesario interpretarlas y compararlas con los resultados del calculo estático. Por esto fue necesario que el sistema de auscultación fuera integrado con un sistema de archivo y análisis de los resultados.

El sistema de archivo debe seguir la secuencia siguiente:

1. Recopilación de datos.
2. Control de la plausibilidad de los datos recopilados por medio de una computadora.
3. Eventual verificación de los datos no plausibles y archivo de datos plausibles.
4. Análisis y elaboración de los datos plausibles recopilados, en comparación con modelo matemático y obtención de resultados (numéricos y gráficos).
5. Examen crítico de los resultados y toma de decisiones sobre el comportamiento (normal o anormal) y relativas medidas a adoptarse.

Este esquema aprovecha la elaboración de datos para mantener bajo control continuo los instrumentos principales para facilitar el manejo del archivo y el análisis e interpretación de los resultados sin automatizar completamente el sistema. En la figura 4.23 se muestra el esquema anterior.

CORTINA ZIMAPÁN AUSCULTACIÓN

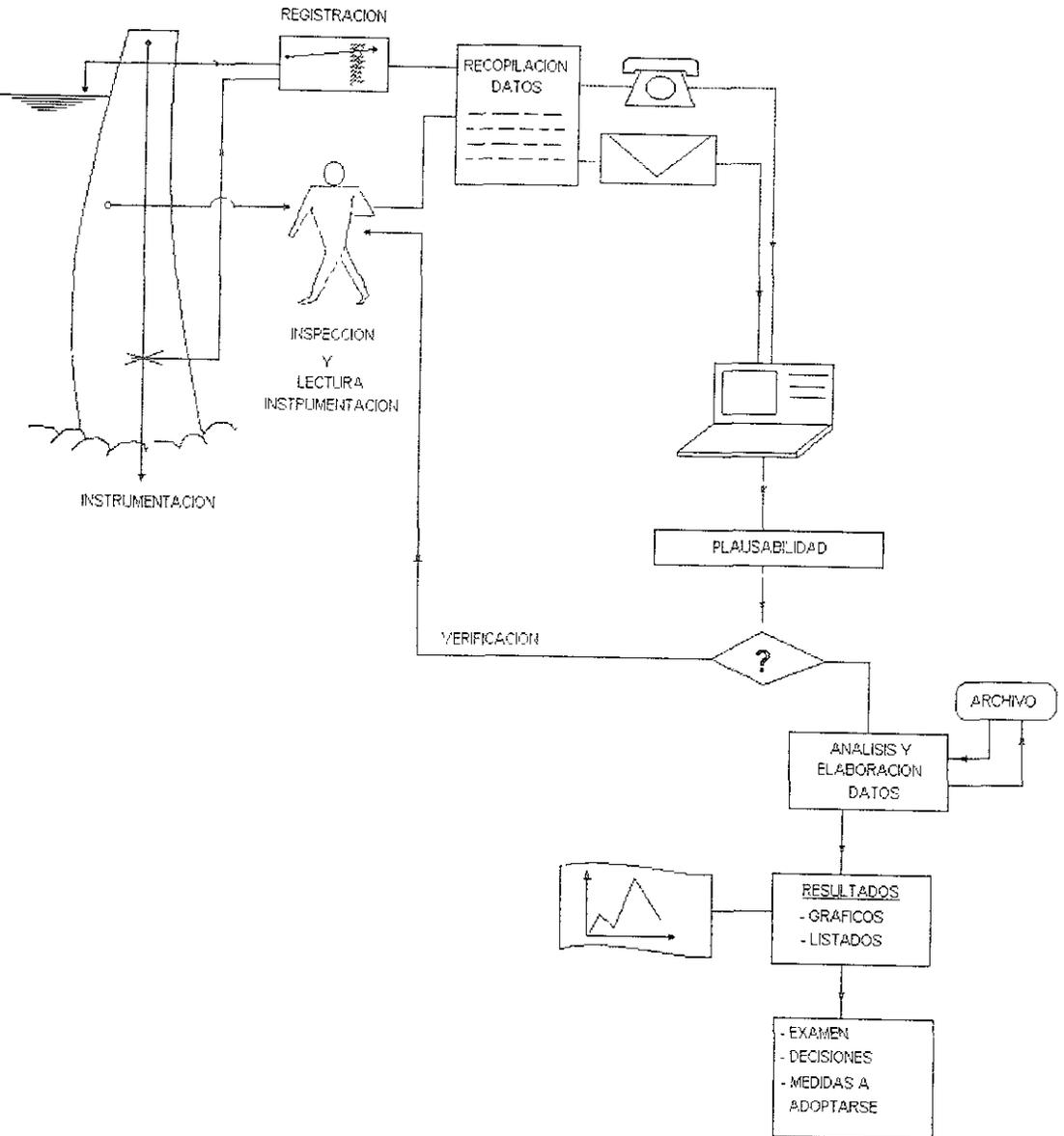


FIG. 4.23. ESQUEMA BÁSICO DE CONTROL

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Por las dimensiones extraordinarias del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, fue necesario la realización de diversos estudios que condujeran a los resultados positivos y factibles que tuvieran como objetivo final la construcción satisfactoria de dicho proyecto y en nuestro caso de la cortina. Los objetivos primordiales de los estudios, buscaron encontrar los principales efectos positivos y negativos que incidieron en el proyecto; los primeros para el diseño factible del proyecto y los segundos, para detectarlos y tomar las medidas necesarias para disminuirlos, controlarlos y/o erradicarlos, y así aumentar los beneficios esperados.

Las medidas buscaron, principalmente dirigirse hacia los impactos sociales, económicos y ecológicos; generándose mejores condiciones de vida por la creación de nuevos pueblos, derrama económica por la creación de empleos y programas de productividad, y por último una conservación y restauración ecológica de la zona por medio de planes y programas, respectivamente. Aunque en la creación