

Nº 120
REV.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA CORTINA TIPO
ARCO BOVEDA DE CONCRETO DEL P. H. ZIMAPAN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

FRANCISCO JAVIER TORRES GARIBAY



MEXICO, D. F.

1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I	Introducción.....	1
II	Descripción general del Proyecto.	
	II.1 Obra de contención.....	5
	II.2. Obras de Control.	
	II.2.a.- Obra de Desvío.....	9
	II.2.b.- Ataguías.....	12
	II.2.c.- Vaso de Almacenamiento.....	14
	II.2.d.- Obra de Excedencias.....	15
	II.3. Obras de Generación.	
	II.3.a.- Obra de Toma.....	16
	II.3.b.- Túnel de Conducción.....	21
	II.3.c.- Pozo de Oscilación.....	23
	II.3.d.- Tubería de Presión.....	26
	II.3.e.- Casa de Máquinas.....	27
III	Estudios previos.	
	III.1 Estudios de Geología a nivel prefactibilidad en la zona de Boquilla.....	32
	III.2 Estudios de Hidrología a nivel factibilidad.....	33
	III.2.a.- Datos climatológicos y estudios de avenidas.....	33
	III.2.b.- Ecurrimientos.....	35
	III.2.c.- Dimensionamiento del vaso.....	38
	III.3 Estudio de Geología a nivel factibilidad.....	40
	III.3.a.- Pisiografía.....	40
	III.3.b.- Geología.....	41
	III.4 Estudios de exploración del subsuelo a nivel factibilidad.....	43
	III.4.a.- Barrenación.....	43
	III.4.b.- Socavones.....	48

III.5.- Estudios de geofísica a nivel factibilidad.....	50
III.6.- Estudios geotécnicos a nivel factibilidad.....	54
III.7.- Estudios de sismología a nivel factibilidad.....	55
IV. Diseño de la Cortina.....	60
IV.1 Metodologías de Cálculo.....	62
IV.1.a.- El Método de los arcos mensulas sin efec- to de la torsión.....	62
IV.1.b.- Consideración de la torsión.....	62
IV.1.c.- Las deformaciones de los cimientos.....	66
IV.2 Datos básicos.....	67
IV.3 Modelo del cálculo.....	68
IV.4 Cálculo estático.....	77
IV.4.a.- Casos de Carga.....	77
IV.4.b.- Resultados principales.....	78
IV.4.c.- Resumen de los principales resultados del cálculo estático.....	82
IV.4.d.- Análisis complementario.....	82
V Procedimiento Constructivo.....	104
V.1 Materiales de Construcción.....	104
V.1.a.- Cemento.....	104
V.1.b.- Agregados.....	105
V.1.ć.- Agua.....	107
V.1.d.- Aditivo.....	109
V.1.e. Concreto.....	109

V.2	Procedimiento de Construcción.....	112
V.2.a.-	Tuneles de Acceso para cortina.....	112
V.2.b.-	Excavación en Laderas.....	112
V.2.c.-	Construcción de Bloques de Concreto.....	112
V.2.d.-	Sistema de enfriamiento.....	126
V.2.e.-	Sistema de auscultación (instrumentación)...	130
	Anexos.....	137
VI	Conclusiones.....	141
	Bibliografía.....	144

NOTACION

PH. PROYECTO HIDROELECTRICO.

MW. MEGA WATTS.

KV. KILOVOLTS.

NW. NOROESTE.

KM. KILOMETROS.

M.S.N.M. METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR.

M. METROS.

M³. METROS CUBICOS.

NAMINO. NIVEL DE AGUAS MINIMAS DE OPERACION.

NAMO. NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARIAS.

NAME. NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS.

MILL. MILLONES.

S O SEG. SEGUNDOS.

R.P.M. REVOLUCIONES POR MINUTO.

MVA. MEGA VOLTS AMPERES.

RQD. INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA.

U. UNIDADES.

PARAMONTE. PARAMENTO.

MONTE. AGUAS ARRIBA.

VALLE. AGUAS ABAJO.

TON., T. TONELADAS.

HR, H. HORAS.

MVA. MEGA VOLTS AMPERES.

T. TIEMPO.

C. CENTRAL.

C A P I T U L O

I

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

INTRODUCCION.

En México la hidroelectricidad que transforma la fuerza de los Ríos permite satisfacer los requerimientos de energía eléctrica, es por ello que de acuerdo a la política de diversificación de fuentes de energía del Gobierno Federal, para mantener un servicio confiable en calidad y cantidad la Comisión Federal de Electricidad estudia, diseña y construye obras de infraestructura eléctrica, tal es el caso del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, cuyo nombre se debe a la población hidalguense minera de abolengo cercana al sitio de las obras y uno de sus puntos de acceso.

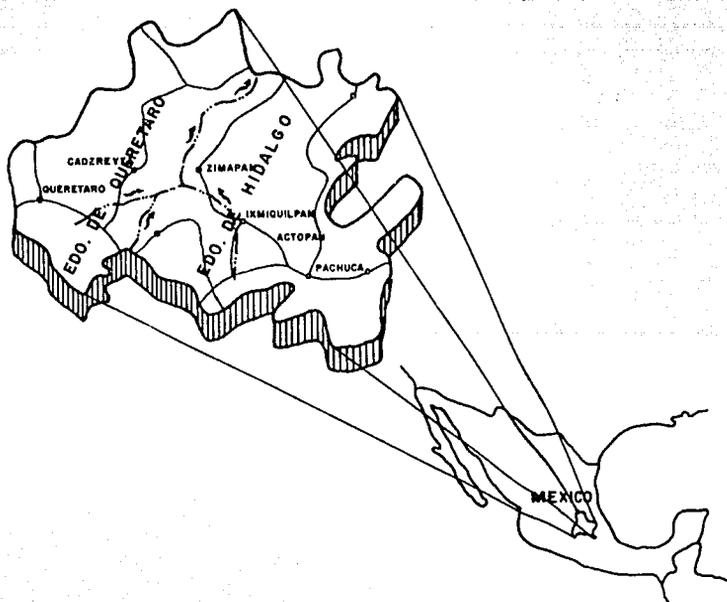
Pertenece a uno de los cinco aprovechamientos del sistema del Río Pánuco, con los cuales se lograría el uso integral de sus aguas y la creación de un sistema de generación en cascada que contribuirá grandemente al desarrollo del país. Es por ello que Comisión Federal de Electricidad tiene planeado construirlos para incrementar su capacidad hidroeléctrica.

El sistema hidrológico del Río Pánuco, uno de los 27 sistemas en que se ha dividido el país para propósitos de estudios de planeación hidroeléctrica, ofrece un potencial de 7621 GWH distribuidas en 37 proyectos, ocupando el tercer lugar a nivel regional (Región Golfo) y el octavo nivel nacional, siguiendo a los sistemas GRIJALVA, BALSAS, USUMACINTA, PAPALOAPAN, SANTIAGO, C. VERACRUZ Y C. GUERRERO, representando su generación el 4.8% del potencial nacional.

Dentro del sistema hidrológico Pánuco destaca el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, el cual está ubicado en los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro al Noroeste de la ciudad de México; El proyecto

aprovecha los escurrimientos de los Ríos Tula y San Juan, el primero de los cuales se encuentra alimentando en gran medida por las aguas residuales de la Capital de la República y su área Metropolitana - donde habitan más de 15 millones de personas.

Su capacidad instalada será de 280 MW que producirán 1300 millones de kilo Watts hora al año que apoyarán el suministro en Hidalgo y Querétaro así como el área de la Ciudad de México y a la zona del bajo y estará integrado al sistema interconectado nacional vía la red troncal de 230 KV debido a su cercanía con las centrales termoeléctricas el Saúz y Tula.



aprovechando el desnivel natural en el cauce del río, 450 metros a lo largo de 36 kilómetros desde la boquilla hasta la casa de máquinas se diseñó para el Proyecto una caída de 550 mts.

Debido a las condiciones topográficas de la zona, el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán es uno de los de mayor grado de dificultad, enfrentado por la Comisión Federal de Electricidad, e indudablemente un gran reto para diseñadores y constructores. Por sus características se divide en zonas.

OBRAS EN LA BOQUILLA:

Cortina, Obra de Toma, Vertedor, Camino Puerto Salitre - Boquilla, Túnel de Conducción y Camino Zimapán - Bothiñá - Boquilla.

CENTRAL HIDROELECTRICA:

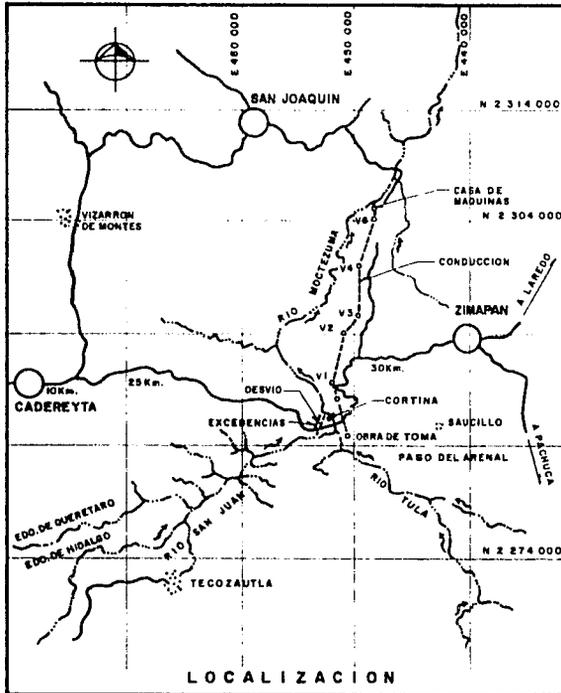
Pozo de Oscilación, Tubería de Presión, Casa de Máquinas y Camino San Joaquín - Casa de Máquinas.

Así el acceso a las obras se efectúa a través de 3 poblaciones:

Cadereyta, Qro., hacia las obras de la boquilla mediante un camino de 42 kilómetros.

Zimapán, Hgo., hacia las obras del túnel de conducción, mediante un camino de 32 kilómetros.

San Joaquín, Qro., hacia la central hidroeléctrica, mediante un camino de 32 kilómetros.



Así se realiza la construcción de este importante Proyecto que en poco tiempo generará la energía que México necesita para continuar su desarrollo, por lo que este trabajo tiene por objeto presentar el diseño y construcción de la cortina, sin olvidar la descripción general del Proyecto y los estudios previos a este mismo.

C A P I T U L O

II

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

II.- DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.

II.I.- OBRA DE CONTENCIÓN (CORTINA).

El sitio donde se ubica la cortina se encuentra en la parte occidental del estado de Hidalgo, colindando con el estado de Querétaro al NW de la ciudad de Pachuca, sus coordenadas geográficas son 20°40' de latitud norte y 90°30' de longitud oeste, en la confluencia de los Ríos Tula y San Juan en el sitio conocido como Cañon del infiernillo.

Las poblaciones más cercanas al Proyecto son las de Zimapán Hgo. y Cadereyta, Qro. El acceso a Zimapán puede realizarse por la carretera federal N° 85 (México - Nuevo Laredo) y a Cadereyta por la carretera N° 57 (México - San Juan del Río - San Joaquín).

El acceso al sitio de la cortina desde Zimapán se tiene a través de un camino vecinal de terracería a una distancia de 32 Km. El acceso desde Cadereyta se tiene por medio de un camino vecinal que entronca con la carretera San Juan del Río - San Joaquín a 10 Km de Cadereyta hasta el entronque.

Otro acceso lo constituye la línea de ferrocarril México - Querétaro hasta Huichapan, Hgo., distante del sitio 77 Km.

Además en el poblado de Zimapán existe una pista aérea de terracería en buenas condiciones para avionetas pequeñas. Se estudió que para esta boquilla se conjugan favorablemente las características geológicas y topográficas, de tal manera que lo hacen ideal para plantear como factible-

una cortina de concreto con las siguientes características:

a). TIPO	Arco bóveda de concreto
b). ELEVACION DE LA CORONA	1565 m.s.n.m.
c). LONGITUD DE LA CORONA, INCLUYE BLOQUES DE APOYO EN EL ESTRIBO IZQUIERDO.	122 m
d). ALTURA TOTAL AL DESPLANTE	200 m
e). VOLUMEN	220,000 m ³
f). DESPLANTE	1365 m.s.n.m.
g). BORDO LIBRE	2 m
h). ESPESOR DEL ARCO DE LA CORTINA	5 m
i). ESPESOR DEL ARCO AL DESPLANTE	22.60 m

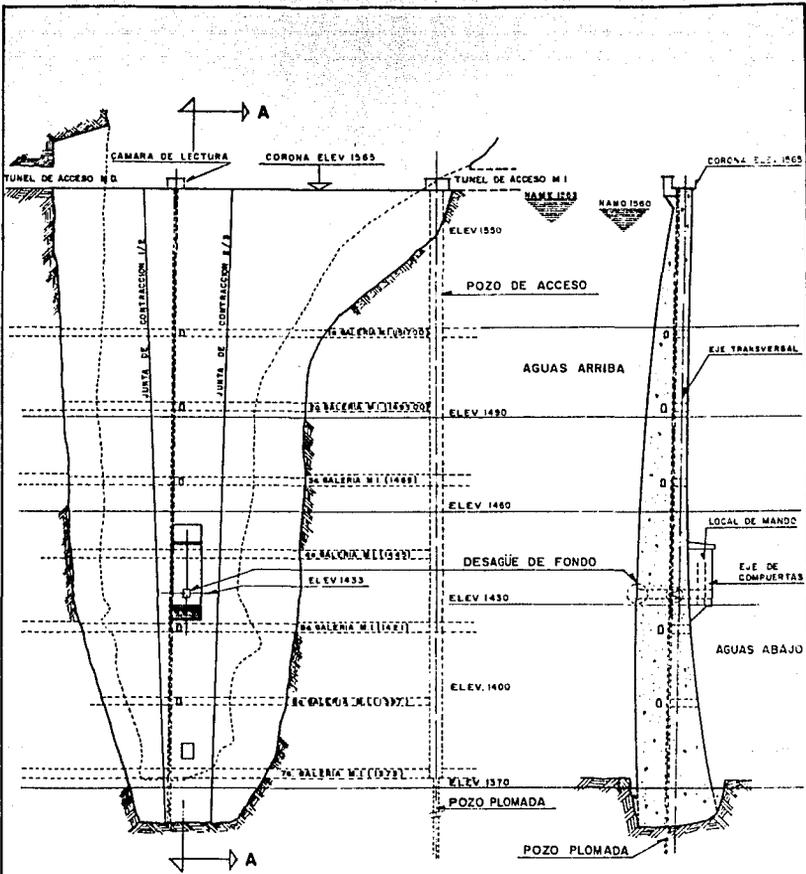
En la figura 1 (de la página siguiente) se presenta la geometría de las características antes descritas.

Se entiende por cortina una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación.

La altura de una cortina de concreto se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, sin incluir dentellones o trincheras.

La corona de la cortina será el piso del camino o andador que exista en la parte superior de la misma.

Altura hidráulica de cortina de concreto, de tierra y enrocamiento y materiales graduados.



VISTA AGUAS ABAJO

CORTE A-A

FIG. I.- CORTINA

La altura hidráulica de una cortina estará formada por la suma de las alturas correspondientes a las capacidades de azolves, más la de aprovechamiento, o sea:

$hh = h_1 + h_2$; y la altura total de una cortina será:

$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$; donde

h_1 = altura correspondiente a la capacidad para azolves

h_2 = altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento

h_3 = altura correspondiente al superalmacenamiento

h_4 = altura correspondiente al bordo libre

Se acostumbra denominar "capacidad de azolves", C_z a la necesaria para retener los azolves que lleguen al vaso de la presa y sedimenten durante la vida útil de la misma. Para tal efecto, se puede prever la construcción de descargas profundas en las presas, las que se deben operar con frecuencia para no permitir la consolidación de los azolves.

Se denomina capacidad o volumen de aprovechamiento, C_a a la necesaria para satisfacer las demandas de extracción de agua del vaso de acuerdo con cierta ley establecida y es el volumen comprendido entre el NAMINO Y el NAMO.

Por superalmacenamiento se entiende el volumen retenido para regulación de avenidas, C_r , y es el volumen comprendido entre el NAMO y el NAME.

El bordo libre, h_4 es una magnitud en metros, que mide el desnivel entre el NAME y la corona de una cortina.

El término cortina en arco se usa para designar 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.

Estas estructuras son de gran hiperestabilidad y cuando son de importancia el diseño final casi siempre requiere la comprobación de sus condiciones de trabajo, mediante modelos reducidos.

II.2.- OBRAS DE CONTROL.

II.2.A.- OBRAS DE DESVIO.

Las obras de desvío o desviación tienen por objeto dejar en seco el sitio de construcción de una cortina y las obras auxiliares durante el período de construcción, para la cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río.

En general los esquemas que se estudien para el desvío del escurrimiento de un río serán diferentes cuando se trate de una cortina de concreto o de una de materiales graduados. En el caso de una cortina de concreto poco o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua pasaran por encima de la estructura; no así en la cortina de materiales graduados, en que el agua podría erosionar la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.

Por otra parte, puede influir en la selección del desvío el tamaño de la estructura, pues para una estructura relativamente pequeña, en la que el tiempo de construcción sea menor que el período de secas, el desvío será distinto que para una

estructura relativamente grande en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios períodos hidrológicos anuales consecutivos, comprendiendo secas y lluvias. En este último caso habrá necesidad de desviar el escurrimiento total, tanto de secas como de lluvias, de varios períodos hidrológicos anuales, o escoger un período abundante que se considere típico, valuando los gastos máximos probables.

Con el objeto de poder determinar el conjunto y la dimensión de las estructuras que formen la mejor solución para el desvío se consideran los siguientes factores:

- a). Régimen del escurrimiento
- b). Magnitud y frecuencia de las avenidas durante el desvío
- c). Métodos de desviación

Para el caso del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán la obra de desvío consta de un túnel de sección portal, localizado en la margen izquierda del río, con las siguientes características:

a). Gasto máximo de avenida	810 m ³ /seg.
b). Gasto de diseño máximo	702 m ³ /seg.
c). Elevación ataguía aguas arriba	1409.5 m.s.n.m.
d). Elevación ataguía aguas abajo	1385 m.s.n.m.
e). Túnel sección portal	9.4 x 9.4 m.
f). Elevación de entrada	1383 m.s.n.m.
g). Longitud total	566 m.
h). Velocidad máxima	8 m/seg.
i). Cierre provisional	Obturadores metálicos
j). Cierre definitivo	Tapón de concreto
k). Volumen de la avenida	310 mill. m ³
l). Período de retorno	20 años

En la figura siguiente (2) se presenta la geometría del túnel de desvío con las características antes descritas.

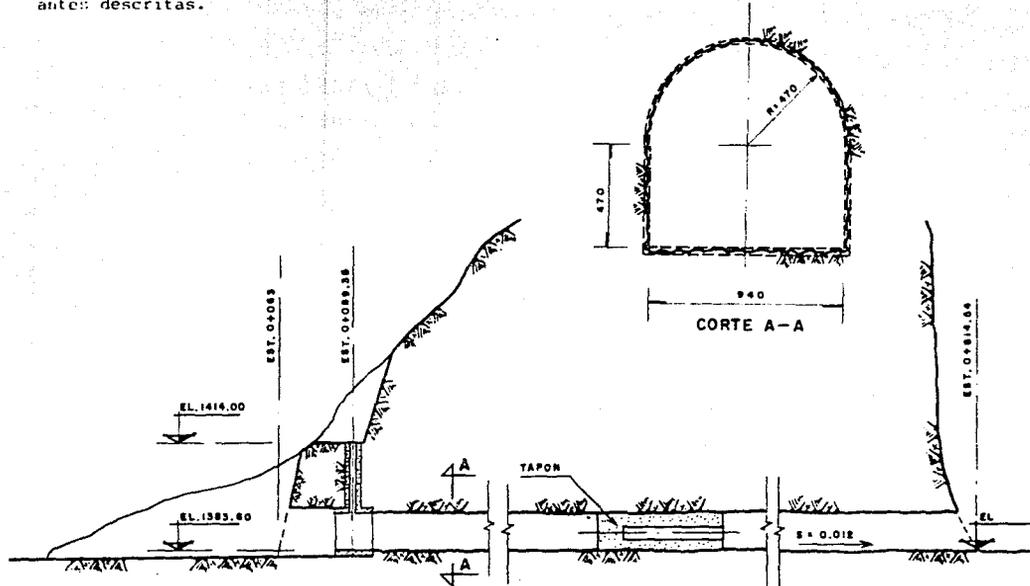


FIG.2.-CORTE ζ DEL TUNEL DE DESVIO

II.2.B.- ATAGUIAS.

Estas obras ubicadas aguas arriba y abajo de la cortina, consistirán en dos bordos de sección trapecial constituidos de materiales graduados.

La atagüa aguas arriba será de materiales graduados y está proyectada para desplantarse con corazón impermeable en rocas volcánicas, pero en su base este diseño deberá contemplar apoyar el corazón en caliza hacia aguas abajo para evitar flaqueo del agua.

Para la atagüa aguas arriba, la corona estará a la elevación 1405 m.s.n.m. con pendiente 1:8:1 en ambos taludes así mismo la corona es de 12 m. de ancho, la cual se utilizará como via lidad, como acceso a la cortina en su fase inicial de construcción y para patio de maniobras del equipo de construcción.

La atagüa aguas abajo también será de materiales graduados y proyectada para desplantarse con corazón impermeable en rocas volcánicas.

La atagüa aguas abajo es de menores dimensiones y tendrá pendientes iguales 1:8:1 en ambos taludes la corona estará a la elevación 1385 m.s.n.m.

En la figura 3 (de la página siguiente) se presenta la geo-metría y las características antes descritas, así como la descripción de cada uno de los diferentes materiales empleados - para su construcción, así como su altura y longitud.

II.2.B.- ATAGUIAS.

Estas obras ubicadas aguas arriba y abajo de la cortina, consistirán en dos bordos de sección trapecial constituidos de materiales graduados.

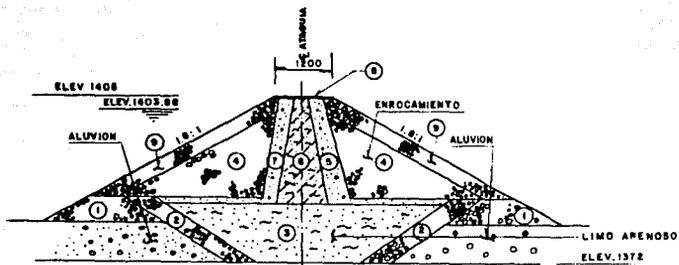
La ataguía aguas arriba será de materiales graduados y está proyectada para desplantarse con corazón impermeable en rocas volcánicas, pero en su base este diseño deberá contemplar apoyar el corazón en caliza hacia aguas abajo para evitar flaqueo del agua.

Para la ataguía aguas arriba, la corona estará a la elevación 1405 m.s.n.m. con pendiente 1:8:1 en ambos taludes así mismo la corona es de 12 m. de ancho, la cual se utilizará como vía, como acceso a la cortina en su fase inicial de construcción y para patio de maniobras del equipo de construcción.

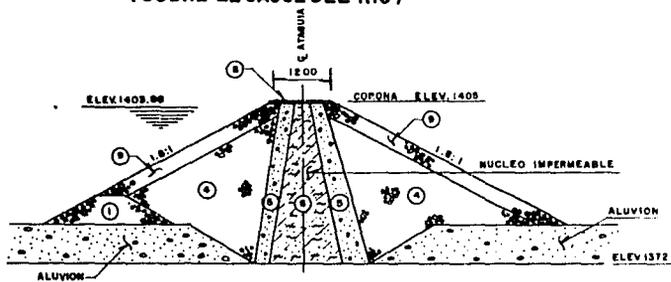
La ataguía aguas abajo también será de materiales graduados y proyectada para desplantarse con corazón impermeable en rocas volcánicas.

La ataguía aguas abajo es de menores dimensiones y tendrá pendientes iguales 1:8:1 en ambos taludes la corona estará a la elevación 1385 m.s.n.m.

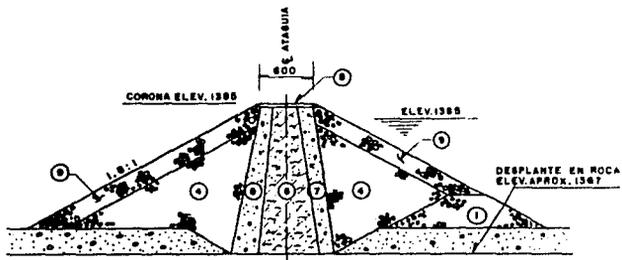
En la figura 3 (de la página siguiente) se presenta la geometría y las características antes descritas, así como la descripción de cada uno de los diferentes materiales empleados para su construcción, así como su altura y longitud.



**SECCION TRANSVERSAL 1-ATAGUIA AGUAS ARRIBA
(SOBRE EL CAUCE DEL RIO)**



**SECCION TRANSVERSAL 2 - ATAGUIA AGUAS ARRIBA
(FUERA DEL CAUCE DEL RIO)**



SECCION TRANSVERSAL ATAGUIA AGUAS ABAJO

FIG. 3

MATERIALES

- (1) Enrocamiento para preatagüa y contratagüa-roca hasta de 1 m de diámetro.
- (2) Transiciones en preatagüa y contratagüa - rezaga fina.
- (3) Limo arenoso.
- (4) Enrocamiento para respaldos - roca de hasta 0.40 m de diámetro.
- (5) Filtros - aluvión bien graduado, diámetro máximo = 3".
- (6) Núcleo impermeable - arcilla arenosa con grava.
- (7) Filtro - grava - arena del banco del Mathe con diámetro máximo de 20 cm.
- (8) Base caminera para revestimiento en corona.
- (9) Enrocamiento de gran tamaño - roca de 0.50 m diámetro mayor.

ATAGUIA AGUAS ABAJO

h - 18 m

L - 25 m

ATAGUIAS AGUAS ARRIBA

h - 33 m

L - 174 m

II.2.C.- VASO DE ALMACENAMIENTO.

Sus características en elevación y capacidad, son las siguientes.

a). ELEVACIONES	CAPACIDAD
NAMINO 1520	680 millones m ³
NAMO 1560	1360 millones m ³
NAME 1563	1426 millones m ³
b). CAPACIDAD PARA AZOLVES	250 millones m ³
c). CAPACIDAD UTIL NAMINO-NAMO	680 millones m ³
d). CAPACIDAD PARA CONTROL DE AVENIDAS NAME - NAMO	66 millones m ³
e). AREA OCUPADA POR EL EMBALSE AL NAME	22.9 Km ²

II.2.D.- OBRA DE EXCEDENCIAS.

Las obras de excedencias son estructuras que forman parte intrínseca de una presa, sea de almacenamiento o derivación y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los del aprovechamiento.

Lo anterior, establece de manera tácita la condición de que previamente se haya satisfecho la capacidad de aprovechamiento de la presa, o sea que el vaso se encuentre lleno hasta su nivel de "conservación" o "máximo de operación" antes de que se inicien los desfogos por la obra de excedencias.

La capacidad de una obra de excedencias la determinan, la avenida de diseño, las características del vaso y el programa de operación de la propia obra.

Para la obra de excedencias del proyecto se utiliza un vertedor con descarga directa en la conducción, estos vertedores generalmente están asociados con cortinas de enrocamiento, tierra y enrocamiento o cortinas de concreto, cuando por alguna causa no conviene que sean vertedoras. Se considera buena práctica de ingeniería no localizar este tipo de vertedores sobre cortinas de tierra o tierra y enrocamiento, debido a que estas estructuras están sometidas a algún grado de asentamientos después de terminada la construcción. Tales asentamientos podrían provocar movimientos verticales y agrietamientos en el canal de descarga del vertedor. El agua que fluye en dichas descargas pueden adquirir velocidades del orden de 40 o 50 m/seg, dependiendo del desnivel la pendiente y la rugosidad de las paredes. Con tales velocidades cualquier desalineamiento de los planos del revestimiento, en ambos lados de la fractura, puede provocar muy altas presiones hidrostáticas en la cara inferior de la losa y levantarla, trayendo como consecuencia el fracaso de la estructura y de la cortina misma.

Esta es la razón por la que, invariablemente, los vertedores con descarga en canal se localizan en las laderas o en otros sitios apropiados, pero siempre sobre terreno natural.

Para el caso del proyecto Hidroeléctrico Zimapán la obra de excedencias consta de dos túneles de sección portal con un sistema de telescopiado, con elevación de la cresta a 1547.27 m.s.n.m. y plataforma de operación a 1541.27 en general sus características son las siguientes.

a) Gasto máximo de avenida	2960 m ³ /seg
b) volumen de la avenida	1200 millones m ³
c) Gasto de diseño de descarga	2520 m ³ /seg
d) Elevación de la cresta de cimacio	1547.27 m.s.n.m.
e) Longitud efectiva del cimacio	19.8 m
f) compuertas	2 Radiales de 9.9X17.73m
g) Radio de Compuertas	20.0
h) Diámetro de los túneles a la salida	10.7 m
i) Velocidad máxima en túneles	30 m/seg
j) Longitud de cada túnel (promedio)	550 m
k) Relación de llenado	0.7

En la figura 4 (de la página siguiente) se presenta la geometría y las características antes descritas de la obra de excedencias en planta y un corte longitudinal por el centro de línea del túnel así como la sección de los túneles.

II.3.- OBRAS DE GENERACION.

II.3.A.- OBRA DE TOMA.

Las obras de toma en presas son pasajes o conductos através de los cuales se extrae agua, de acuerdo con una ley determinada. Forman un conjunto de estructuras y sus auxiliares que permiten condiciones satisfactorias de flujo, eficiente control y regulación de las extracciones en cualesquiera circunstancias.

En general una obra de toma consiste en una estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencia con su equipo de operación y dispositivos para disipación de energía.

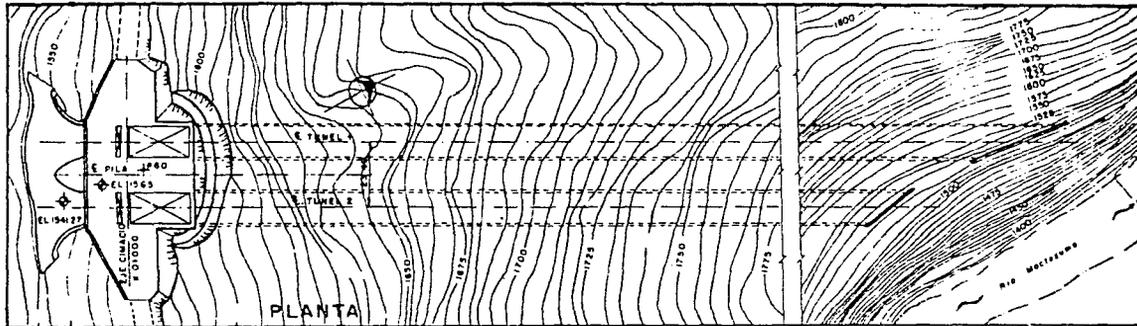


FIG.4
TUNEL VERTEDOR
OBRA DE EXCEDENCIAS

ACOTACIONES EN cm.
 ELEVACIONES EN m.s.n.m.

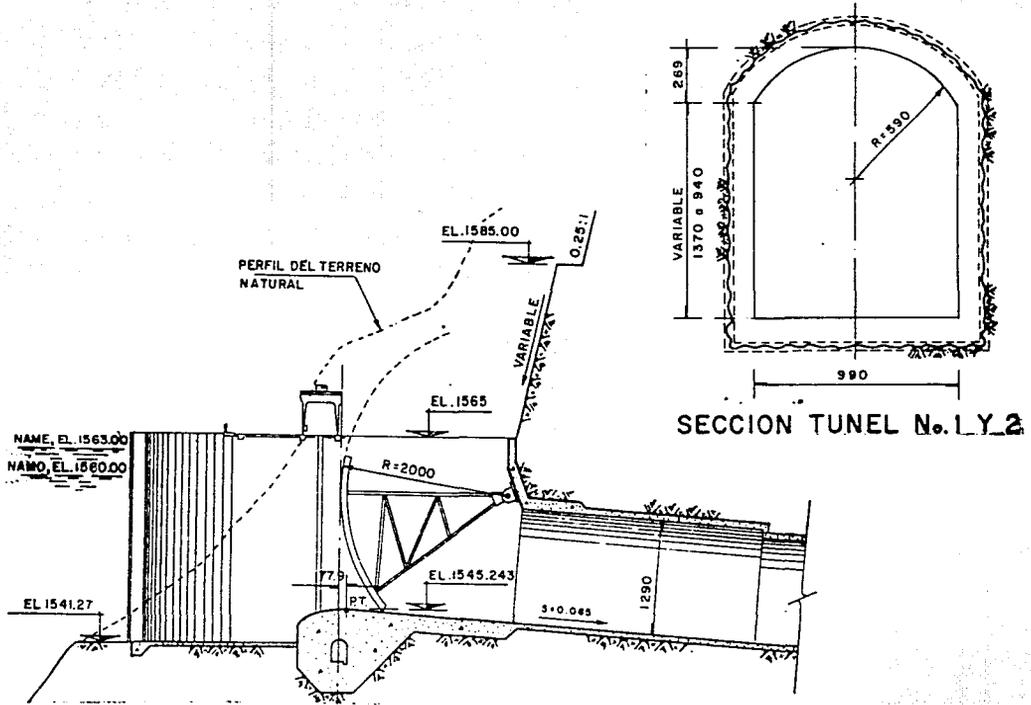


FIG.4 CORTE LONGITUDINAL POR \odot DEL TUNEL

ACOTACIONES EN cm.
ELEVACIONES EN m.s.n.m

La estructura de entrada puede consistir en desarenador, rejilla y orificio u orificios; con frecuencia en la estructura de entrada se instalan compuertas de emergencia o de control con el objeto de desaguar los conductos en caso necesario.

Así mismo, a lo largo de los conductos se construyen transiciones, cuando se requieren cambios en el tamaño o la forma de las secciones rectas; en algunas ocasiones será necesario construir un canal de acceso o llamada, con el fin de orientar el flujo de agua desde el vaso hasta el sitio de la toma.

Los mecanismos de regulación y emergencia consisten en válvulas o compuertas que se diseñan para la carga máxima y se construyen para ciertas condiciones de operación. Las de emergencia se instalan aguas arriba de los de regulación y se conservan abiertas, excepto cuando se requieren maniobras de inspección, reparación o mantenimiento.

Los mecanismos de regulación se operan para extraer los gastos necesarios, y consisten en válvulas o compuertas que pueden operar a aberturas parciales o en su totalidad.

Con frecuencia es conveniente prever una ventilación adecuada en aquellos sitios en que se pueden presentar presiones subatmosféricas o sea necesario dejar escapar aire comprimido, principalmente en donde las válvulas o compuertas vayan a operar bajo grandes cargas.

Los mecanismos de emergencia se instalan en el paramento mojado de cortinas de concreto o a la entrada de los conductos en cámaras especiales desde donde se operan; los de regulación se pueden instalar inmediatamente aguas abajo de las de emergencia o en el extremo inferior de los conductos, de acuerdo con las circunstancias particulares de cada caso.

Los conductos se abordan en la descripción de la tubería a presión.

El esquema de ésta obra para el P.H. Zimapán consta de:

Una obra de toma tipo rampa operada por 2 compuertas de 3.50 X-4.50 m. para un gasto máximo total de $59 \text{ m}^3/\text{seg}$, la elevación de la obra de toma es de 1500 m.s.n.m. y la elevación de la plantilla en el canal de llamada es de 1498 m.s.n.m., así mismo las dimensiones de las rejillas son de 6 tableros de 3.50 m de ancho X 9.50 m de altura.

En la figura 5 se presenta la geometría y las características antes descritas de la obra de toma.

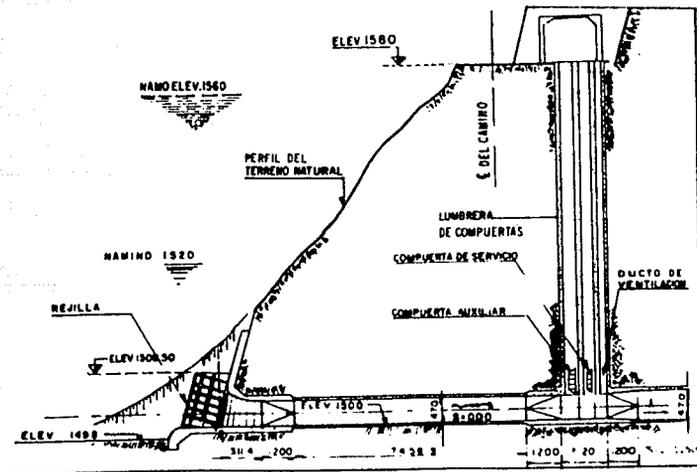


FIG.5.- OBRA DE TOMA & CONDUCCION

II.3.B- TUNEL DE CONDUCCION.

Como el túnel de conducción es parte integral de la Obra de Toma, se tratarán en seguida los tipos de conducción que puede contener una Obra de Toma.

Los conductos de las Obras de Toma se pueden localizar através de las cortinas de concreto, dentro de trincheras sobre roca sólida, en cimentaciones de cortinas de tierra o tierra y enrrocamiento, o en túneles localizados en las márgenes del río, en casos de cortinas de concreto, de tierra o de tierra y enrrocamiento.

Los conductos de las Obras de toma en presas pueden descargar directamente al río o a los sistemas de conducción, previa la disipación de la energía, cinética del agua.

Los conductos de las Obras de Toma pueden ser túneles o tuberías, o bien túneles y tuberías en donde las tuberías trabajaran a presión y los túneles también a presión o como canales abiertos.

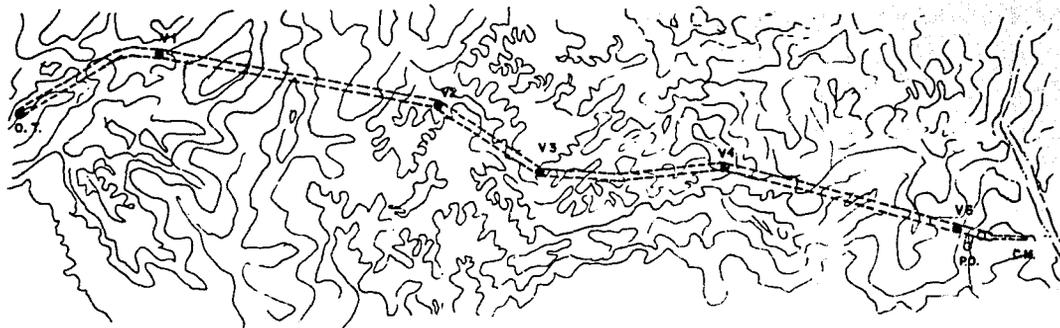
Para el caso del proyecto Hidroeléctrico Zimapán el túnel trabajara como canal abierto hasta la galería para válvulas en donde de ahí en adelante se trabajará con una sección de tubería a presión hasta terminar en la Casa de Máquinas.

Dada la magnitud y ubicación del túnel de conducción de este proyecto, se presentarán alternativas para atacarlo mediante la construcción de túneles crucero (ventanas), siendo definidas las ventanas 1, 2, 3, 4 y 6 además de la opción de utilizar un frente desde Obra de Toma.

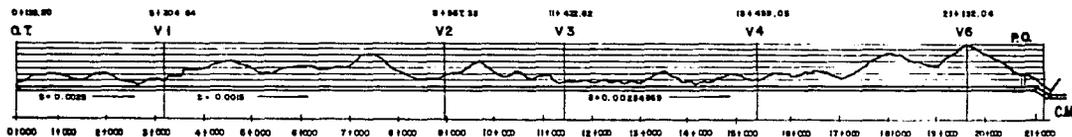
El túnel de conducción es de sección herradura de 4.70 m. de diámetro interior de 21 Km. de longitud, con revestimiento de concreto hidráulico y pendiente que varía de 0.0015 a 0.0027 y la elevación inicial de la plantilla esta a 1500 m.s.n.m.

En la figura 6 (de la página siguiente) se presenta la geometría y las características antes descritas del túnel de conducción.

OBRA DE CONDUCCION



PLANTA



PERFIL

FIG. 6.- OBRA DE CONDUCCION

1991

EXCAVACION

PROYECTO: _____ M. L.

EJECUTADO: _____ M. L.

1992

EXCAVACION

PROYECTO: _____ M. L.

EJECUTADO: _____ M. L.

II.3.C.- POZO DE OSCILACION.

Cuando las máquinas están paradas, el nivel de agua en el pozo de oscilación se establece con el mismo nivel de agua en el vaso; este es el nivel estático. Debe quedar establecido que cuando el vaso esta lleno el pozo de oscilación no debe desbordar, por lo que su altura debe ser suficiente para tal efecto.

Cuando la planta funciona con un cierto gasto, el nivel de agua en el pozo baja y se establece al nivel piezométrico.

Si debido a un incidente de operación el gasto se interrumpe bruscamente en la Casa de Máquinas (cierre, rápido de las válvulas de admisión de agua a las tuberías), se produce un golpe de ariete cuya onda se propaga remontando la tubería a presión, desde las válvulas hasta el pozo de oscilación. Si este no existiera, la onda del golpe de ariete se seguiría propagando a lo largo del túnel hasta el vaso de almacenamiento. En general ya se trate de cierre o abertura de pasajes entre álabes, se producen oscilaciones en el túnel y en el pozo de oscilación.

En el proyecto Hidroeléctrico Zimapán el pozo de oscilación queda ligado entre el túnel de conducción y la tubería a presión, el pozo de oscilación tendrá un diámetro de 12 m. y 133 m. de altura con revestimiento de concreto hidráulico, y se localiza en el kilometraje 21+090.04 del túnel de conducción, la elevación al centro del túnel esta en 1455.84 m.s.n.m. y su punto máximo de altura se encuentra en la elevación 1590 m.s.n.m. en su forma mas simple el pozo de oscilación es de eje vertical de sección transversal constante en cuyo fondo del pozo desembocarán el túnel de conducción y la tubería a presión.

En la figura 7 (de la página siguiente) se presenta la geometría y las características antes descritas del pozo de oscilación.

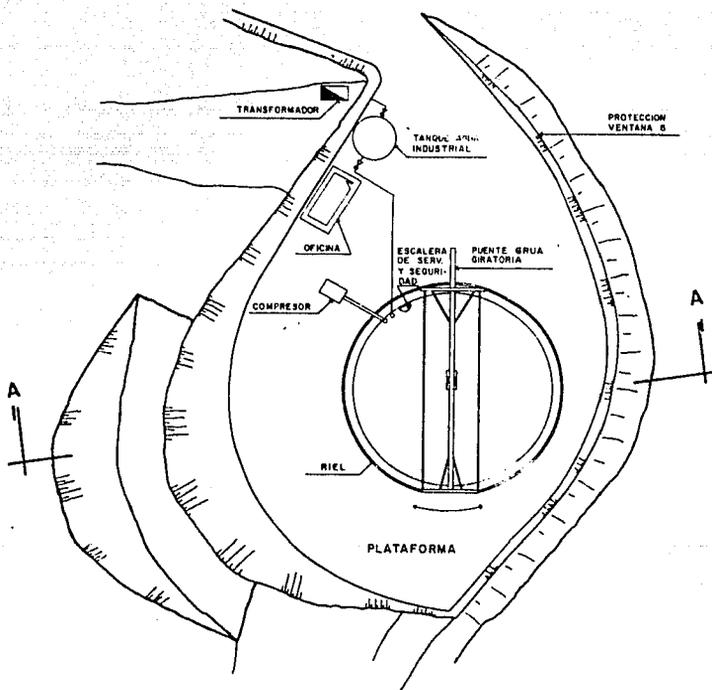


FIG.7.- PLANTA POZO DE OSCILACION

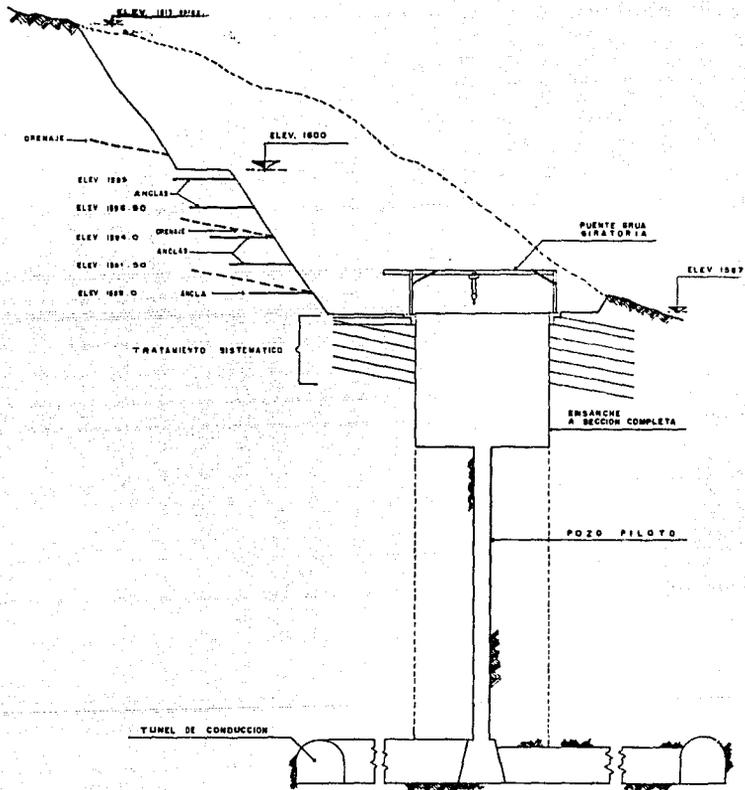


FIG.7' CORTE A-A

II.3.D.- TUBERIA A PRESION.