de los nuevos pueblos se tomaron en cuenta las opiniones de los habitantes de los pueblos afectados, surgieron diversas inconformidades que originaron problemas, que algunos casos crearon situaciones difíciles, en el programa de construcción, es decir, atraso en la obra; por tal razón es preciso que se tomen muy en cuenta en los estudios y en futuros proyectos hidroeléctricos, los programas de acciones que den a conocer a la sociedad todos los probables impactos sociales y ambientales adversos, incluyendo a las personas y a intereses afectados, enfatizando las posibles confrontaciones futuras para tomar las medidas necesarias para llegar a un buen acuerdo entre los afectados.

Para que se construyera la cortina del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, se realizaron estudios geotécnicos, hidrológicos y sísmicos que mostraron las condiciones óptimas de la roca y del sitio de la boquilla donde se levantó la cortina. Los resultados obtenidos de los estudios realizados, mostraron la conveniencia de construir una cortina tipo arco-bóveda en la zona del cañón de El Infiernillo.

Para establecer los Procesos Constructivos que se siguieron en la construcción de la cortina, fue preciso definir con anterioridad las actividades a seguir, el tipo y las características del equipo y la maquinaria, y por último las características de los materiales a utilizar. Conociendo los parámetros antes mencionados, la realización de los procesos constructivos fue más sencillo, es decir, que todos estos puntos forman entre sí un entorno iterativo y dependiente para conllevar al objetivo final: la construcción de la obra. Cabe mencionar que todos los procesos seguidos en la construcción de cada una de las obras de la cortina, son principalmente conceptos modernos en cuanto a ingeniería de Presas.

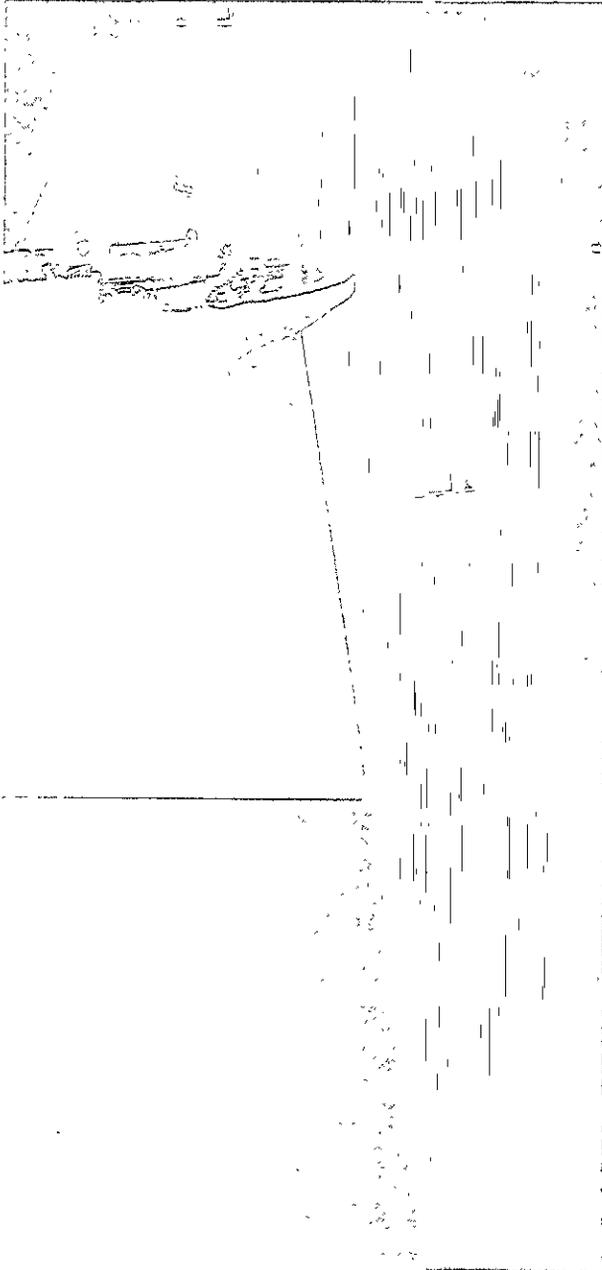
Además de las diversas inconformidades de los habitantes de las zonas aledañas, surgieron otras que retrasaron el avance de la obra, tales como deficiencias en algunos materiales como las mezclas de inyección, en la maquinaria o por otros hechos exteriores no previstos, por lo que se debieron tomar alternativas que arrojaron los mismos resultados conforme se desarrollara la obra.

Es de notarse que todos los esfuerzos logrados hasta hoy en cuanto a presas y Proyectos Hidroeléctricos, es un esfuerzo logrado por equipo e integración de todas las áreas o especialidades de la Ingeniería Civil (hidráulica, estructuras, geotécnica, supervisión y construcción), además de otras especialidades, todo con el fin de llevar a la realización óptima de un proyecto.

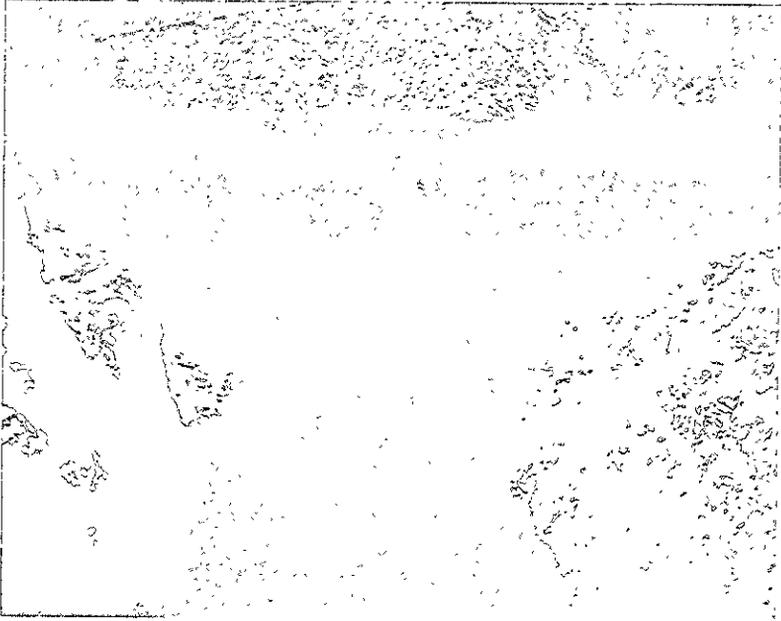
En futuros proyectos será necesario que los ingenieros busquen procesos nuevos en donde se conjuguen de igual forma nuevos materiales, nueva maquinaria para optimizar recursos económicos y humanos; además de definir una preparación para crear criterios amplios para asimilar y afrontar dicho cambio para modernizar nuestro procesos ya caducos.