Se considera que una tubería a presión es un conducto cerrado entre una turbina, bomba o válvula y el primer espejo de agua, aguas arriba de las máquinas o los mecanismos antes citados. El espejo de agua puede ser un pozo de oscilación, tanque o vaso de almacenamiento, río o canal, con la única condición de que el área de dicho espejo sea cuando menos la mitad de el área de la tubería.

Las tuberías deben ser hidráulicamente tan eficientes como sea posible, con el objeto de conservar la carga disponible y estructuralmente seguras, para prevenir fallas que puedan causar pérdidas de vida o bienes. Se pueden fabricar de una gran variedad de materiales; pero la resistencia y flexibilidad del acero hace de él, el mas conveniente para trabajar con la variación de presiones que provoca la operación de una turbina, bomba o válvula.

El diseño y la construcción de tuberías de gran diámetro, para trabajar a presión, están reguladas por códigos apropiados que establecen las reglas prácticas que se deben seguir.

En México no existe un código especial que norme el diseño y la construcción de tuberías a presión, por lo que ha habido necesidad de apegarse a normas extranjeras, principalmente Estadounidenses y en particular las de la A.S.M.E.

En la actualidad las tuberías de grandes diámetros se hacen con placas de acero soldadas, razón por la cual en el diseño se deben tener en cuenta los procesos y procedimientos para aceros soldados y la inspección y prueba de soldaduras.

La localización de las tuberías la determinará el tipo de corrina, la Obra de Toma y la localización relativa de la presa y Casa de Máquinas, o presa y descarga, así como el método de desviación que se use durante la construcción de las Obras.

Para el caso del proyecto Hidroeléctrico Zimapán la tubería a Presión queda ligada con el pozo de oscilación y la Casa de Máquinas, es de sección transversal circular de 3.5 m de diámetro, con una longitud de 1050 m y una pendiente inicial de 0.12, además de que su longitud es inclinada 60° con la horizontal y con protección de camisa metálica.

En la figura 8 (de la página siguiente) se presenta la geometría y las características antes descritas de la tubería a presión.

III.3.E.- CASA DE MAQUINAS:

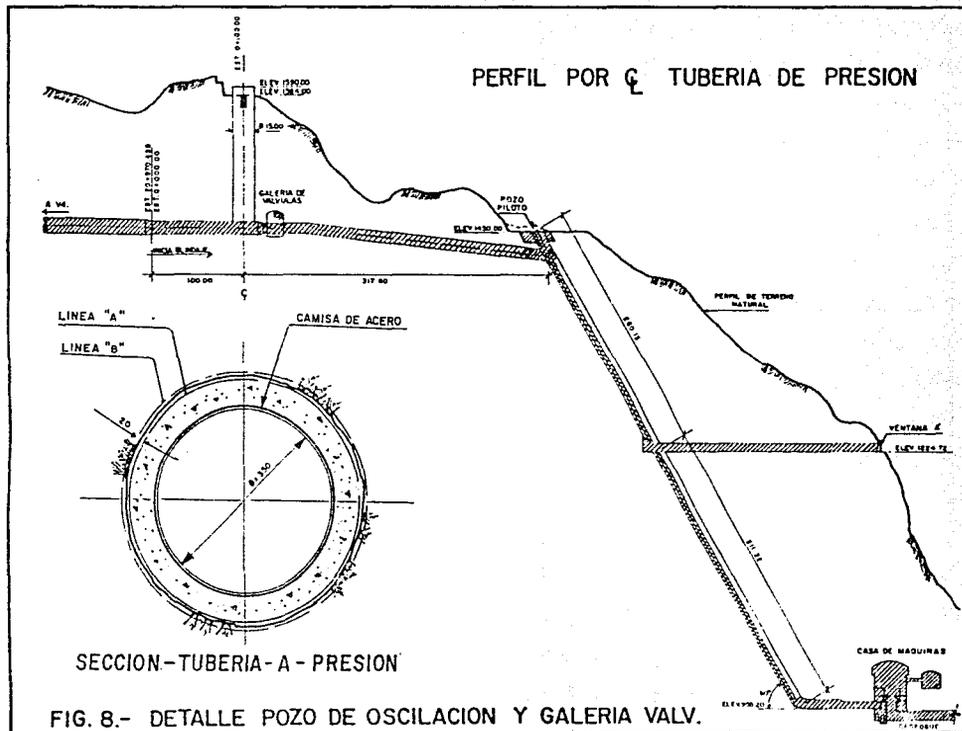
La casa de máquinas está localizada a 36 Km aguas abajo de la cortina medida sobre el cauce del río quedando ligada la obra con el túnel de conducción de 21 Km .

La población mas cercana a casa de máquinas es San Joaquín Qro, 62 Km. al norte de Cadereyta Qro.

La Casa de máquinas es de tipo caverna, esta obra contempla la instalación de dos unidades generadoras, constituidas con dos turbinas del tipo peltón de 146 MW de potencia cada una para generar anualmente en promedio 1292.4 GWH que dada la posición de este proyecto, su cercanía a las ciudades de Querétaro y México, y su facilidad de interconexión con el sistema eléctrico nacional por la proximidad con las plantas termoelectricas de Tula, Hidalgo y el Sauz, Querétaro, ayudará a satisfacer las demandas de energía eléctrica de la región central del país.

Las características de la casa de máquinas son las siguientes

- | | |
|-------------------------------|--------------------------|
| a) Gasto de diseño por unidad | 29.5 m ³ /seg |
| b) Nivel medio de desfogue | 948.40 m.s.n.m |

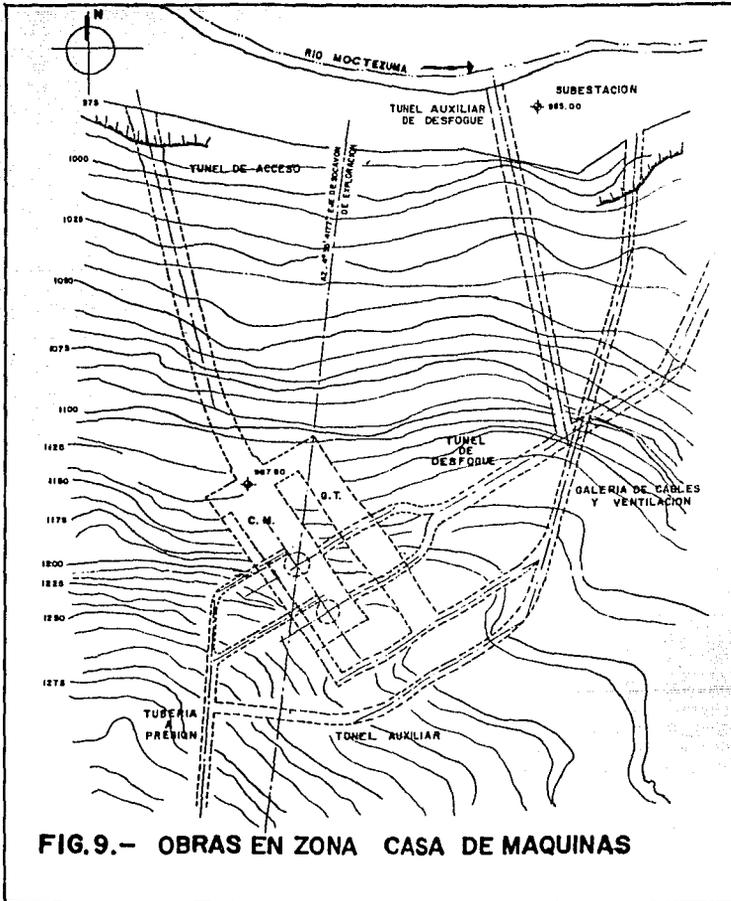


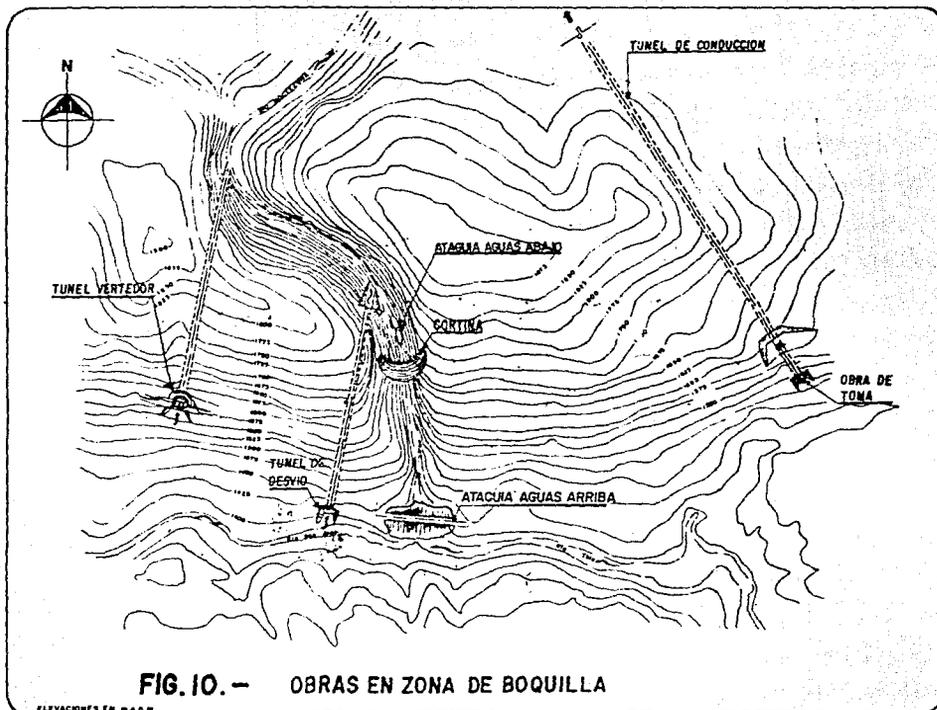
c) Elevación de eje del distribuidor	957.0 m.s.n.m.
d) Velocidad de rotación de las turbinas	300 r.p.m.
e) Carga bruta máxima al NAMO	603 m
f) Carga neta mínima	523 m
g) Carga de diseño	563 m
h) Carga neta de diseño	568 m
i) Generador	147.4 MVA
j) Potencia de cada unidad	146 MW
k) Capacidad instalada, 2 Peltón- (6 chiflones c/uno)	292 MW
l) Factor de planta medio anual	0.53
m) Generación media anual firme	1,139.6 Gwh/año
n) Generación media anual secundaria	152.80 Gwh/año
ñ) Generación media anual	1292.4 Gwh/año
o) Nivel de la subestación	965 m.s.n.m.

De la subestación que se construye junto a la casa de máquinas saldrán dos líneas de salida de Dañú Hidalgo con 230 KV. cada una y una longitud hacia la red Dañú por Huichapan Hgo. de 80 Km. en donde se enlazarán al sistema interconectado nacional.

Dado que sus características son muy detalladas, solo se presenta en la figura 9 (de la página siguiente) ubicación de la casa de máquinas con algunas características, con el fin de que el lector se de idea de la descripción antes mencionada.

Con el objeto de darse cuenta de la localización de cada una de las obras dentro del proyecto, la figura 10 (de la página siguiente) muestra la distribución de cada una de las obras antes descritas.





C A P I T U L O

III

ESTUDIOS PREVIOS DEL PROYECTO

III.- ESTUDIOS PREVIOS DEL PROYECTO.

El proyecto Hidroeléctrico Zimapán fué estudiado en las etapas de evaluación y prefactibilidad por el entonces Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas de la Subgerencia de Ingeniería Preliminar Civil y Geotécnica de Comisión Federal de Electricidad entre los años 1982 a 1985.

Para el estudio de prefactibilidad se contaron con estudios básicos de geología.

III.I- ESTUDIOS DE GEOLOGIA A NIVEL PREFACTIBILIDAD EN ZONA DE BOQUILLA.

Las obras de exploración subterránea incluye 4 socavones de 100m de longitud localizados dos en cada margen a la elevación 1383 y 1526 m.s.n.m., en los cuales se hicieron observaciones geológicas y se obtuvo el espesor de la zona decomprimida, la calidad de la roca y el comportamiento del fracturamiento. Posteriormente, los socavones se utilizaron para la realización de estudios geofísicos (eléctrica y sísmica), procediéndose a efectuar 10 sondeos con recuperación de muestras, a fin de definir: la secuencia estratigráfica de las formaciones rocosas, el fracturamiento del macizo rocoso, la calidad de la roca "INSITU" y particularmente, para efectuar pruebas de permeabilidad tipo Lugeon, así como para llevar a cabo la medición de niveles freáticos.

De estos sondeos, ocho fueron verticales a diferentes profundidades y dos inclinados a 45°, uno en cada margen, obteniendo la calidad de roca y comprobando que el sistema de fracturamiento se encuentra cerrado con permeabilidades muy bajas.

Mediante la anterior información se efectuó el modelo geológico y la integración geológico - geofísica.

A partir de Enero de 1983 se continuaron los trabajos geológicos y se localizaron y muestrearon los bancos de agregados en la zona cercana a la boquilla y, a petición del Departamento de Estudios Experimentales de Comisión Federal de Electricidad, se abrieron ocho cruceros de 10 m de longitud cada uno, dos en cada socavón dirigidos hacia aguas abajo, así como un socavón de 19 m de desarrollo cercano a la falla Cajón, todo ello con el fin de realizar pruebas de mecánica de rocas (placa, roseta y gato plano).

Posteriormente se perforó un sondeo inclinado destinado a efectuar pruebas de permabilidad.

III.2.- ESTUDIOS DE HIDROLOGIA A NIVEL FACTIBILIDAD.

III.2.A.- DATOS CLIMATOLOGICOS Y ESTUDIO DE AVENIDAS.

Para el estudio hidrológico del Proyecto, se analizaron datos de 43 estaciones climatológicas distribuidas en las cuencas del Valle de México, del Río Tula y del Río San Juan, de las cuales las más antiguas operan desde 1963.

Los registros de escurrimientos, azolves, evaporación, temperatura y lluvias, han permitido determinar la magnitud del aprovechamiento, así como los gastos de diseño de la obra de desvío y de excedencias. Dadas las características hidrológicas de la cuenca, se consideraron cuatro eventos por separado, que al integrarlos definen la avenida de diseño, tanto para la obra de desvío como para la obra de excedencias.

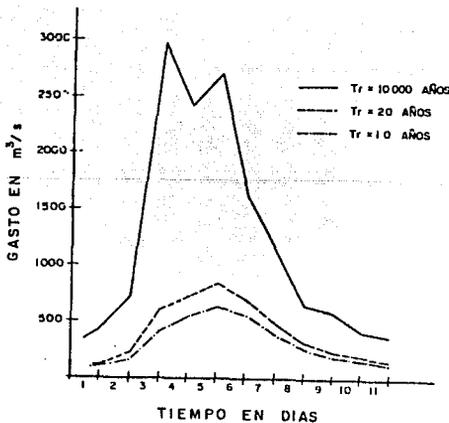
Inicialmente se definió una avenida hasta la estación hidrométrica-Paso de Tablas y otra hasta la estación Ixmiquilpan, complementada esta información con los registros de precipitación de 6 estaciones climatológicas distribuidas en el cuenca propia del proyecto, teniendo estas dos estaciones un período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

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

Los resultados obtenidos al utilizar el modelo anterior son los siguientes:

TR (AÑOS)	GASTO MAXIMO (m ³ /s)	VOLUMEN (Mill m ³)
10	632	310
20	542	403
10,000	2,960	1,209

En todos los casos la duración de la avenida se consideró de 11 días. A continuación se muestra el resumen de datos y el hidrograma representativo, de la avenida máxima probable.



DIA	G A S T O m ³ /s		
	10 años	20 años	10000 años
1	102	120	413
2	171	230	712
3	408	500	2960
4	552	736	2416
5	632	842	2712
6	532	701	1619
7	390	491	1113
8	272	325	658
9	197	247	551
10	171	213	424
11	137	160	375
VOL. m ³ /s.d	310	403	1209

AVENIDA MAXIMA PROBABLE PH. ZIMAPAN, HGO.

III.2.B.- ESCURRIMIENTOS:

Para estimar los escurrimientos hasta el sitio del proyecto el Departamento de Anteproyectos con el apoyo del Departamento de Estudios Hidrometeorológicos llevó a cabo el estudio denominado "Proyecto Hidroeléctrico Zimapán-anexo hidrológico Febrero 1983- SIPCG-CFE" en el que se integran la evolución futura del agua y del suelo en las cuencas de los Ríos San Juan y Tula, así como en la cuenca del Valle de México, para definir el hidrograma esperado en el sitio.

En dicho estudio se consideran explícitamente muchos factores en la integración del volumen, sin embargo vista la complejidad de las cuencas en estudio, donde numerosos factores influyen en el régimen de escurrimiento, se decidió plantear un modelo de los llamados de "CAJA NEGRA", considerando explícitamente sólo los factores que inciden de manera directa en la integración de los escurrimientos. Para ello se requería 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 debe considerar el uso del suelo en la cuenca.

Por lo que se llegó entonces al esquema siguiente:



Que de manera algebraica queda:

$$\text{SALIDA} = \sum_{i=1}^n \text{ENTRADA} * \text{CE} + \sum_{i=1}^n \text{SUMINISTRO} * \text{CD}$$

CE = COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

CD = COEFICIENTE DE RETORNO DE AGUA POTABLE.

CR = COEFICIENTE DE RETORNO DE AGUA DE RIEGO.

Cabe aclarar que los coeficientes de escurrimiento solo afectan 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 por ejemplo al agua potable que va al drenaje ó volúmenes no aprovechados en sistemas de riego etc.

Ya que se planteó el modelo y contando con la información necesaria, se procedió a su calibración, es decir a la determinación de los coeficientes de escurrimiento (CE,CR,CD,) que representasen mejor escurrimientos en cada caso. Para ello había que tomar en cuenta la información sumultánea con que se contaba en cada una de las cuencas.

Una vez realizada la calibración de los modelos, se procedió a su utilización. Para ello hubo que definir el período de simulación y preparar la información necesaria correspondiente.

En lo que concierne 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.

Así, 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 del de San Juan representan finalmente los egcurrimientos previstos en el sitio del P.H. Zimapán para el período 1985 a 2030.

Arrojando en resúmen los siguientes resultados:

VALORES	VOLUMEN ANUAL (Mill m ³)	GASTOS (m ³ /s)
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 destacar la importancia que tiene el crecimiento del área metropolitana de la Ciudad de México, ya que los afluentes de la misma representan un volúmen significativo y son desalojadas hacia la cuenca del Río Tula principal aportador del proyecto. De tal suerte que los volúmenes aportados variarán con el crecimiento de la población en el Valle de México, por lo tanto se considera que el volúmen 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 sus características hidrológicas son:

a) Area de la cuenca del Río Pánuco	84,956 Km ²
b) Area de la cuenca hasta Zimapán	11,869 Km ²
c) Número de años de registro (deducidos)	43
d) Escurrimiento medio anual	982 Mill. m ³
e) Volumen medio mensual escurrido	81.8 Mill.m ³
f) Gasto medio	31.1 m ³ /seg.

III.2.C.- DIMENSIONAMIENTO DEL VASO.

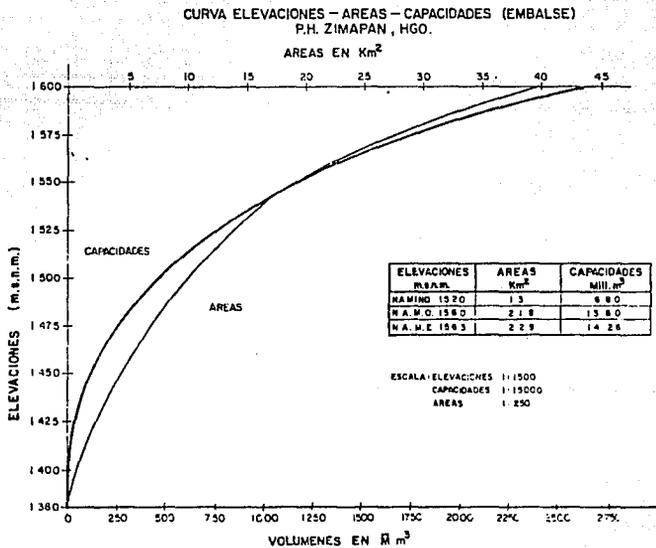
Como parte de los estudios llevados a cabo en la etapa de factibilidad y después de haber realizado el estudio hidrológico, (como una revisión del elaborado en la etapa de prefactibilidad) se analizaron diferentes tamaños de embalse y obras necesarias, con el propósito de determinar el más conveniente para el proyecto. Para ello el estudio hidrológico reportó un volumen medio anual de 982 Mill m³ y gasto medio de 31.1 m³/s, viéndose en la necesidad de determinar 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 elevación 1520 m.s.n.m., de NAMO a la 1560 m.s.n.m. y de NAME a la elevación 1563 m.s.n.m.; ubicándose la corona de la presa en la elevación 1565 m.s.n.m.

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 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 2 unidades de 140 MW resultaba la mejor opción.

Es oportuno comentar aquí que de acuerdo con estudios de aportaciones de sedimentos, basados en los registros de las estaciones Tula y San Juan, se obtuvo un volumen de sedimentos del orden de 250 hm³ para un período de 100 años,



III.3.- ESTUDIO DE GEOLOGIA A NIVEL FACTIBILIDAD.

Para la construcción de una planta hidroeléctrica es necesario conocer los tipos de roca donde quedarán desplantadas y alojadas las distintas obras que se construyen.

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

El conocimiento y la valorización de éstas sirven para diseñar y posteriormente construir optimizando materiales, refuerzos y permitiendo a su vez adoptar factores de seguridad entre otros aspectos. Por lo que para todo lo anterior es necesario conocer la fisiografía, geología regional, geotécnica etc. mediante exploración del subsuelo, análisis geofísicos, análisis sismológicos, análisis geotécnicos por lo que se describen cada uno.

III.3.A.- FISIOGRAFIA (TECTONICA).

El área del Proyecto se ubica entre las provincias fisiográficas de la Sierra Madre Oriental y del Eje Neovolcánico Transmexicano, quedando situadas las obras en la primera y el embalse en la segunda. El límite entre ambas se localiza en la confluencia de los ríos Tula y San Juan y al Norte del poblado de Zimapán. El eje Neovolcánico se caracteriza por la predominancia de mesetas fuertemente disecadas, coronadas por cerros cónicos y dómicos y en ocasiones lomeros de pendientes suaves y convexas. La Sierra Madre Oriental se caracteriza por tener cadenas montañosas orientadas NW-SE, cortadas por profundos cañones de paredes abruptas, tanto perpendiculares como subparalelos a ellas 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, en el área de la subestación, la cual se encuentra a la cota 1000 m. el máximo desnivel del área es en consecuencia de 2100 m para el área del Proyecto las zonas más prominentes son el Cerro de los Lirios y la Sierra del Doctor.

III.3.B.- GEOLOGIA.

Regionalmente se han identificado como formaciones principales en el área donde se ubicará el Proyecto; la columna estratigráfica esta constituida por las formaciones Las Trancas, El Doctor, Soyatal-Méndez, El Morro, rocas volcánicas agrupadas en la formación Las Espinas, formación 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 ubicarán las obras del Proyecto Hidroeléctrico, ha sido afectada por movimientos tectónicos ocurridos desde finales del cretácico hasta finales del terciario, produciendo fuertes plegamientos en la formaciones sedimentaria y afallamientos que en algunos casos alcanza varios kilómetros de extensión y varios cientos de metros de salto.