ANEXO FOTOGRAFICO

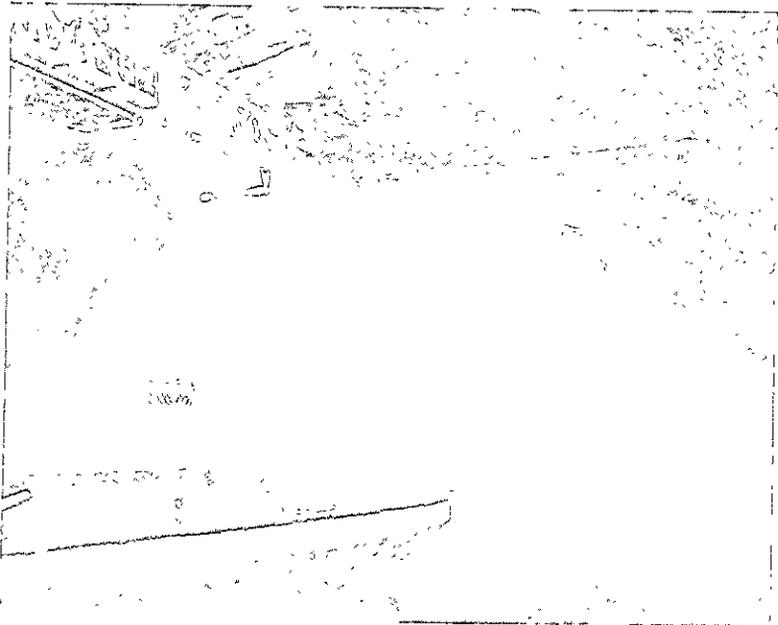
ANEXO FOTOGRAFICO



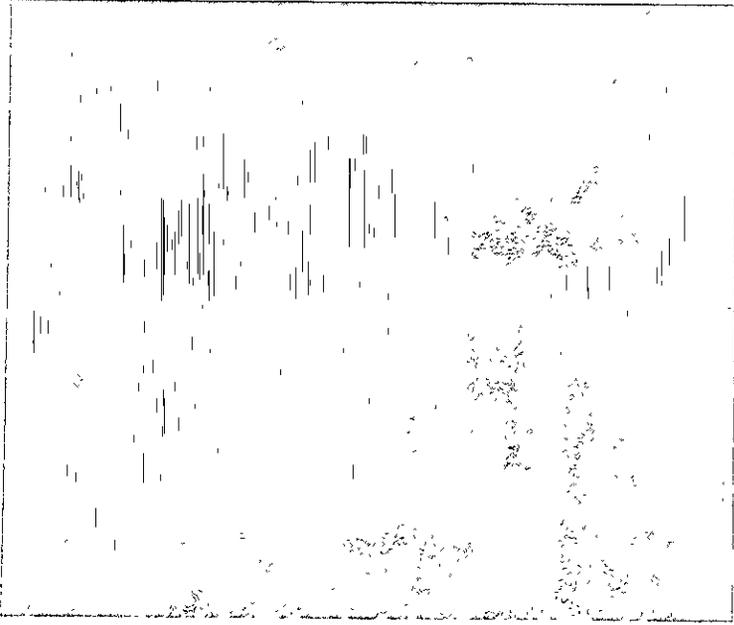
FOTOGRAFIA No. 1 PARAMENTO DE LA CORTINA AGUAS ARRIBA