Entre las discontinuidades mayores de particular importancia para el proyecto resaltan las siguientes:

-FALLA EL DOCTOR.- La cual es un corrimiento de gran magnitud, se localiza en dirección NE con respecto al eje de la boquilla y cruza el eje del túnel de conducción a unos 7.5 Km aguas abajo de la toma, tiene una extensión del orden 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 boquilla, sobre el río Moctezuma; es de tipo normal y tiene un salto de 35 a 40 m.

-FALLA DEL RIO MOCTEZUMA.- Esta falla se localiza muy cerca de la salida del río Moctezuma hacia el Valle de Maconí es de tipo normal con más de 15 Km de longitud y su salto es de más de 300 m.

-FALLA DE TALUD.- Se ubica unos 3.5 Km al norte del área de boquilla, en la margen derecha del Río Moctezuma y tiene una orientación NW-SE su longitud es de casi 4 Km su salto superior a los 200 m.

-FALLA DEL ARENAL.- Esta falla orientada NW-SE, se localiza a unos 100 m del área propuesta para la obra de toma del Proyecto la longitud cartografiada es de 600 m, pero por relaciones de campo se le 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 unos 18 Km de longitud se localiza siguiendo el curso del río Tula, es decir esta orientada grosso modo WNW-ESE; su salto es indeterminado y similar a la falla Tula.

-FALLA LA LAJA.- Está situada en la falda sureste del cerro del mismo nombre; tiene orientación NW-SE con una longitud mínima cartografiada de 9.5 Km.

-FALLA DEL MALACATE.- Está bien reconocida 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 DE SAUCILLO.- Se localiza aproximadamente a 3.5 Km al Noroeste del área de boquilla, se le calcula una longitud de 4.8 Km con el bloque del bajo hacia el sureste y también se considera inactiva.

Aparte de estas discontinuidades o fallas existen otras que son de menor importancia, razón por la cual no se hace descripción o mención de cada una de estas.

III.4.- ESTUDIOS DE EXPLORACION DEL SUBSUELO A NIVEL FACTIBILIDAD.

III.4.A.- BARRENACION.

Casi todas las zonas estudiadas tienen exploración del subsuelo directa o con métodos indirectos. La zona de la boquilla es donde con más énfasis, se han realizado este tipo de exploraciones.

Se realizarán 27 barrenos: 14 corresponden a la boquilla, 3 al área del vaso, 5 a la diferentes alternativas del túnel de conducción, 3 al tanque de regulación o pozo de oscilación y 2 a la casa de máquinas con una longitud total de 3943 m.

La tabla N° 1 (de la página siguiente) muestra una recopilación de la exploración efectuada.

A continuación se describe en resumen en que consistieron las exploraciones en cada una de las diferentes zonas, así como sus resultados de mayor interés.

AREA DE LA BOQUILLA.- La zona de la boquilla ha sido muy estudiada con este procedimiento; se realizaron en total 14 barrenos, 7 en margen derecha, incluyendo 3 inclinados (2 a 20° y 1 a 45°) y 7 en margen izquierda, incluyendo 2 inclinados (a 45°) con un total de 1719 m correspondiendo 889 m a margen derecha y 830 m a margen izquierda.

Debido a la cercanía de los barrenos y homogeneidad de la zona, la secuencia litológica es muy similar en todos ellos.

La recuperación total en la margen izquierda fue de 92% en promedio con un RQD del 81%, en la margen derecha la recuperación fue en promedio del 87% y el 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; 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; en general, tanto en la Unidad calcárea (dolomía y brecha dolomítica) como en la unidad pelítico-calcárea la permeabilidad es muy baja, con promedio de 0.66 U Lugeon en la margen izquierda y 0.88 U Lugeon en la margen derecha. La máxima permeabilidad en -

Est. No.	LOCALIZACION			PRUEBAS DE PERMEABILIDAD		RECUPERACION DE MUESTRAS	ELEVACION DEL NIVEL FREATICO	PROFUNDIDAD TOTAL H ₂ O	COORDENADAS			OBSERVACIONES
	M. I.	CAUCE	M. D.	LUGEON	LEFRANC				X	Y	Z	
AGUA DE BOQUILLA												
1			X	X		X 20°	1 379.05	120.10 m.	447 814.69	2 284 327.27	1 379.60	1 357.95
2			X	X		X 20°	1 379.30	120.45 m.	447 776.99	2 284 351.99	1 380.84	1 359.11
3	X					X	1 373.69	100.95 m.	447 786.02	2 284 461.71	1 387.07	
4	X			X		X	1 371.46	119.70 m.	447 815.04	2 284 550.52	1 382.96	1 347.01
5			X	X		X	1 372.92	120.20 m.	447 867.634	2 284 643.562	1 383.321	1 356.22
6	X			X		X	1 376.80	120.00 m.	447 756.28	2 284 553.60	1 384.00	1 342.50
7			X	X		X	1 370.42	112.20 m.	447 928.95	2 284 538.19	1 384.52	1 366.02
8	X			X		X	1 376.87	169.00	447 757.48	2 284 656.21	1 526.87	
9	X			X		X (50°)	1 374.40	70.55	447 817.285	2 284 650.909	1 383.006	1 355.00
10	X			X		X		170.15	447 706.80	2 284 661.42	1 528.086	
11			X	X		X		176.00 m.	447 893.058	2 284 637.870	1 526.843	1 361.00
12			X	X		X (45°)	1 379.94	70.67 m.	447 865.798	2 284 542.117	1 383.386	1 354.00
13			X	X		X		162.20 m.	447 952.733	2 284 636.07	1 528.035	
16	X			X		X		81.15 m.	447 767.38	2 284 656.21	1 526.87	
SECAYON 1	X							100.00 m.	447 828.79	2 284 647.12	1 382.77	
SECAYON 2			X					100.00 m.	447 858.68	2 284 644.54	1 383.22	
SECAYON 3	X							100.00 m.	447 778.41	2 284 651.61	1 526.64	
SECAYON-4			X					100.00 m.	447 883.01	2 284 642.28	1 526.63	
AGUA DE EMBALSE (VASO)												
W-1				X		X		102.00 m.	447 943.62	2 283 792.11	1 610.91	
W-2								170.15 m.	447 944.22	2 284 055.97	1 463.07	
W-3						X	1 381.54	128.80 m.	447 739.87	2 284 238.23	1 386.29	
TANQUE DE REGULACION												
TR-1			X	X		X		70.70 m.	451 794.73	2 304 489.65	1 544.45	
TR-2			X	X		X		80.25 m.	451 948.06	2 304 536.60	1 506.73	
TR-3			X	X		X		118.85 m.	451 995.01	2 304 294.73	1 534.16	
WEL DE CONDUCCION												
C-2						X		500.15	450 181.851	2 290 193.10	1 914.824	
C-5						X		255.60 m.	448 773.96	2 286 664.66	1 769.66	
C-6						X		343.50 m.	446 052.48	2 285 789.11	1 800.15	
C-7						X		149.60 m.	450 545.50	2 292 185.79	1 831.61	
TC-8						X		214.00 m.	450 121.53	2 292 337.45	1 790.54	
SECAYON-5								80.60 m.	449 321.91	2 291 534.62	1 804.20	
CASA DE MAQUINAS												
CM-1			X			X	953.31	5155	452 070.88	2 305 155.77	458.49	
CM-2			X			X	953.31	3880	452 038.28	2 305 149.51	968.27	

TABLA No.1

EXPLORACION DIRECTA DE SUBSUELO

esta última fue de 2.1 sobre las calizas y lutitas inferiores, - existiendo tramos en ambas márgenes y formaciones donde la permeabilidad fue nula.

AREA DEL VASO.- con éste procedimiento la exploración del vaso se restringió el área considerada como potencialmente inestable localizada al sur del río Moctezuma. Se perforaron en total 402 m, mediante barrenos (V-1, V-2, V-3), en los cuales hubo necesidad de ademar o cementar los primeros 100 m, debido a las pobres condiciones de la roca.

En todos los casos la recuperación total fué menor de 45% mejorando bastante a profundidades mayores de los 70 m (80%); en el barreno V-2, en el V-1 el RQD en promedio fue menor al 20%; en el V-2 fue casi nulo de 0 a 70 m de ahí hacia abajo, de 20% ; en el V-3 este promedio fue menor al 10%, con grandes tramos en que fue nulo y sólo mejoró al llegar a la formación Soyatal en donde no fue mayor del 35%. El fracturamiento en toda la columna fue muy-intenso y en grandes proporciones la muestra se recuperó desintegrada.

No se realizaron pruebas de permeabilidad; el nivel freático se localizó en los barrenos V-2, y V-3, a 80.50 m y 4.50 m de profundidad, respectivamente (a la cota 1382 unos cuantos metros arriba del nivel del río).

AREA DE LA CONDUCCION. Se realizaron 5 barrenos con un total de 1463 m (C-2, C-5, C-6, C-7, y TC-8).

El barreno C-2 de 500 m de profundidad y en promedio la recuperación total fue de 91% y el RQD del 70%.

El barreno C-6 de 343.50 m de profundidad y la recuperación total fue del 93% el RQD en los primeros 22 m. fue nulo y en el resto - fue en promedio del 81%, bajando un poco a la formaciones Soyatal y Méndez.

El barreno C-5 de 255.60 m de profundidad, la recuperación total fue del 77% y el RQD del 53% correspondiente a la formación El Doctor.

El barreno C-7 de 149.60 m de profundidad con RQD del 24% y la recuperación total fue de 59%.

El barreno TC-8 de 214 m de profundidad, la recuperación total fue del 80% y el RQD en los 63 m fue de 60% de los 63 m; a los - 214 m fue sumamente variable promediando una RQD de 60%. En ningún caso se detectó el nivel freático, apesar de que en varios lugares se observan manantiales, productos de pequeños acuíferos - colgados.

POZO DE OSCILACION.- Se perforan 3 barrenos con una longitud de 269 m, la recuperación total en promedio fue del 85% y el RQD fue del 78%. En los tres barrenos se probaron tramos que iniciaron a los 20 m de profundidad hacia abajo, obteniendose valores menores de 0.5 U Lugeon; las máximas permabilidades se localizaron en el barreno TR-1 a los 33 m y 40 m de profundidad con 1.6 y 2 U Lugeon; la roca en general es muy sana con algunas fracturas que en ningún caso afectan su calidad ni su permeabilidad. En ninguna - ocasión se determino el nivel freático.

CASA DE MAQUINAS.- El área de esta obra fue explorada mediante - dos sondeos con profundidades de 52 y 39 m; la recuperación fue del 86 y 95% y el RQD del 80 al 89%; La investigación llego a la

cota 907 y 927 respectivamente sin detectarse el nivel freático y no se realizaron pruebas de permeabilidad.

III.4.B.- SOCAVONES.

Este método de exploración fue empleado en la zona de la boquilla y en el trazo del túnel de conducción. En la primera se excavaron 4 socavones sobre la sección B, dos en la margen derecha y 2 en la margen izquierda, a cotas distintas (1383 y 1525) con una longitud total de 400 m; (SOC-1, SOC-2, SOC-3, SOC-4) sobre los socavones se excavaron 8 cruceros de 10 m cada uno, dirigidos hacia aguas abajo, en los que se realizaron pruebas de mecánica de rocas "insitu"; 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 abrió un socavón más de 92 m de longitud, para determinar la naturaleza de la falla El Doctor. A continuación se describe el área donde se realizó cada socavón así como sus resultados encontrados.

SOCAVON -1.- Se abrió con 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 NE; se pueden agrupar en cuatro sistemas: - NE-25; NE-50; NW-25 y NW-45. Las fracturas en general son escasas, variando entre 2 y 3 por metro, se encuentran rellenas de caliza o cerradas y son de poca importancia. Los cruceros presentan las mismas condiciones que el socavón.

SOCAVON -3.- Se localiza en la margen izquierda en 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 preferentemente al NW, representando 4 sistemas: N 75°W, N 35° E, N 40°W y N 60°E; las fracturas son muy escasas con zonas localizadas en donde llegan a observarse 3 a 4 por metro. En el portal las capas presentan algunos centímetros de arcilla interestratificada, principalmente en el techo.

SOCAVON -2.- Se ubica 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 hay algunas de hasta 32°; se cortaron en total 12 fracturas mayores y solo localmente se presentan entre 2 y 3 por metro en general se puede agrupar en 3 sistemas: N 40° E, N 30° W y N 5° W; están rellenas de calcita o cerrada y son de muy poca importancia.

SOCAVON -4.- Abierto en la margen derecha, en la cota 1525, tiene 100 m de longitud y dos cruceros de 10 m. Se cortaron 15 fracturas que definen perfectamente 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 m. En general están rellenas de calcita o cerradas y son de muy poca importancia.

SOCAVON -5.- Fue excavado en la margen derecha, en la zona de laboquilla; tiene forma de escuadra y 19 m de longitud, en general, es de forma diagonal y en muy pocas ocasiones paralelo. Los estratos de calizas y lutitas están muy deformadas y se encuentran con calizas a diferentes ángulos. En algunos lugares hay un espesor variable de milonita de color negro verdoso. De Este -

levantamiento se concluye que el contacto es de tipo tectónico.

SOCAVON -6.- Se llevo a cabo esta exploración sobre la traza de la falla El Doctor; esta orientado E-W, casi perpendicularmente ha dicha traza y tiene 92 m de longitud. Expone 3 unidades lito lógicas: del inicio a los 26 m, lutitas y areniscas interestratificadas, intensamente plegadas; enseguida predominan las calizas y lutitas, casi hasta los 85 m , en donde se encuentra la secuencia de calizas.

Los resultados de esta exploración no fueron concluyentes, ya que se observan rasgos superficiales que permiten afirmar que la falla El Doctor es de tipo inverso y que posteriormente, fue oscurecida por una serie de fallas normales de poca importancia, en comparación con la falla inversa la encontrada en el socavón es una de estas últimas.

III.5.- ESTUDIOS DE GEOPISICA A NIVEL PACTIBILIDAD,

Los métodos de exploración más utilizados han sido los de resistividad y sísmica de refracción y en algunas áreas cuerpo cargado, gradiente dipolo-dipolo, tanto para determinar características físicas propias de una unidad, como para comprobar, con diversos métodos, los resultados obtenidos se resumen a continuación así como el tipo de sondeo en cada zona.

AREA DEL VASO.- Se realizo la investigación mediante sondeos eléctricos con aberturas entre 10 y 500 m o 10 y 100 m para alcanzar una profundidad aparente de 500 m y un tendido de 390 m con 12 geofonos espaciados cada 15 m para el registro sísmico.- La exploración fue enfocada exclusivamente a la zona considerada como inestable, detectándose las siguientes unidades: una-

capa superficial de roca intemperizada con espesor promedio de 10 m, pero que varía de 3 o 4.5 m en la ribera del río Tula, hasta 25 y 40 m en la parte alta (entre cotas 1600 y 1700) una segunda capa con baja resistividad y espesores variables de 140 m a 406 m, correlacionable con material tobáceo, y un tercer medio con resistividades medias- bajas correlacionables con material sedimentario.

AREA DE LA BOQUILLA.- Esta zona 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 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
Peso Volumétrico	(Kg/cm ³)	2.77 a 2.54
Resistencia a la compresión simple	Rc (Kg/cm ²)	1279 a 859
Módulo Estático de Young	E (Kg/cm ²)	800,000 a 727273

Propiedades Elástico-dinámicas

Relación de Poisson	ν	0.29
Módulo de Corte		251,900 Kg/cm ²
Módulo de Young	E	663,500 Kg/cm ²
Módulo de Compresibilidad	K	540,700 Kg/cm ²

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 descritas para el área explorada, por lo que estos datos se considerarán confiables.

OBRA DE DESVIO.- Esta área fue cubierta con la sección paralela al cauce del río y los resultados son similares a los anteriormente descritos, por lo que se considera que en toda su longitud se tendrá un macizo de buena calidad, y a excepción de los portales de entrada y salida en donde, debido a su orientación, dicha calidad disminuirá un poco.

VERTEDORES.- Se levantarán cuatro líneas de refracción sísmica y 11 sondeos eléctricos, encontrándose importantes variaciones laterales que indicarían un cierto grado de heterogeneidad, quizás como producto del fracturamiento de la roca, arrojando los resultados siguientes. entre las rocas de regular y buena calidad.

Roca Regular

Relación de Poisson	∪	0.29
Módulo dinámico de corte		11 ton/cm ²
Módulo dinámico de young	(E)	284 ton/cm ²

Roca Buena

Relación de Poisson	∪	0.23 a 0.28
Módulo dinámico de corte		145 a 215 ton/cm ²
Módulo dinámico de Young	(E)	364 a 554 ton/cm ²

OBRA DE TOMA.- fue estudiada mediante un tendido de sísmica de fracción, con el fin de determinar los módulos elásticos, y cuatro sondeos eléctricos con separación máxima de 215 m; el área se localiza al poniente de la propuesta actualmente y tiene tres capas de roca regular a excelente calidad. Los módulos determinados para la roca regular y buena son como siguen: -

ROCA BUENA

Relación de Poissón	ν	0.28
Módulo dinámico de Corte		139 ton/cm ²
Módulo dinámico de Young	(E)	357 ton/cm ²

ROCA REGULAR

Relación de Poissón	ν	0.30
Módulo dinámico de Corte		56 ton/cm ²
Módulo dinámico de Young	(E)	146 ton/cm ²

TUNEL DE CONDUCCION.- Para esta obra se realizaron estudios en las diversas alternativas y para determinar las características y naturaleza de la falla el Doctor; se emplearon métodos sísmicos y geoelectricos (resistividad, resistividad aparente, gradiente, cuerpo cargado y dipolo-dipolo).

En relación al registro sísmico, de no existir inversiones importantes de velocidad, la respuesta a todo lo largo del trazocorresponde a roca de calidad buena a muy buena, compacta y con velocidades entre 3.5 a 6.0 Km/s.

Debido a lo inaccesible de la zona y la longitud de la obra han dificultado otras formas de exploración, por lo que se puede decir que esta información constituye la mejor herramienta con que se puede contar para un diseño.

POZO DE OSCILACION.- Se realizaron 9 líneas con sísmica y sondeos eléctricos, éstos últimos para una profundidad aparente de 100 m; se determinaron cinco capas relacionadas con: suelos, areno-gravosos, depósitos de talud o roca fracturada, roca mineralizada y no mineralizada y una zona que puede estar asociada a fracturamiento, cuerpo intrusivo o mineralización. La capa superficial, -

de mala calidad, se extiende hasta los 20 m de profundidad, debajo de la cual se encuentra una roca con muy buenas características para la obra civil.

CASA DE MAQUINAS.- Condiciones similares a las anteriores se obtuvieron en esta área; el espesor del material de relleno varía entre 1.5 y 30 m y esta compuesto por suelos, acarreos fluviales y depósitos de talud. Se determinaron los parámetros dinámicos en el socavón de la mina del Rey, ubicado en las cercanías y sobre la misma unidad, con los resultados siguientes:

Velocidad de onda compresional	Vp	4.4 Km/s
Velocidad de onda de corte	Vs	2.0 Km/s
Relación de Poissón	ν	0.37
Módulo dinámico de corte		106 ton/cm ²

Estos valores se consideran bajos, tomando en cuenta la respuesta obtenida en el área de casa de máquinas, por lo que se supone que el macizo rocoso de la zona de la obra es de mejor calidad.

SUBESTACION.- En el estudio se determinó un relleno aluvial de aproximadamente 20 m, una zona de roca intemperizada de 2 m, y posteriormente la roca sana del miembro inferior de la formación Las Trancas.

III.6.- ESTUDIOS GEOTECNICOS A NIVEL FACTIBILIDAD.

A la fecha se han realizado varias pruebas "insitu" y en laboratorio para determinar las características geomecánicas del macizo rocoso en las diferentes obras propuestas.

En enero de 1984 se realizaron pruebas de laboratorio sobre

núcleos obtenidos en ambas áreas; se realizaron ensayos de compresión simple, compresión triaxial, deformabilidad bajo carga axial-simple y tensión indirecta (prueba brasileña).

En agosto de 1985 se presentaron los resultados de la campaña - de pruebas "insitu", en esta campaña se realizaron pruebas de - gato plano, pruebas de placa, roseta y gato Goodman.

En las tablas N° 2 y N° 3 (de la página siguiente) se presentan en resumen los resultados obtenidos de estas pruebas.

III.7.- ESTUDIOS DE SISMOLOGIA A NIVEL FACTIBILIDAD.

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

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana (Esteva-Maraboto 1970), el proyecto Zimapán se ubica en la frontera de la zona asísmica y penesísmica.

La tabla No. 4 muestra la aceleración máxima producida en el sitio de la cortina, para los eventos sísmicos en el período de 1920 a 1984, de donde se concluye que la actividad es escasa y no hay evidencia histórica de eventos mayores a 5.5. (Ritcher); la aceleración máxima producida corresponde al sismo del 11 de marzo de 1950 con 0.014 g.

En la tabla hay sismos que produjeron aceleración mayor, pero sus fechas de ocurrencias y coordenadas de epicentro no se localizaron en los catálogos consultados.

N°	Formación	Tipo de Roca	γ (gr/cm ³)						w (%)						R_t (kg/cm ²)						σ_{bc} (kg/cm ²)						OBSERVACIONES						
			n		s		v		max		min		n		s		v		max		min		n		s			v		max		min	
13	DOCTOR	Dolomita muy fisurada y brechas dolomíticas	17	2.73	0.052	2	2.88	2.67	17	0.76	0.85	112	3.8	0.15	10	57	28	50	130	30	17	850	334	39	1510	137	17	729	201	23	1125	426	Barrenos ubicados en la zona de la boquilla
		Dolomita med. fisurada	16	2.78	0.036	2	2.87	2.72	16	0.23	0.11	48	0.53	0.09	11	69	22	32	111	19	16	832	359	44	1533	243	16	769	158	20	1000	312	
		Dolomita 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	617	25	3045	1821	2	1075	25	2	1100	1050	
		Calclitita con baja a media fisuración	2	2.74	0.025	1	2.76	2.71	2	0.14	0.02	17	0.17	0.12	-	-	-	-	-	-	2	721	78	11	799	642	2	767	277	36	1020	381	
		Gravaca sin milonita	1	2.65	-	-	-	-	1	0.99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	849	-	-	-	-	1	485	-	-	-	-	
SDYATAL	Gravaca con milonit.	4	2.64	0.013	0.5	2.7	2.67	4	0.51	0.22	36	0.92	0.29	3	33	13	40	51	20	3	643	190	30	828	382	2	469	90	21	567	371		
	lutita negra carbonosa calcárea	1	2.62	-	-	-	-	1	0.47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	lutita negra intercalada con arenisca	6	2.65	0.012	0.5	2.71	2.67	6	0.05	0.16	10	1.12	0.64	5	51	9	18	61	35	7	243	129	53	455	14	4	152	70	46	236	65		
	Caliza estibolítica	23	2.65	0.024	1	2.72	2.57	23	0.37	0.37	100	1.74	0.11	10	57	20	35	86	29	23	1076	515	46	1875	82	27	706	191	26	917	286		
		Caliza arenosa y caliza arcillosa hemacizada	13	2.64	0.031	1	2.70	2.57	13	1.19	0.66	56	2.32	0.19	8	48	24	50	101	23	11	345	246	71	779	5	8	347	235	68	641	65	Banco ubicado en la margen derecha. Conducción Opcción II
		lutita calcárea	5	2.64	0.04	1	2.69	2.57	5	1.14	0.30	35	1.7	0.6	3	21	5	22	27	16	5	174	117	67	334	17	5	235	165	77	500	13	
		brecha de caliza	2	2.52	0.06	2	2.58	2.44	2	1.11	1.5	48	4.62	0.61	-	-	-	-	-	-	2	504	222	44	725	282	2	296	146	49	441	150	
		caliza fosilífera	1	2.72	-	-	-	-	1	0.22	-	-	-	-	1	41	-	-	-	-	1	894	-	-	-	-	1	714	-	-	-	-	

TABLA No.2.- VALORES ESTADÍSTICOS OBTENIDOS EN ENSAYES DE LABORATORIO. BARRENOS 4, 12, 13, Y CSL P. "IL ZIMAPAN, HGO.

BARRENO	MUESTRA	PROF. (m)	RELACION DE ESBELTEZ	W (%)	γ (gr/cm ³)	R _c (kg/cm ²)	E _{SL} (kg/cm ² × 10 ³)	DESCRIPCION DE LA MUESTRA (clasificación megascópica)
V-1	3	95.60	2.48	1.10	2.85	2033	711	Andesita porfídica microamigdaloides color gris oscuro. Amígdalas rellenas con máficos alterados a hematita. La distribución de amígdalas 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 microamígdalas rellenas de máficos alterados a hematita. La distribución de amígdalas es homogénea. La muestra tiene solo un fractura semivertical rellena de calcita.
V-2	3	56.30	1.99	1.2	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	0.455	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 oscuro. Las amígdalas están rellenas de calcita y minerales arcillosos y son irregulares.
V-2	7	123.50	2.47	5.41	2.51	111	70	Igual a muestra V-2-6, aunque mucho más rojiza
V-2	8	148.00	2.00	1.4	2.73	1596	-	Andesita gris oscuro con bandas de alteración hematizadas de dirección errática. Tiene escasas amígdalas de forma irregular rellenas de minerales arcillosos. La roca es muy compacta y con escasas fisuras.
V-2	9	148.12	2.50	1.8	2.71	1226*	608	Igual a la de 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 (aprox) de espesor.

* La muestra se rompió siguiendo la trayectoria de una fractura preexistente.

TABLA No.3.- RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO, BARRENOS V-1, V-2 Y V-3. P.H. ZIMAPAN, HGO.

P. H. ZIMAPAN

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

Nº	FECHA	LATITUD	LONGITUD	DIST. (K.m.)	MAG. (RIGTER)	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 No. 4

CONCLUSION: LA ACTIVIDAD EN ESTA AREA ES ESCASA Y NO
HAY EVIDENCIA HISTORICA DE EVENTOS MAYO-
RES A 5.5

La tabla No. 5 (de la página siguiente) muestra el potencial sísmico de los principales rasgos estructurales del área cartografiada; como puede observarse el rasgo potencial más peligroso corresponde a la falla El Doctor, de tipo inverso y mecánica compresional; en segundo lugar estaría la falla La Florida (uniendo los segmentos-oriental (X) y occidental (X1)). En el primer caso la aceleración-máxima sería de 0.21 g y en el segundo de 0.15 g. La tectónica actual de la región central del país es de tipo extensional (Área Chapala-Acambay, Tehuacán, Oaxaca, etc) y no compresional; de acuerdo a las evidencias de campo actuales se considera que la falla El Doctor es inactiva. Por lo anterior se propuso el factor de 0.15 g.

como el valor más viable para diseño e igualmente la realización de un estudio para comprobar la inactividad de la falla El Doctor y la continuidad de la falla La Florida, ya que si esta no es continua el factor podría reducirse aún más.

P. H. ZIMAPAN

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

FALLA		DIST. MIN. (K.m.)	DIST. HOR. (K.m.)	LONG. (K.m.)	PROF. (K.m.)	MAGNITUD (KANAMORI 1975)	MAGNITUD (SINGH, 80)	ACELERACION (CAMPBELL, 81)
I	19°	3.2	7.3	25	8		6.5	0.31 0.21
II	23.5°	3.3	12.2	12	3.0		5.9	0.15 0.10
III	74.1°	0.4	0.4	5	1.2	2.1		0.17 0.12
IV	~90°	14.4	14.4	17.5	4.0		6.1	0.15 0.10
V	~90°	2.9	2.9	5	1.0	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
								*

* SIN EFECTOS DE ATENUACION LOCAL
TABLA No. 5

C A P Í T U L O

IV

DISEÑO DE LA CORTINA

IV.-DISEÑO DE LA CORTINA.

El proyecto hidroeléctrico Zimapán prevee la cración de un embalse de regulación con capacidad de 1,360 millones de m³ con nivel de retención normal a la cota 1560 m.s.n.m.

El presente capítulo se refiere solamente a la cortina del P.H-Zimapán y resume los cálculos estáticos desarrollados para la estructura (bóveda).

La cortina es una bóveda a debil curvatura que se apoya en las cañizas masivas y de buena calidad que forman el cañon del infiernillo.

Las condiciones topográficas del cañon son muy favorables para aceptar una cortina de concreto arco-bóveda. El río se desarrolla dentro del cañon que tiene paredes prácticamente verticales aunque en la margen izquierda se ensancha en su parte superior. Por esta razón es necesaria la construcción de un bloque de apoyo que actúa a gravedad.

La forma de la cortina está definida por arcos con ejes elípticos de espesor constante y ensanche circular en los estribos del lado de aguas abajo.

El desague de fondo se ubica en el bloque central a la cota 1433-m.s.n.m., su cámara de maniobra se encuentra aguas abajo completamente afuera del cuerpo de la cortina. La reducida dimensión de la abertura, que será blindada, no afecta sensiblemente el comportamiento estático de la bóveda y por lo tanto no se le considero en los cálculos.

Las características principales de la cortina fueron descritas en el capítulo II, solo el coeficiente de esbeltez es el que se toma con valor de 5, en la figura 1 (de la página siguiente) se puede observar donde se coloca el coeficiente de esbeltez de Zimapán

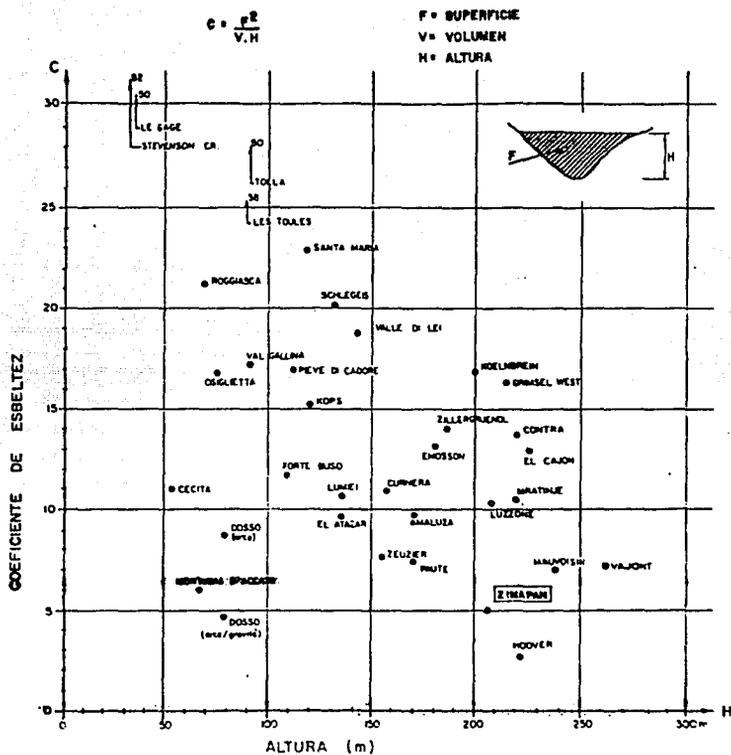


FIG.1
ALTURA Y COEFICIENTE DE ESBELTEZ DE VARIAS
CORTINAS DE ARCO Y ARCO - GRAVEDAD

respecto a otras cortinas de arco en el mundo.

IV.1.- METODOLOGIAS DE CALCULO.

El método de cálculo utilizado deriva del método tradicional de los "arcos-ménsulas" o "Trial Load Method" pero con varias adaptaciones y complementos que han sido desarrollados para tener en cuenta el efecto de la torsión y de otros efectos secundarios. El método llega a ser un proceso de cálculo que integra, con gran precisión, las ecuaciones diferenciales de las bóvedas gruesas a las cuales las presas de arco obedecen.

IV.1.A.- EL METODO DE LOS "ARCOS-MENSULAS" SIN EFECTO DE LA TORSION.

El método de los arcos-ménsulas generalmente utilizado consiste :

- En subdividir la estructura de la cortina en un cierto número de arcos horizontales de espesor unitario y en una serie de ménsulas verticales dispuestas radialmente.
- En considerar inicialmente toda la carga hidroestática actuante sobre los arcos y.
- En imponer la coincidencia de las deformaciones entre los arcos y las ménsulas en los puntos comunes de dichos elementos - (nudos) con la introducción de cargas hiperestáticas distribuidas.

Para proceder como antedicho se establece un sistema de ecuaciones lineales donde los términos de carga están representados por las diferencias de las deformaciones de los arcos cargados y de las ménsulas sin carga, mientras que los coeficientes del sistema son las deformaciones de los arcos y de las ménsulas bajo el efecto de la carga unitaria distribuída en forma triangular.

Por lo tanto las condiciones siguientes deben ser satisfechas:

respecto a otras cortinas de arco en el mundo.

IV.1.- METODOLOGIAS DE CALCULO.

El método de cálculo utilizado deriva del método tradicional de los "arcos-ménsulas" o "Trial Load Method" pero con varias adaptaciones y complementos que han sido desarrollados para tener en cuenta el efecto de la torsión y de otros efectos secundarios. El método llega a ser un proceso de cálculo que integra, con gran precisión, las ecuaciones diferenciales de las bóvedas gruesas a las cuales las presas de arco obedecen.

IV.1.A.- EL METODO DE LOS "ARCOS-MENSULAS" SIN EFECTO DE LA TORSION.

El método de los arcos-ménsulas generalmente utilizado consiste :

- En subdividir la estructura de la cortina en un cierto numero de arcos horizontales de espesor unitario y en una serie de ménsulas verticales dispuestas radialmente.
- En considerar inicialmente toda la carga hidroestática actuante sobre los arcos y.
- En imponer la coincidencia de las deformaciones entre los arcos y las ménsulas en los puntos comunes de dichos elementos (nudos) con la introducción de cargas hiperestáticas distribuidas.

Para proceder como antedicho se establece un sistema de ecuaciones lineales donde los términos de carga están representados por las diferencias de las deformaciones de los arcos cargados y de las ménsulas sin carga, mientras que los coeficientes del sistema son las deformaciones de los arcos y de las ménsulas bajo el efecto de la carga unitaria distribuida en forma triangular.

Por lo tanto las condiciones siguientes deben ser satisfechas:

$$\Delta \text{arcos}_i = \Delta \text{ménsula}_i \quad \text{o} \quad \delta a_i = \delta m_i$$

$$P_i = P \text{ arco}^i + P \text{ ménsula } i \quad \text{o} \quad P_i = P a_i + P m_i$$

Estas condiciones significan que en cada punto i (nudo) las deformaciones de los arcos (a) son iguales a aquellas de las ménsulas (m) y que la carga exterior que actúa sobre la estructura se reparte entre arcos y ménsulas.

El cálculo puede limitarse a hacer coincidir las deformaciones radiales o en considerar también las deformaciones tangenciales; en este último caso hay que introducir también los casos de carga unitarios tangenciales.

Hay que considerar también que las ménsulas tienen una sección trapezoidal debida a la curvatura del arco y además son definidas por superficies elicoidales.

Se admite que tengan espesor unitario a lo largo del cilindro de referencia, lo que permite, colocando las ménsulas una al lado de la otra, de ocupar todo el volumen de la estructura sin dejar ningún hueco ni doble ocupación.

IV.1.B.- CONSIDERACION DE LA TORSION.

Es conocido que en el comportamiento estático de cáscaras o cúpulas, una parte de la presión viene absorbida por el efecto de torsión, además de la acción de los arcos y de las ménsulas.

Esto significa que una parte de las cargas se transmite en dirección diagonal, por efecto de los momentos de torsión.

Se puede por lo tanto decir que :

- En el caso de una simple compensación radial de las deformaciones, se supone que la carga exterior se transmite a los cimientos en las solas direcciones vertical y horizontal.

- En el caso de compensación radial y tangencial la carga exterior se transmite a los cimientos por efecto de membrana de un arco o otro y de una ménsula a otra por el camino más breve. - Hay por lo tanto una transmisión de fuerzas desde arriba hacia abajo, según arcos inclinados.
- Introduciendo el efecto de torsión se considera el hecho que no solamente los esfuerzos de corte tangenciales, pero también los momentos de torsión, contribuyen a transmitir las cargas en una dirección que es casi perpendicular a los cimientos.

La manera más simple para tomar en cuenta también el efecto de la torsión parecería ser aquella de hacer coincidir los ángulos de rotación de dos elementos que se cruzan.

Los momentos de torsión (torque) que se generan en las ménsulas deberían hacer resultar que el ángulo de rotación, en su eje, correspondiera a rotación del arco en su propio plan y reciprocamente. Es sobre este principio que se basa el método "Trial Load" generalmente empleado.

Sin embargo hay que considerar que las rotaciones de los elementos de la cáscara no son independientes de los desplazamientos, pero que son, en cambio, funciones derivadas de estos últimos. Quiriendo seguir el principio adoptado por el "trial-load" se introducen en el sistema de ecuaciones lineales, al mismo nivel, los desplazamientos y contemporáneamente sus derivadas. Las rotaciones son consideradas por lo tanto variables independientes; mientras que no pueden serlo con respecto a las deformaciones radiales. Pensamos que algunas de las dificultades que se encontraron con este método se debe justamente a este hecho. Por esta razón preferimos operar con otra metodología. La presión

hidroestática total puede repartirse entre arcos, ménsulas y efecto de torsión de la siguiente manera:

$$P_i = P_{\text{arco}_i} + P_{\text{ménsula}_i} + P_{\text{torsión}_i}$$

que puede también escribirse:

$$P_{\text{arco}_i} + P_{\text{ménsula}_i} = (P_i - P_{\text{torsión}_i})$$

Por otro lado se tiene siempre:

$$\delta_{\text{arco}_i} = \delta_{\text{ménsula}_i}$$

Se puede entrever que el sistema de ecuaciones lineales queda idéntico a aquel que se tenía para el cálculo sin efecto de la torsión cuando se reemplaza al carga exterior P_i con la expresión:

$$P^*_i = P_i - P_{\text{torsión}}$$

Se obtiene por lo tanto el mismo resultado si, en lugar de aplicar sobre la estructura real la presión exterior total, se aplica a una estructura sin resistencia torsional una presión reducida de la contribución del efecto de la torsión.

Por otro lado se entiende fácilmente como la carga de torsión " $P_{\text{torsión}}$ " pueda calcularse a partir de las deformaciones de la superficie mediana de la estructura o mejor de sus derivadas.

Es posible elaborar entonces una rutina de iteración que procede de la forma siguiente:

- 1) Calcula la estructura con el método de los arcos-ménsulas (Trial-load) sin efecto de la torsión (con el sólo compenso radial y tangencial).

- 2) A partir de las deformaciones obtenidas, cálculo de la carga de torsión (parte de la carga absorbida por torsión).
- 3) Nuevo cálculo de la estructura con el mismo sistema de ecuaciones de punto 1, pero con una carga exterior (por ejemplo presión del agua) reducido de P torsión.
- 4) De vuelta al punto 2 y repetición del cálculo hasta que no se haya obtenido una convergencia satisfactoria.

Una vez que se obtiene la repartición de la presión, se calculan los esfuerzos y las deformaciones según los métodos usuales de la estática

Estos mismos métodos permiten obtener también los coeficientes del sistema de las ecuaciones lineales, o sea las deformaciones de los arcos y de la ménsula bajo el efecto de cargas unitarias triangulares.

El conjunto de operaciones necesarias al cálculo de una cortina de arco, que se han presentado en forma muy breve, se realiza con una serie de programas de cálculo electrónicos desarrollados por nuestra Oficina de Ingeniería y actualmente operante en una computadora VAX 6000/ 410 de la Digital Equipment.

IV.1.C.- LAS DEFORMACIONES DE LOS CIMIENTOS.

Muchos sistemas de cálculo que derivan de la metodología "Trial - load" hacen coincidir cada punto del cimiento de un arco con uno de una ménsula con el objetivo de introducir en esa zona una incógnita hiperestática.

Esta disposición tiene el inconveniente de aumentar el número de las incógnitas y también, de imponer una repartición irregular de las ménsulas que no se justifica desde el punto de vista del

comportamiento estático de las presas de arco.

Por esta razón nuestro método abandona la condición usual y prevé para los arcos y ménsulas puntos de cimientos independientes entre sí, libremente escogidos por el diseñador.

Con el artificio de cálculo que considera el comportamiento tridimensional a bóveda de las presas de arco, se pueden transformar los coeficientes de deformación de los cimientos para cada elemento. De esta forma se toman en cuenta las reacciones que se ejercerían en ese mismo punto de los cimientos por el elemento contiguo (si existiera), de manera que la estructura pueda verdaderamente trabajar como bóveda.

En efecto es necesario que las deformaciones del arco y de la ménsula en el punto de coincidencia del cimiento, sean compatibles - con las deformaciones del conjunto de la superficie del cimiento. El cálculo de los coeficientes de deformación unitarios de los cimientos se ejecuta con las formulas usuales de Bussinesq y del Bureau of Reclamation oportunamente perfeccionadas para tener en cuenta lo antedicho y también de la discontinuidad que existe a las dos extremidades de la superficie de apoyo de la cortina.

IV.2.- DATOS BASICOS.

Para el cálculo estático se admitieron los siguientes valores:

- Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
- Módulo de elasticidad de la roca $E_r = 3.75 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
- Razón entre módulos de elasticidad $E_c/E_r = 0.80$
- Coeficiente de Poisson de la roca 0.2
- Peso específico concreto $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$
- Peso específico agua $\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$

- Peso específico del azolve $\gamma_a = 1.4 \text{ t/m}^3$
- Aceleración sísmica horizontal 0.21 g

IV.3.- MODELO DE CALCULO.

En la figura 2 (de la página siguiente) se presenta como se subdividió la cortina en arcos y ménsulas para el cálculo estático.

Se consideraron 10 arcos y 6 ménsulas con un total de 41 nudos en los cuales se respetan las condiciones de congruencia de las deformaciones.

Los 10 arcos se numeraron desde arriba hacia abajo con 1-101, 2-102,... hasta 10-110.

Las ménsulas se numeraron con 200, 300, 400, 500, 600 y 700. En la misma figura 1 se indica también la superficie desarrollada de los cimientos cuyas dimensiones son de 19 m de ancho por 414 m de largo.

Estas dimensiones permiten determinar los coeficientes de deformación de los cimientos según las formulas del Bureau of Reclamation adaptadas a nuestro programa de cálculo.

Cada uno de los elementos estructurales, arcos y ménsulas, se subdividen en partes o planchuelas como puede apreciarse en la figura 3.

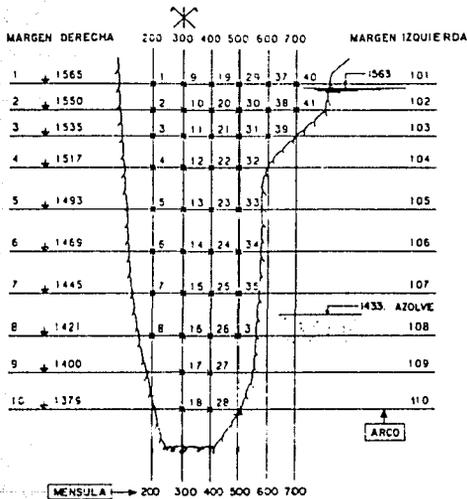
Estas planchuelas son siempre perpendiculares al eje de referencia del arco o ménsula al cual pertenecen. Las solicitaciones que resultan del cálculo son las máximas o sea aquellas que actúan en la dirección del parámetro.

Por definición de cálculo las solicitaciones máximas se refieren a la cota del eje de referencia del elemento y no a la cota donde actúan realmente (Véase figura 3).