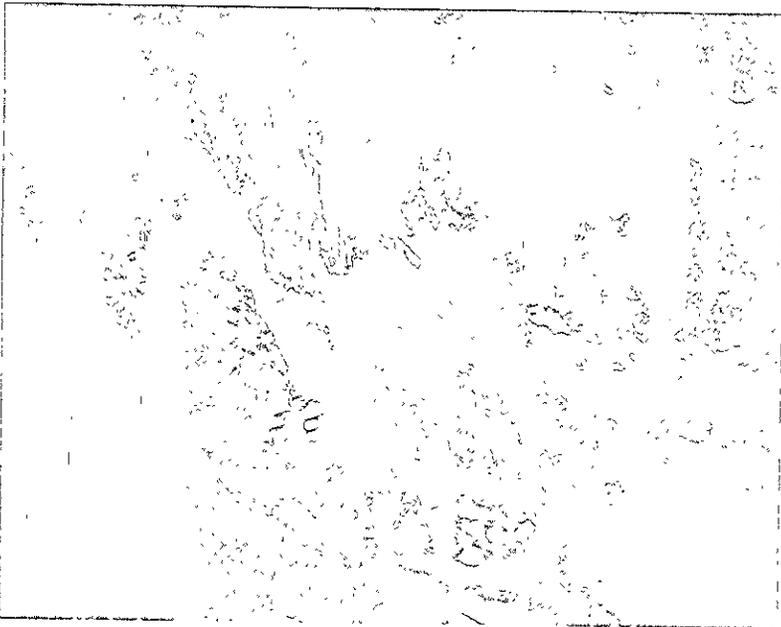
FOTOGRAFIA No. 2 ÁREA DE LA CUENCA



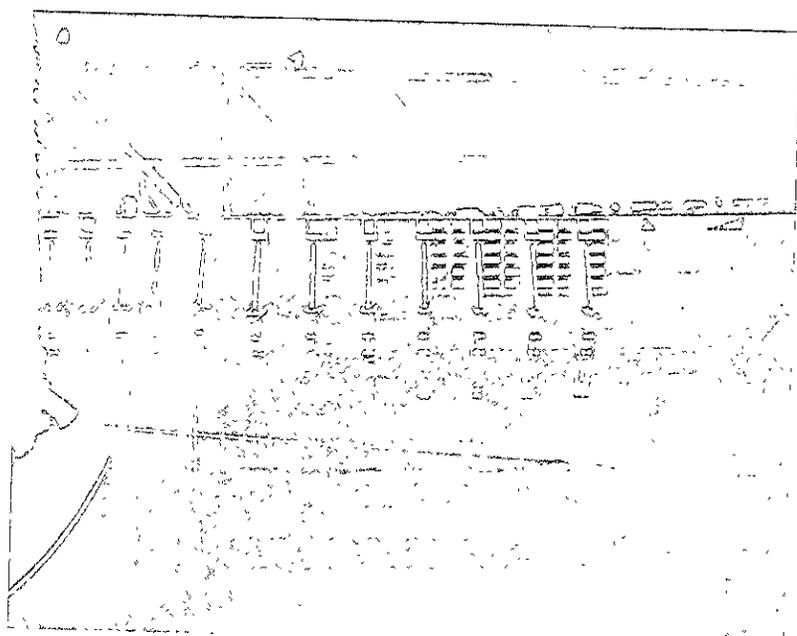
FOTOGRAFIA No. 3 CAVERNA DE ESTABILIZACIÓN DE MARGEN DERECHA



FOTOGRAFIA No. 4. GALERÍA DE CONCRETO DE ESTABILIZACIÓN EN CAVERNA



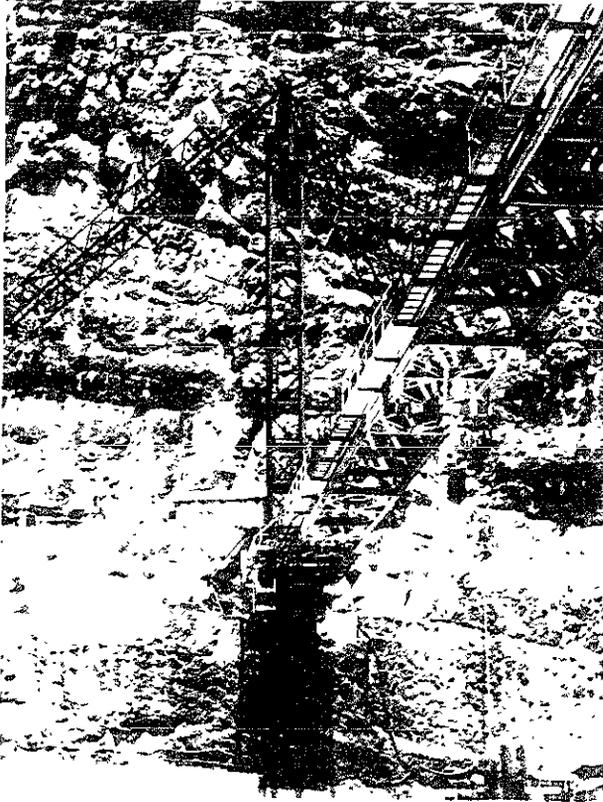
FOTOGRAFIA No. 5. ESTABILIZACIÓN DE LAS LADERAS DEL CAÑÓN Y PILA GEODÉSICA



FOTOGRAFIA No. 6. CIMBRA AUTOSOPORTANTE



FOTOGRAFIA No. 7. PASEO CARRETERO EN NIVEL SUPERIOR DE LA CORTINA



FOTOGRAFIA No. 8. GRÚA EN LA MARGEN IZQUIERDA

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Breve descripción de Maquinaria para Construcción. Apuntes de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, 1990.
2. Diseño de Presas Pequeñas. Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos. Compañía Editorial Continental S.A. México, 1981.
3. Excavaciones Subterráneas en Roca. Evert Hoek y Edwin T. Brown. Editorial McGraw Hill. México, 1986.
4. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Linsley, Ray K. Cía. Editorial Continental S.A. México, 1971.
5. Maquinaria para Construcción. David A. Day, P.E. Editorial Limusa. México, 1978.
6. Notas Técnicas del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Cortina. Lombardi, S.A. Ingenieros Consultores. México, 1990.
7. Obras Hidráulicas. Torres Herrera, Francisco. Editorial Limusa. México, 1980.
8. Proyecto Hidroeléctrico Zimapán Hgo. Descripción y datos Generales. Comisión Federal de Electricidad. México, 1992.

9. Revista Ingeniería Civil No. 282. Octubre 1992.
Organo Oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de
México A.C.

10. The Engineering of Large Dams. Part 1.
Henry H., Thomas. A Wiley-interciencie Publicación.
Great Britain, 1979.