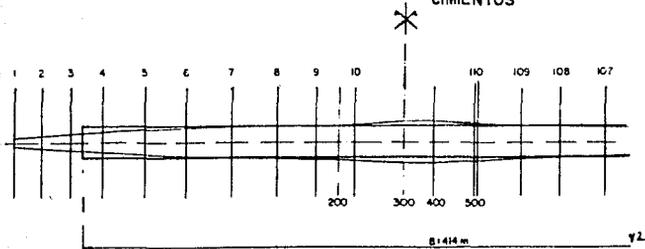
PROYECTO DE EJECUCION
 ZIMAPAN - HGO - MEXICO
 DISPOSIZIONE ARCHI-MENSOLE PER CALCOLO STATICO

Fig. 2

1:2000



PLANTA DESARROLLADA
 CIMENTOS



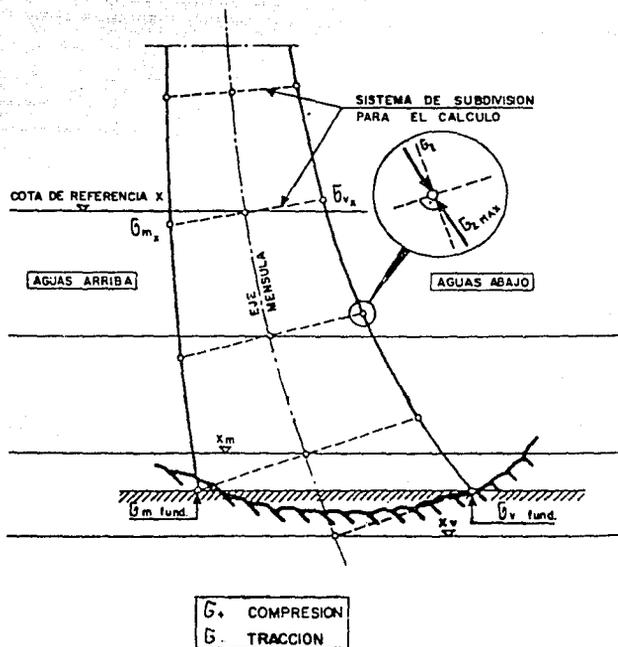


FIG.3 DEFINICION SOLICITACIONES

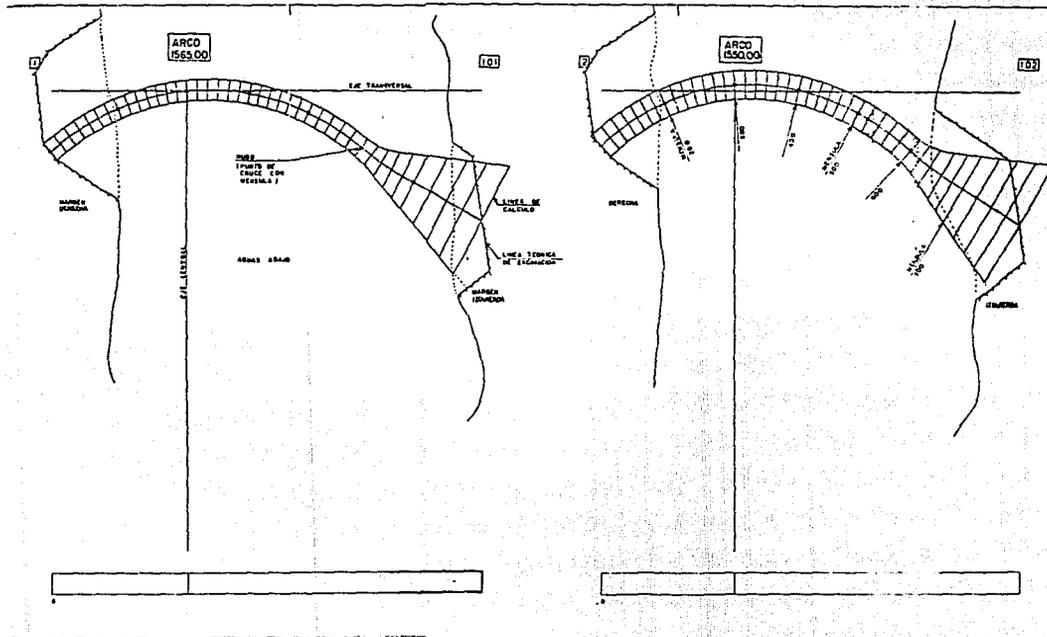


FIG.4 GEOMETRIA DE ARCOS 1565 Y 1550

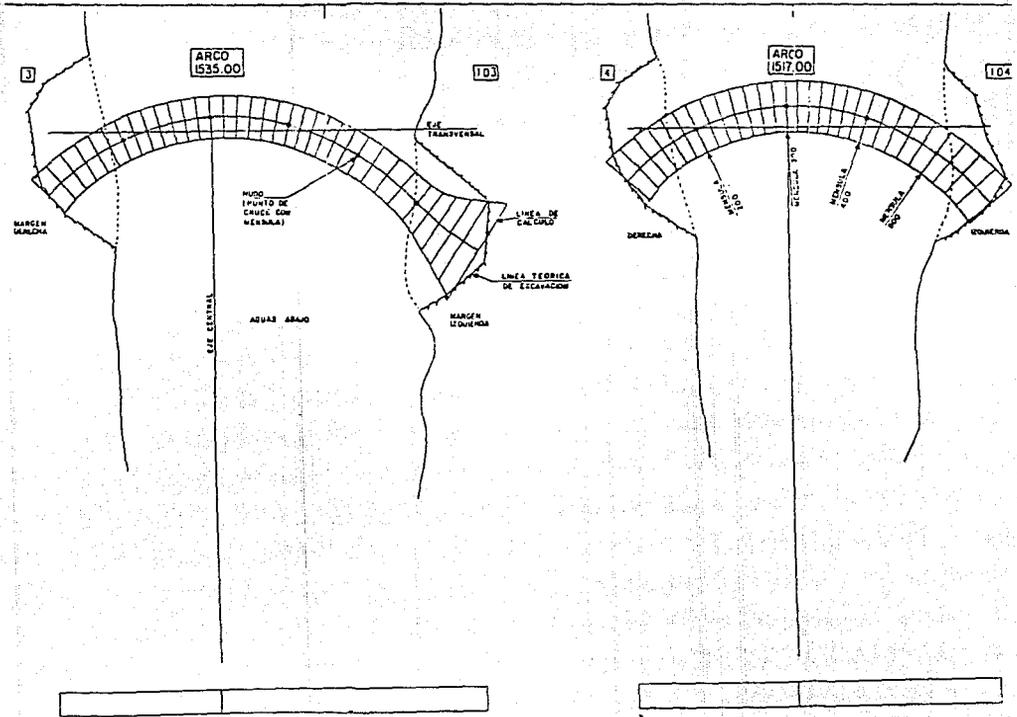


FIG.5 GEOMETRIA DE ARCOS 1535 Y 1517

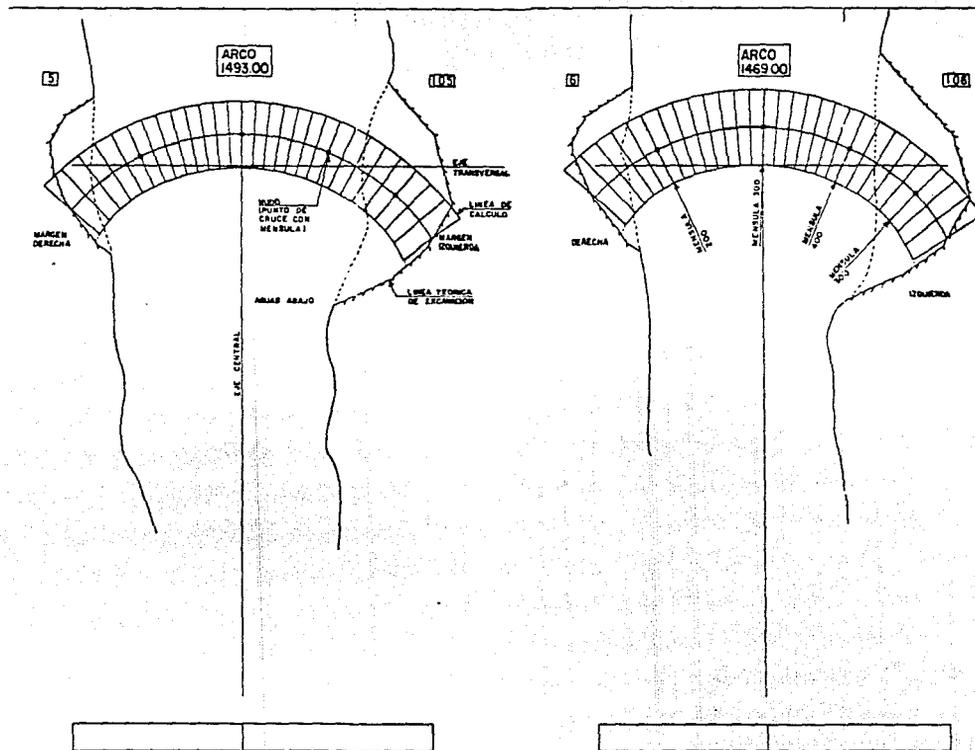


FIG. 6 GEOMETRIA DE ARCOS 1493 Y 1469

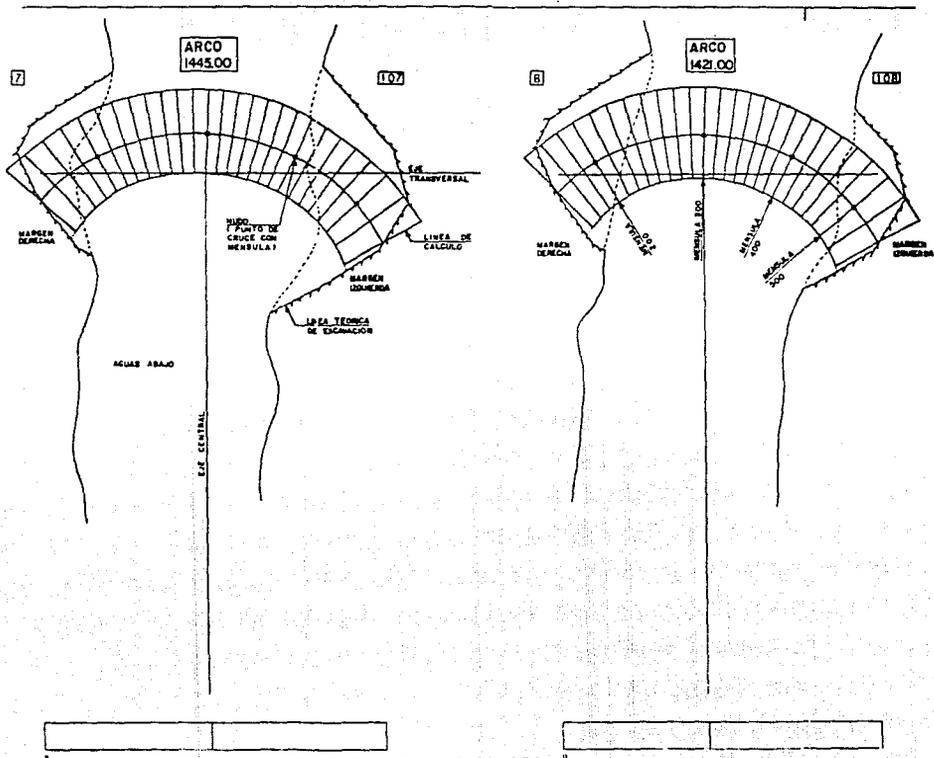


FIG.7 GEOMETRIA DE ARCOS 1445 Y 1421

PROYECTO DE EJECUCION
ZIMAPAN - HCO - MEXICO
ARCHI - GEOMETRIA

1:500

L. O. B. A. R. D. I. S. A. S.
INGENIEROS CONSULTORES

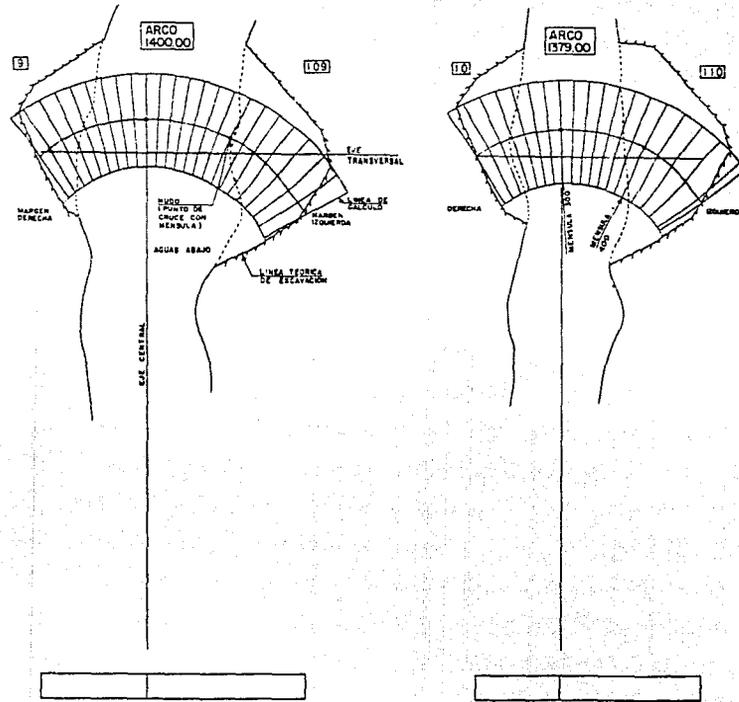


FIG.8 GEOMETRIA DE ARCOS 1400 Y 1379

En las figuras 4, 5, 6, 7, y 8 se representó la geometría de los 10 arcos considerados. En cada arco se pueden apreciar: la subdivisión en planchuelas (que forman una retícula) y los nudos o puntos de cruce con las ménsulas.

En la figura 9 se presentan las 6 ménsulas con la respectiva subdivisión y los nudos o puntos de cruce con los arcos.

IV.4.- CALCULO ESTATICO.

IV.4.A.- CASOS DE CARGA.

Se examinaron los siguientes casos de carga:

- Embalse vacío (efecto del sólo peso propio bajo la hipótesis de sello de las juntas de contracción entre bloques, al final de la construcción de la cortina).
- Embalse lleno (nivel a la cota 1563 m.s.n.m).
- Nivel de sedimentos en el embalse hasta la cota 1433 m.s.n.m.
- Efecto de terremoto con embalse lleno (nivel a cota 1563 m.s.n.m) considerando una aceleración sísmica de 0.21 g.

Para el caso de carga embalse vacío se consideró la hipótesis de sello de las juntas de contracción entre bloques al final de la construcción de la cortina. Esta primera hipótesis no corresponde a la realidad de la obra ya que está actuando un programa acelerado de construcción para permitir un llenado anticipado del embalse.

Habría entonces que examinar en una fase siguiente y cuando se conozcan los programas definitivos de:

- vaciado,
- enfriamiento,
- sello de las juntas y

- llenado del embalse

nuevamente este caso de carga.

Por las mismas razones no se analizó el caso de terremoto con embalse vacío.

Los varios casos de carga fueron oportunamente sobrepuestos para formar las siguientes combinaciones de carga.

A) Embalse vacío, ménsulas libres.

B) Embalse lleno, con peso propio y depósito de sedimentos (azolve).

C) Embalse lleno, con peso propio, depósito de sedimentos y efecto del terremoto.

IV.4.B.- RESULTADOS PRINCIPALES.

La computadora elabora, para cada caso de carga y para cada combinación de carga, los resultados en forma de tablas y diagramas. Los diagramas de fácil y más rápida interpretación son aquellos que representan:

- Las deformaciones de la cortina, de los arcos y de las ménsulas.
- Las solicitaciones de los arcos y ménsulas en los dos parámetros.

∇_v = Sigma v = aguas abajo y ∇_m = Sigma m = aguas arriba.

Combinación de carga A

El en diagrama 10 se presentan las solicitaciones de las ménsulas por efecto del peso propio; los arcos no están obviamente solicitados.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Las solicitaciones máximas de compresión se observan a la cota 1449 de la ménsula 200 y a la cota 1435 de la ménsula 300 donde alcanzan el valor de 40.2 kg/cm^2 en el parámetro aguas abajo.

Las solicitaciones máximas de tracción se encuentran en la ménsula 200 (margen derecha) y alcanzan el valor de 3.9 kg/cm^2 en el parámetro aguas arriba.

Combinación de carga B

Para esta combinación de carga se anexan los siguientes diagramas:

- deformaciones radiales y tangenciales
- arcos solicitaciones horizontales (kg/cm^2)
- ménsulas solicitaciones verticales (kg/cm^2)
- esfuerzos y direcciones principales parámetro aguas arriba (kg/cm^2)
- esfuerzos y direcciones principales parámetro aguas abajo (kg/cm^2)

En el diagrama 11 se presentan las deformaciones radiales, tangenciales y verticales de la cortina vista desde aguas abajo.

En el diagrama 12 se representaron las deformaciones de cada ménsula; en la parte superior se representan las deformaciones radiales mientras que en la parte inferior las tangenciales.

A la cota 1480 de la ménsula 300 se aprecia la deformación radial máxima de $31,500 \text{ t/m}$ correspondiente a 10.5 mm . En realidad los gráficos dan el producto de la deformación por el módulo de elasticidad.

Considerando un módulo de $3 \text{ millones de } \text{t/m}^2$ se obtiene entonces la deformación correspondiente ($31,500 \text{ t/m} \div 3 \times 10^6 \text{ t/m}^2 = 10.5 \times 10^{-3} \text{ m} = 10.5 \text{ mm}$).

La deformación tangencial máxima se observa a la cota 1415 hacia los apoyos y se acerca a 10,000 t/m correspondiente a 3 mm.

En el diagrama 13 se representaron las solicitaciones a lo largo de los arcos de cálculo. Se puede apreciar que las tracciones son bien bajas, de 8.8 kg/cm² en la clave del arco 10-1010 a cota 1379 en el paramento aguas abajo, mientras que son de sólo 3.5 kg/cm² sobre el paramento aguas arriba.

La compresión máxima se observa en los apoyos del arco 7-107 (cota 1445) aguas abajo con un valor de 62.3 kg/cm². En clave aguas abajo la compresión máxima alcanza los 56.6 kg/cm².

En el diagrama 14 se representan las solicitaciones verticales a lo largo de las ménsulas. Las tracciones máximas son muy bajas y alcanzan apenas los 1.9 kg/cm².

Las compresiones máximas se observan en los cimientos de la ménsula 400 y llegan a los 53.9 kg/cm².

En los diagramas 15 y 16 se representaron las trayectorias de los esfuerzos principales en el paramento aguas arriba y aguas abajo reflejando los resultados antedichos.

Las tracciones principales aparecen de la cortina y aumentan a medida que se baja hacia el fondo del valle.

Combinación de carga C.

Esta combinación de carga corresponde al caso límite con terremoto ya que se considera una aceleración de 0.21 g.

También para este caso se anexan los mismos tipos de diagramas de la combinación anterior para poder compararlos y apreciar el efecto que produciría un terremoto de tal magnitud.

En el diagrama 17 se representan las deformaciones radiales, tangenciales y verticales de la cortina (es análogo al diagrama 11 para el caso B).

En el diagrama 18 (análogo al diagrama 12) se representan las deformaciones radiales y tangenciales de cada ménsula. La deformación radial máxima se observa en la ménsula 300 a cota 1440 con 40,200 t/m, correspondiente a 13.4 mm para un módulo de elasticidad de 3×10^{-6} r/m². Las deformaciones tangenciales máximas aparecen en la parte baja de los apoyos y son del orden de 12,700 t/m correspondiente a 4.2 mm.

En el diagrama 19 (análogo al diagrama 13) se representan las solicitaciones horizontales en los 10 arcos calculados. Las tracciones máximas se observan en el arco más bajo y alcanzan 10.8 kg/cm² en la zona central de paramento aguas abajo. La tracción máxima - en los apoyos son de apenas 6 kg/cm².

La compresión máxima aguas arriba es de 72 kg/cm² y en los apoyos, agua abajo, alcanza los 79.7 kg/cm².

En el diagrama 20 (análogo al diagrama 14) se representan las solicitaciones verticales a lo largo de las ménsulas. La forma de los diagramas es bien normal y no amerita observaciones. La tracción máxima es de apenas 2.8 kg/cm² mientras que la máxima compresión es de 59.6 kg/cm², en los cimientos de la ménsula 400.

En los diagramas 21 y 22 (análogos a los diagramas 15 y 16) se representan las trayectorias de los esfuerzos principales en el paramento aguas arriba y aguas abajo.

En el paramento aguas arriba se notan las compresiones máximas en

el eje de la cortina y una ligera tracción de 4.2 kg/cm^2 en correspondencia del bloque de apoyo en la margen izquierda.

En el parámetro aguas abajo las tracciones se observan en la zona central y aumentan hacia la parte inferior de la cortina.

Las compresiones máximas se observan al contrario hacia los apoyos.

IV.4.C.- RESUMEN DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS DEL CALCULO ESTATICO.

En el cuadro (de la página siguiente) se detallan las solicitaciones máximas obtenidas con el cálculo estático.

Se puede decir que las solicitaciones máximas para el caso de combinación de carga A embalse vacío no amerita observaciones.

Para la combinación de carga B las solicitaciones máximas se observan en el parámetro aguas abajo con una compresión de 62.3 kg/cm^2 y una tracción de 8.8 kg/cm^2 mientras que la tracción aguas arriba alcanza apenas 3.8 kg/cm^2 .

Para la combinación de carga C con terremoto se aprecia que la tracción máxima aumenta de 2 kg/cm^2 aguas abajo y de 2.5 kg/cm^2 en los cimientos aguas arriba. La compresión aumenta de 13.8 kg/cm^2 - en el parámetro aguas abajo en los cimientos.

IV.4.D.- ANALISIS COMPLEMENTARIO.

En el diagrama 23 se representaron las fuerzas resultantes del cálculo estático, para las combinaciones de carga B y C, además en un cuadro se da la magnitud de las fuerzas por metro lineal de cimientos.

Se puede apreciar de la figura que la dirección de las fuerzas que transmite la cortina se acerca mucho a la dirección del eje del cañón en particular en la parte baja de la margen izquierda.

Solicitaciones en kg/cm ²					
Combinación de carga	Paramento agua arriba		Paramento agua abajo		
	Compresión	Tracción	Compresión	Tracción	
A Embalse vacío, ménsulas libres	-	-	-	-	Arco
	45.9*	-3.9	40.2	-	ménsula
B Embalse lleno 1563 m.s.n.m., azolve a 1432 m.s.n.m.	56.6	-3.5*	<u>62.3(*)</u>	<u>-8.8</u>	Arco
	47.8	-	53.9(*)	-1.9	ménsula
C Embalse lleno 1563 m.s.n.m., azolve a 1432 m.s.n.m., terremoto = 0.21 g	72.0	-6.0(*)	<u>76.1</u>	<u>-10.8</u>	Arco
	48.2	-	59.6	-2.8	ménsula

(*) en los cimientos

Este comportamiento de la cortina de Zimapán no es diferente a lo habitual en bóvedas de este tamaño. Pero en Zimapán, siendo las -- paredes del cañón practicamente verticales, estas fuerzas quedan superficiales aún alejándose de los apoyos.

Las fuerzas actúan sobre un pilar triangular de roca practicamente vertical delimitado por las discontinuidades subverticales y la pared del cañón. El exámen de la estabilidad de este pilar fue objeto de un análisis aparte y se presenta en una nota separada.

En la figura 24 y 25 se representaron las fuerzas que actúan sobre el bloque de apoyo en la márgen izquierda para la combinación de - carga B (embalse lleno a 1563 m.s.n.m.). En el cálculo se introdujo

también la subpresión bajo la hipótesis muy prudente de ineficacia contemporánea de la pantalla de inyección y de los drenes.

La fuerza resultante tiene una dirección favorable a la estabilidad siendo la componente longitudinal bien menor que la transversal -- (6 veces menor). Por otro lado la fuerza vertical permite desviar la resultante hacia los cimientos. El ángulo de incidencia de la resultante con el plano de los cimientos es también favorable para la estabilidad del bloque.

Bajo la combinación de carga C con terremoto, se consideró una aceleración sísmica de 0.21 g con dirección transversal al bloque que es el más desfavorable para la estabilidad.

También para esta combinación resulta que las fuerzas tienen una buena orientación y garantizan la estabilidad.

En la figura 26 se representaron las fuerzas resultantes del peso propio que actúan en los bloques 4 y 5 del apoyo de la margen izquierda. Se examinó la estabilidad de estos dos bloques en el caso que se construyan anticipadamente y en forma independiente, respecto a los otros bloques de la cortina. Los resultados muestran que las fuerzas activas en dirección del plano de cimientos son de --- 10'600 t para el bloque 4 y de 11'780 t para el bloque 5. Estas fuerzas serán contrastadas por las fuerzas pasivas debidas al rozamiento y la cohesión.

Admitiendo un ángulo de rozamiento de 45° entre concreto y roca y una cohesión nula, el coeficiente de seguridad al deslizamiento -- sería mayor de 1.3.

En la figura 27 al peso propio se agregó la fuerza horizontal debida al efecto del terremoto con la dirección del posible deslizamiento. En este caso límite las fuerzas activas en dirección del plano de los cimientos son de 13'700 t para el bloque 4 y de 15'140 t --

para el bloque 5. Para el equilibrio, en caso de terremoto, es necesario que exista una cohesión entre roca y concreto de por lo menos 4.5 t/m^2 bajo el bloque 4 y de 3.5 t/m^2 bajo el bloque 5.

La estabilidad durante la construcción deberá analizarse en detalle una vez que se conozca el programa de vaciado de la cortina y la -- necesidad de realizar anticipadamente los bloques 4 y 5.

PROYECTO DE EDUCACION
 ZIMAPAN - HGO - MEXICO
 PERSELE - SOLLECITAZIONI
 CENSILE PAVIO - PESO PROPIO
 111000

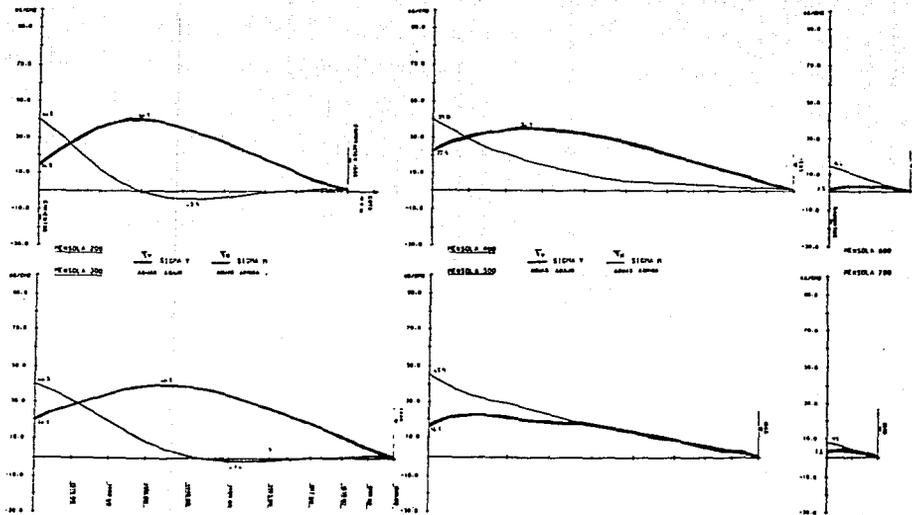


FIG. 10 SOLLECITAZIONE DE MENSULAS POR EFECTO DEL PESO PROPIO CASO A

PROYECTO DE EJECUCION

ZIMAPAN - HGO - MEXICO

DEFORMAZIONI RADIALI - TANGENZIALI - VERTICALI (E.δ)

EMBALSE LLENO - NIVEL 1563 M.S.N.M.

AZOLVE - NIVEL 1433 M.S.N.M. - TERREMOTO ACC. 0.21 g

1:2000 0 40000 T/M
0 13 MM

DEFORMAZIONI EFFETTIVE PER EB = 3000000 T/M²

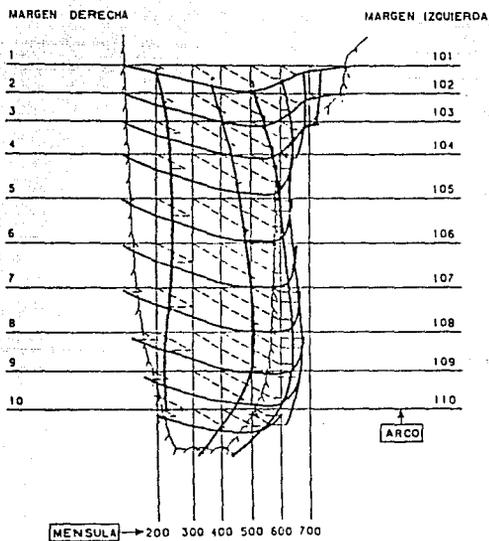


FIG. II DEFORMACIONES RADIALES TANGENZIALES Y VERTICALES
CASO B

PROYECTO
 ZIMAPAN - HCD - MEXICO
 DEFORMAZIONI RADIALI E TANGENZIALI (E-B)
 EMBALSE LLENU - NIVEL 1503 M.S.N.M.
 C.U.S.V. - NIVEL 1433 M.S.N.M.
 1:2000

DEFORMAZIONI TANGENZIALI C.B. 11/70 I CH. = 3800.0
 DEFORMAZIONI EFFETTIVE PER ES = 300000 T/M

DEFORMAZIONI RADIALI C.B. 11/70 I CH. = 10000.0
 ES = 300000 T/M

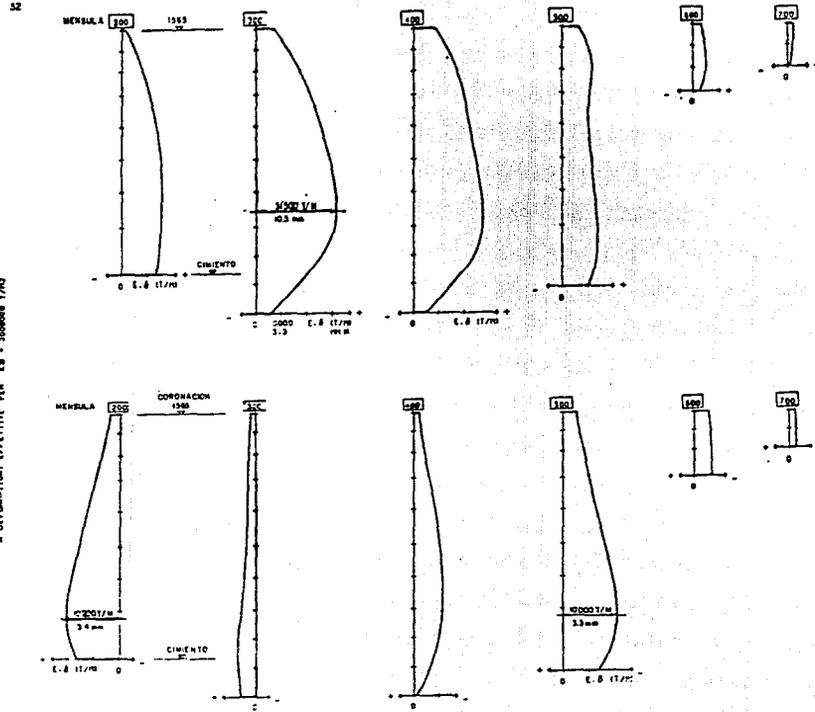


FIG.12 DEFORMAZIONI RADIALI E TANGENZIALI CASO B

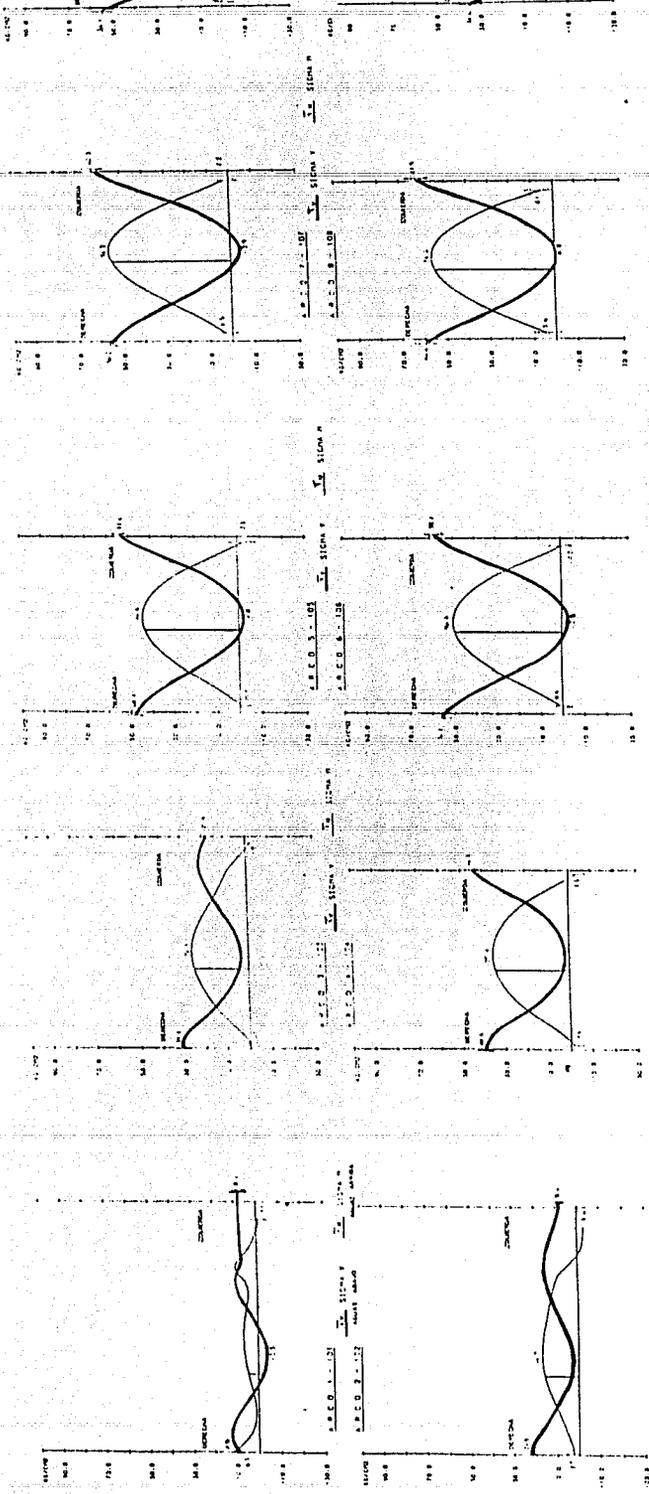


FIG 13 SOLICITACIONES A LO LARGO DE LOS ARCOS DE CALCULO CASO B

PROYECTO DE EJECUCION
 ZIMAPAN - HCD - HESTICO
 OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL
 EMPALME LLERENO - HUEL 1343 S.R.H.M.
 HUEL - HUEL 1343 S.R.H.M.
 111000

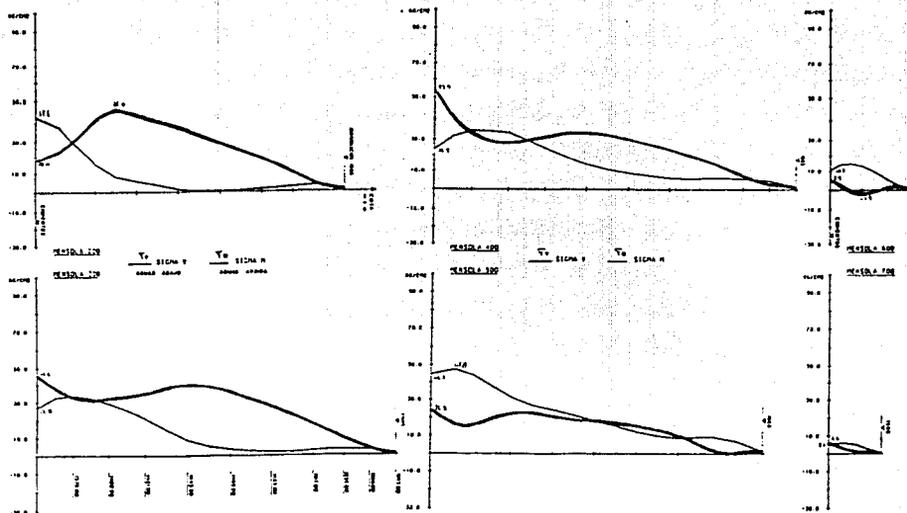
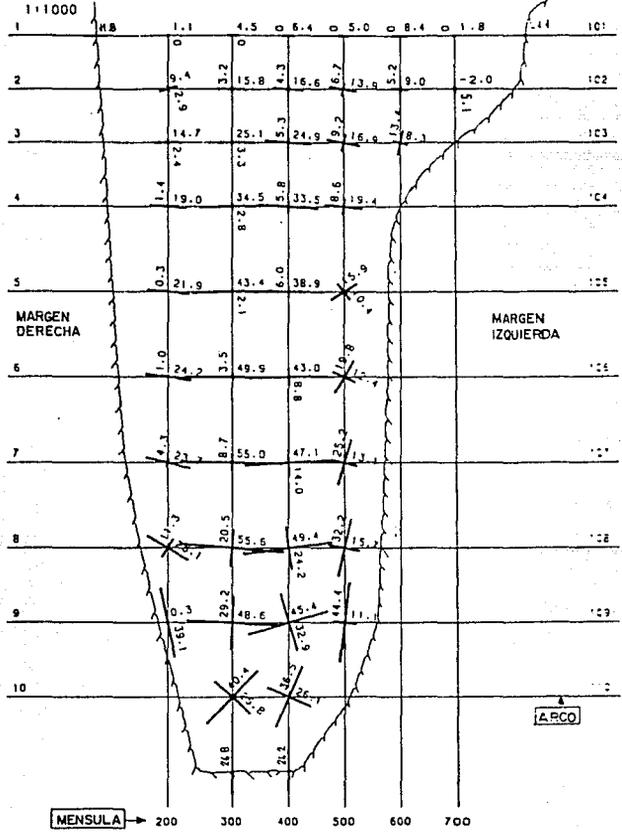


FIG.14 SOLICITACIONES VERTICALES A LO LARGO DE LAS MENSULAS CASO B

Fig. 15

PROYECTO DE EJECUCION
 ZIMAPAN : HGO - MEXICO
 TENSIONI PRINCIPALI - PARAMENTO MONTE - (KG/CM²)
 EMBALSE LLENO - NIVEL 1563 M.S.N.M.
 AZOLVE - NIVEL 1433 M.S.N.M.



PROYECTO DE EJECUCION
ZIMAPAN - HGO - MEXICO
DEFORMAZIONI RADIALI - TANGENZIALI - VERTICALI (E.δ)
EMBALSE LLENO - NIVEL 1563 M.S.N.M.

AZDLVE - NIVEL 1433 M.S.N.M.

1:2000 0 20000 T/M
 0 7 MM

M DEFORMAZIONI EFFETTIVE PER EB = 3000000 T/M2

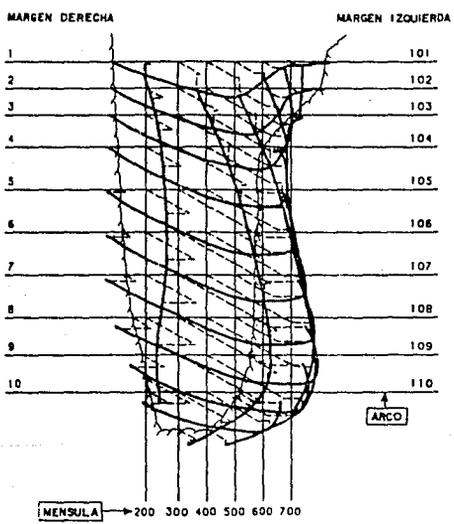


FIG.17 DEFORMACIONES RADIALES TANGENZIALES Y VERTICALES
CASO C

PROYECTO DE EJECUCION
 CUMAPAN - HGO - MEXICO
 DEFORMAZIONI RADIALI E TANGENZIALI
 ENFALSE LLERO - NIVEL 1383 M.S.N.M.
 MOQUE - NIVEL 1413 M.S.N.M. - TEMPERADO ACC. 0.21 e
 1:3000

DEFORMAZIONI TANGENZIALI 1.8 11/mm 1.01 = 18000.0
 a deformazioni radiali 18 = 300000 11/mm

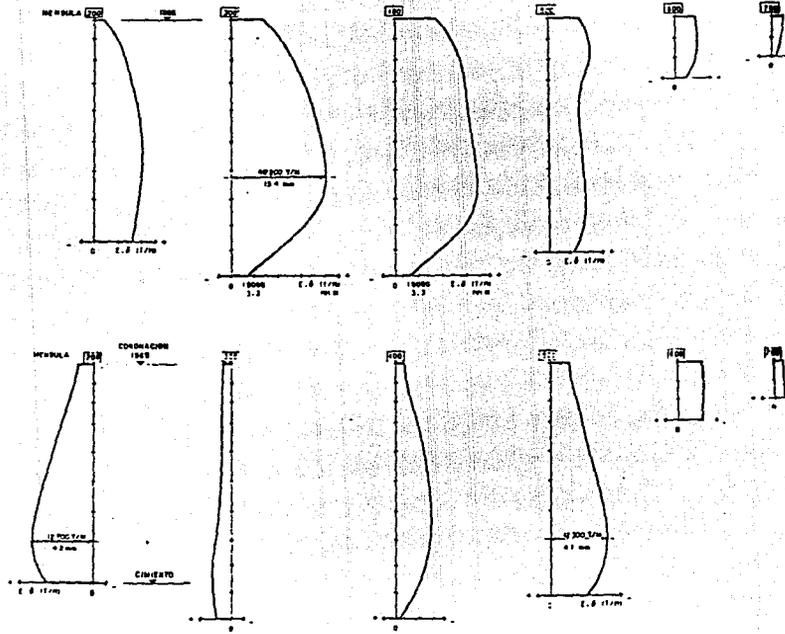


FIG. 18 DEFORMACIONES RADIALES Y TANGENCIALES DE CADA MENSULA CASO C

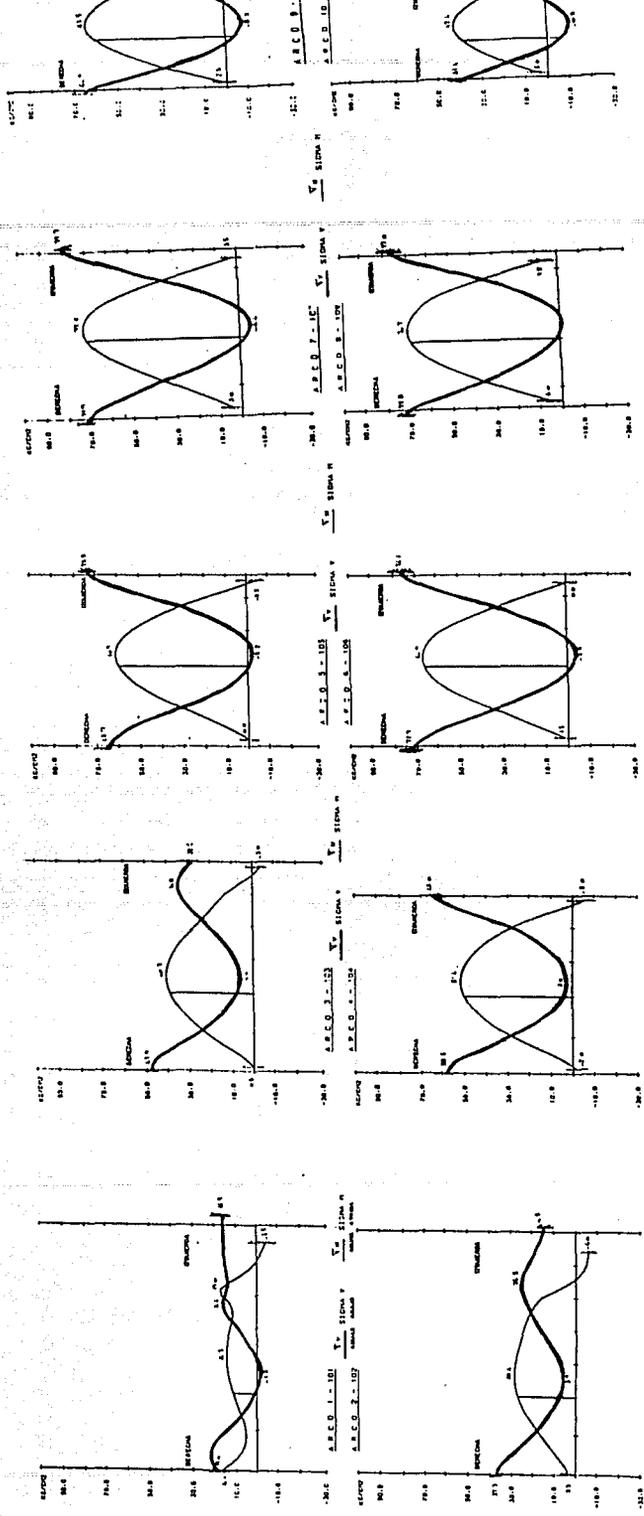


FIG. 19 SOLICITACIONES HORIZONTALES DE LOS ARCOS DE CALCULO CASO C

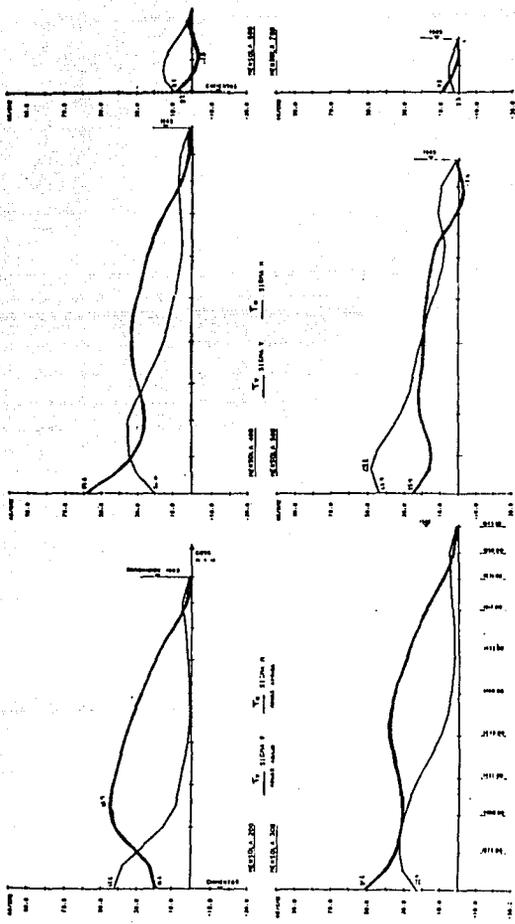


FIG.20 SOLICITACIONES VERTICALES A LO LARGO DE LAS MENSULAS CASO C

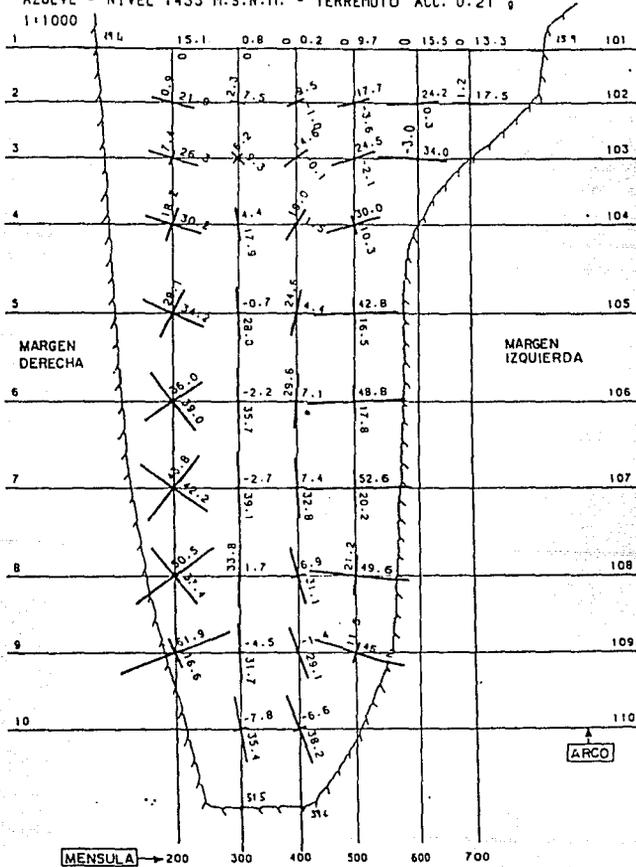
INGENIERIA DE ESTRUCTURAS
 FUNDACIONES Y ESTRUCTURAS DE ACERO
 1960

PROYECTO DE EJECUCION
 ZIMAPAN - HGO - MEXICO
 TENSIONI PRINCIPALI - PARAMENTO VALLE - (KG/CM²)
 EMBALSE LLENO - NIVEL 1563 M.S.N.M.

FIG. 22

AZOLVE - NIVEL 1433 M.S.N.M. - TERREMOTO ACC. 0.21 g

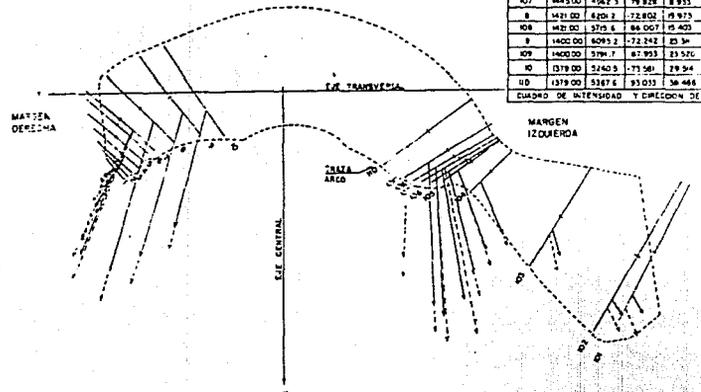
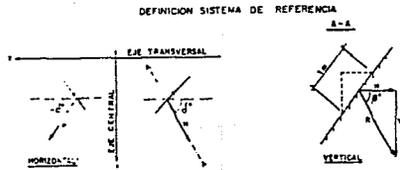
1:1000



PROYECTO DE EJECUCION
ZIMAPAN - HGO - MEXICO

Fig. 23

1500



ARCOS	NYVEL	R (1)	α°	75°	R (2)	c'	i	β°
1	1548.00	585.6	79.147	0.000	906.7	-352.3	2.000	
101	1548.00	809.4	58.945	0.000	1018.2	67.53	0.000	
2	1530.00	877.6	-41.082	9.481	1033.3	-43.454	6.938	
102	1530.00	737.4	53.336	19.980	1163.3	62.762	11.804	
3	1536.00	1443.4	-80.158	11.377	2270.3	-54.474	9.091	
103	1536.00	1380.4	74.934	39.941	1959.9	77.247	28.783	
4	1517.00	3240.7	-84.841	14.826	3779.9	-137.173	9.847	
104	1517.00	2444.0	63.336	4.899	3147.0	63.512	3.928	
5	1493.00	3281.6	-62.989	12.244	4472.9	-61.238	10.804	
105	1493.00	3157.9	70.175	4.445	4198.8	70.444	4.455	
6	1469.00	4282.7	-63.200	17.217	5625.2	-63.289	11.184	
106	1469.00	4086.6	75.758	7.335	5182.1	75.868	6.788	
7	1445.00	5333.2	-63.457	14.214	6346.6	-65.172	13.156	
107	1445.00	4923.3	79.828	8.255	5545.8	79.151	8.487	
8	1421.00	6261.2	-72.802	19.875	7811.7	-73.548	18.253	
108	1421.00	5725.6	84.007	15.403	6321.8	85.178	14.254	
9	1402.00	6093.2	-72.242	25.34	7357.0	-71.813	21.783	
109	1402.00	5791.7	87.953	25.526	6310.9	87.747	21.682	
10	1378.00	3240.5	-71.561	29.24	4715.8	-73.218	23.034	
110	1378.00	3187.6	83.015	34.468	5152.7	82.507	33.520	

CUADRO DE INTENSIDAD Y DIRECCION DE LAS RESULTANTES

LEYENDA:
 ———— EMBALSE LLENDO NYVEL 1563 + ADDUVE NYVEL 1533
 - - - - - EMBALSE LLENDO NYVEL 1563 + ADDUVE NYVEL 1533 + TERMINADO ACC. 02/8

FIG.23 FUERZAS RESULTANTES PARA EL CASO B y C

ZIMAPAN - HGO - MEXICO
 APOYO IZQUIERDO 1:500
 EMBALSE LLENO - NIVEL 1563. M.S.N.M

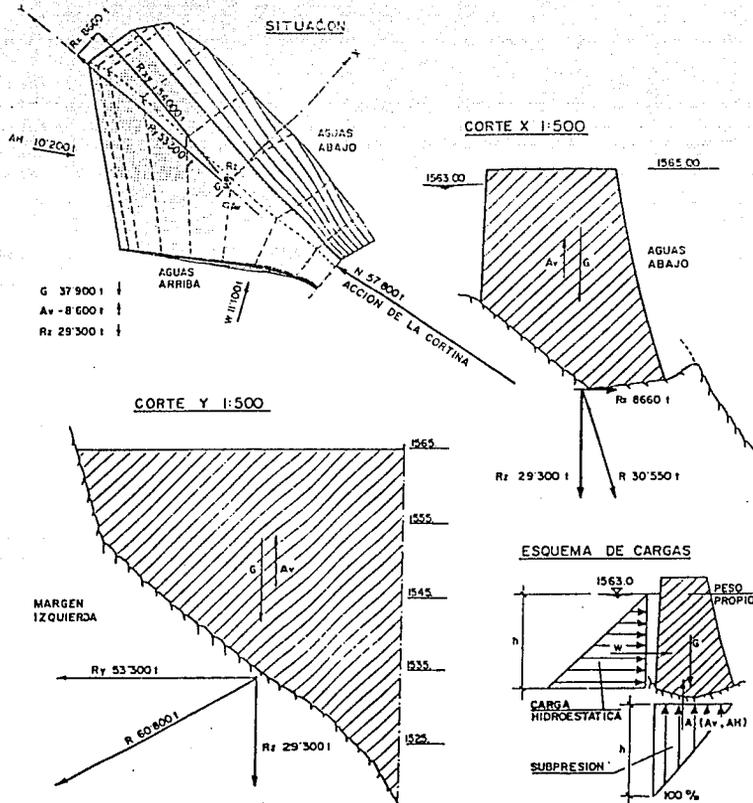


FIG.24 FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BLOQUE 5

ZIMAPAN - HGO - MEXICO

APOYO IZQUIERDO

1:500

EMBALSE LLENO - NIVEL 1563. M.S.N.M. + TERREMOTO ACC. 0.21 g

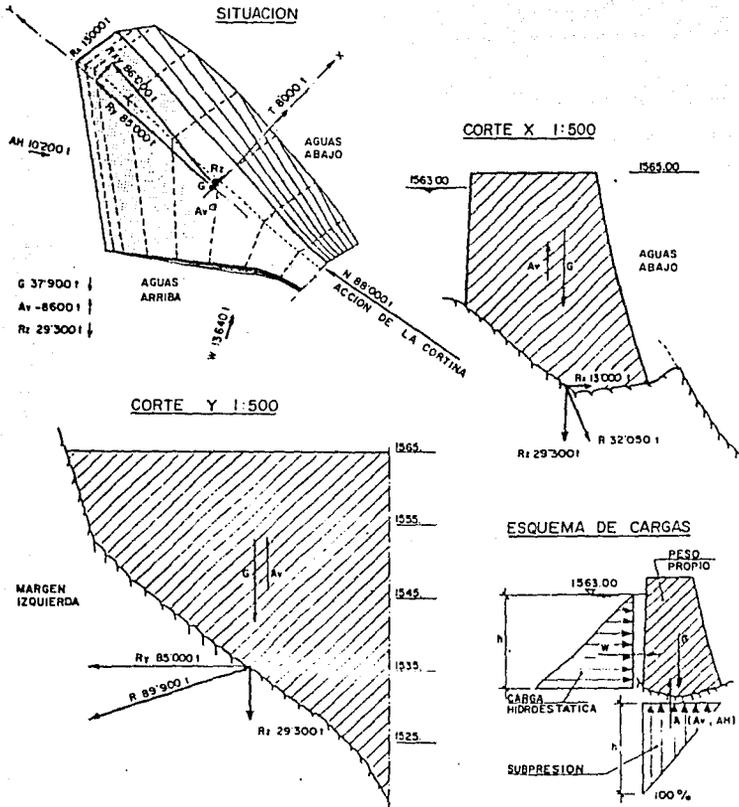


FIG. 25 FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BLOQUE 5 CASO B

ZIMAPAN - HGO - MEXICO
 APOYO - IZQUIERDO 1:500
 EMBALSE YACIO

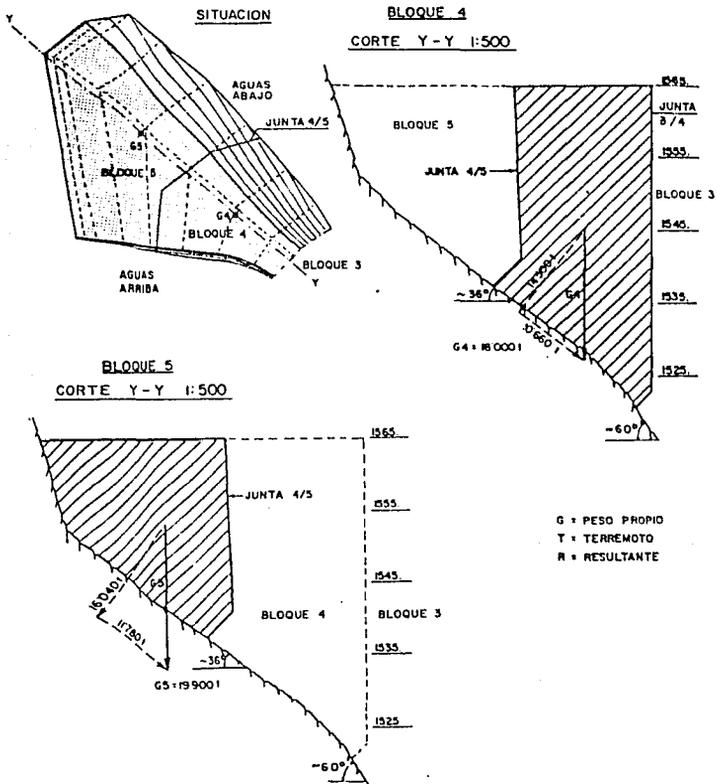


FIG. 26 FUERZAS RESULTANTES DE PESO PROPIO EN BLOQUES 4 y 5

ZIMAPAN - HGO - MEXICO

APOYO IZQUIERDO 1:500

EMBALSE VACIO + TERREMOTO ACC. Q.21 g

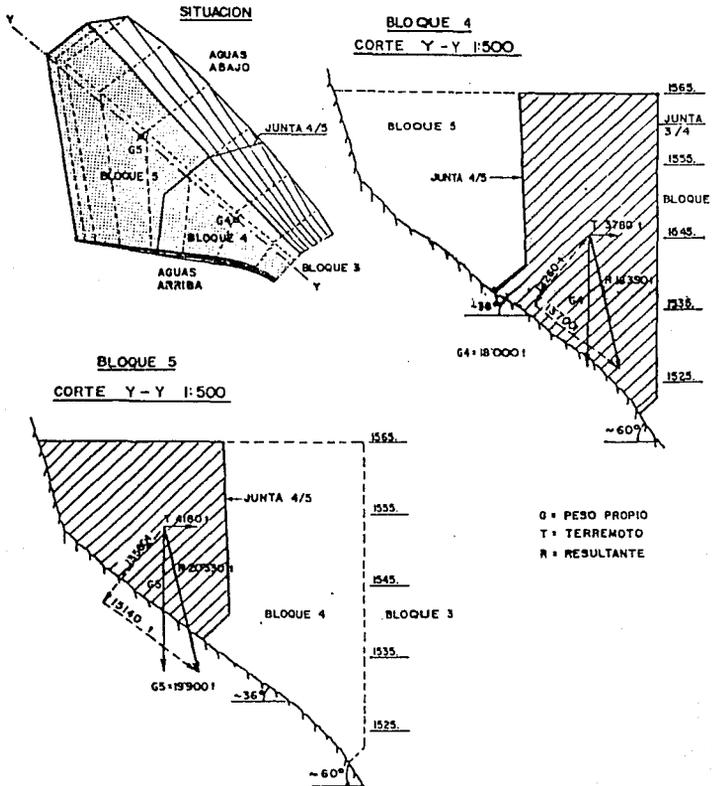


FIG.27 RESULTANTE DEL PESO PROPIO MAS FUERZA HORIZONTAL DE TERREMOTO

C A P I T U L O
V
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Dada la importancia del tipo de obra a ejecutar como lo es la cortina arco bóveda de concreto masivo, es importante presentar la descripción de cada uno de los diferentes materiales a utilizar en esta obra, ya que algunos de ellos requieren de algunas especificaciones, fuera de lo comunmente conocidas.

Así mismo dentro del proceso constructivo desarrollado en cada frente, es de gran importancia mencionar algunos de los equipos utilizados en la ejecución de los trabajos de construcción así como de el equipo utilizado para la inspección y mantenimiento de tan importante estructura.

Es por ello que el presente capítulo presenta una subdivisión de dos partes.

V.I.- MATERIALES DE CONSTRUCCION.

V.I.A.- CEMENTO.

Se ha previsto emplear cemento puzolánico elaborado con clinker portland tipo I y un contenido de 25% de puzolana. Aún cuando se sabe que este contenido de puzolana puede conducir a que se manifieste una excesiva pérdida prematura de revenimiento en el concreto fresco, tomando en cuenta la experiencia con otros cementos locales que contienen puzolanas naturales. Se estima que lo más conveniente para elaborar concreto sería disponer de un cemento puzolánico hecho con clinker tipo II y un contenido de 15 a 20% de puzolana. De no ser factible contar con el clinker tipo II, podría admitirse el clinker tipo I pero sin exceder el 20% de puzolana.

Dadas las características, es imprescindible realizar pruebas con el objeto de :

- 1) 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.
- 2) Comprobar la compatibilidad del cemento con el aditivo reductor de agua y retardador del fraguado que se pretende utilizar.
- 3) 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 que abandone la planta en que se produzca, es recomendable la presencia permanente de un inspector en fábrica, tal como ha sido costumbre en las grandes obras de concreto de C.F.E., con la función adicional de servir de enlace entre el fabricante y la obra, y mantener a ésta informada acerca de las condiciones de suministro. Como parte de un programa de aseguramiento de calidad que es conveniente implantar para el concreto de la cortina, todo cemento destinado a ésta debe ir acompañada de un certificado de calidad respaldada por el fabricante y asignado por el representante del comprador.

V.I.B.- AGREGADOS.

Los agregados se producirán por trituración y molienda de la roca caliza que se obtendrá de la explotación de una cantera en el banco denominado Yethay, cuya calidad ha sido aprobada y de la cual se dice que no es reactiva con los álcalis porque no contiene zonas con rocas dolomíticas, Sin embargo, a fin de prevenir cualquier contingencia en este aspecto, es conveniente que durante la explotación de la cantera exista la supervisión permanente de un geólogo.

De acuerdo con el arreglo general de la planta de producción de agregados que se halla en curso de instalación, el proceso de reducción-

de tamaño de la roca está considerado en cuatro etapas básicas :

- 1) Trituración primaria con una quebradora de quijadas, que se alimentará con bloques hasta de 800 a 1000 mm para reducirlos a tamaños menores de 200 mm,.
- 2) Trituración secundaria con una trituradora de impacto que deberá alimentarse con fragmentos entre 38 y 200 mm para ser reducidos a tamaños menores de 76 mm,.
- 3) Trituración terciaria con una trituradora de cono, presumiblemente alimentada con fragmentos hasta de 38 mm para reducirlos a tamaños de arena gruesa (1.2-4.8 mm).
- 4) Molienda con un molino de barras, alimentado con fragmentos hasta de 19 mm para producir los tamaños finos de la arena (0-1.2 mm).

En términos generales se considera que el sistema de reducción está bien planteado y que los equipos propuestos en cada etapa son adecuados, Únicamente se tiene duda en cuanto a si el tamaño de los fragmentos con que se pretende alimentar la trituración terciaria no resulta excesivo, ya que por tener un alto factor de reducción puede conducir a una mala forma en las partículas gruesas de la arena, con sus correspondientes repercusiones en el comportamiento de las mezclas de concreto (cohesión, sangrado, etc.). Se sugiere que este aspecto de la forma de partícula, tanto en la arena como en las gravas, sea motivo de verificación en cuanto se inicie la producción de los agregados, a fin de solicitar oportunamente los ajustes que procedan.

Debido a la elevada capacidad de producción de agregados de esta instalación (más de 200 ton/hora) es necesario que el sistema de verificación de calidad sea rápido y eficaz, y para ello resulta-

indispensable contar en el sitio con facilidades adecuadas al ritmo de la producción. Esto implica poder instalar en un lugar inmediato a la planta, una caseta de control con el equipo de laboratorio necesario y el personal suficiente. En esta caseta deben efectuarse rutinariamente aquellas pruebas que se admitan como parámetro de la calidad de los agregados en el curso de la producción, y que pueden ser:

- 1) Granulometría, incluyendo contaminación de sub y sobre tamaños,
- 2) Forma de partículas (partículas planas y alargadas, coeficiente de forma) .
- 3) Limpieza (finos indeseables).

Estas pruebas deben efectuarse más frecuentemente al principio de la operación de la planta, a fin de obtener la información requerida para hacer los ajustes adecuados en el proceso. Una vez regularizada la producción puede reducirse significativamente la frecuencia de las pruebas de forma y de limpieza, conservando como prueba de rutina más frecuente la determinación de la granulometría. Así mismo, debe prevenirse la ejecución de estas pruebas inmediatamente antes que los agregados entren a los depósitos de la planta de concreto.

Para definir los aspectos relativos al sistema de verificación de los agregados, es conveniente apegarse a un esquema de aseguramiento de calidad como el que se indica en la Fig 1, reglamentando métodos, sitios, frecuencia, medios de retroalimentación, etc.

V.I.C.- AGUA.

Se sabe que el agua prevista para la elaboración del concreto ha sido ensayada y aprobada, pero también se tiene conocimiento que las aguas superficiales de la región suelen presentar elevados índices

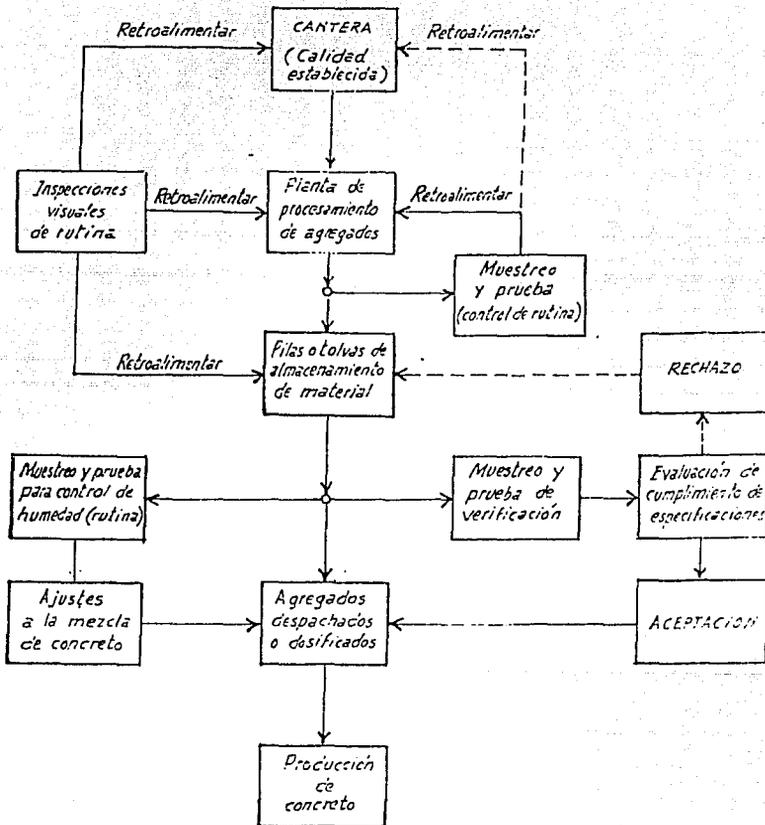


FIG. 1 ESQUEMA TÍPICO DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD DE LOS AGREGADOS.

de contaminación. Por tal motivo, es recomendable que exista un plan de muestreo y verificación periódica de la calidad del agua, el cual debe quedar contemplado dentro del programa general de aseguramiento de la calidad del concreto.

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

V.I.D.- ADITIVO.

Se planea utilizar en el concreto un aditivo reductor de agua y retardador del fraguado, el cual ha sido ensayado y aprobado. No obstante, tomando en cuenta la falta de certidumbre en cuanto el cemento, es necesario verificar el comportamiento de este aditivo cuando se disponga de un lote preliminar del cemento definitivo.

De igual modo que en el caso del cemento, todo lote de aditivo destinado a la obra debe ir acompañado de un certificado de calidad emitido por el fabricante, respaldado por el resultado de algunas pruebas escogidas como índices de calidad y realizadas por o bajo la supervisión del personal designado en el programa de aseguramiento de la calidad del concreto.

V.I.E.- CONCRETO.

La planta para la dosificación y mezclado del concreto es muy avanzada en su instalación, y sus características parecen ser 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) resulta imposible hacer la intercepción del concreto en forma manual para obtener muestras, por lo que se tiene que instalar un dispositivo operado mecánicamente. De no ser así, la alternativa consistirá en obtener las muestras de concreto directamente de la caja del camión de volteo ("dumprete") en que se transporta, lo cual no siempre permite la obtención de muestras representativas.

Para la ejecución de las pruebas de concreto fresco y la preparación de especímenes, se ha previsto la instalación de una caseta adjunta a la planta, tal como se acostumbra en estos casos. El personal adscrito a esta caseta no solamente debe tener a su cargo la ejecución de las pruebas al concreto que se produce, sino también la verificación de todos los aspectos relacionados con su elaboración (cantidades de materiales dosificados, tiempos de mezclado, etc) conforme deberá hallarse contemplado en el plan de aseguramiento de calidad.

El control de calidad del concreto suele complementarse con los resultados de pruebas al concreto, tanto recién mezclado como ya endurecido. Los resultados de las pruebas al concreto fresco son de obtención prácticamente inmediata, mientras que los del concreto endurecido pueden obtenerse a corto, mediano y largo plazo; los de corto plazo poseen menos grado de certidumbre pero son más oportunos, en tanto que con los de mediano y largo plazo sucede lo contrario. De conformidad con ello, y en busca de que el control posea un dinamismo acorde con el ritmo de producción del concreto, es aconsejable intensificar la frecuencia de las pruebas al concreto recién mezclado y las de corto plazo en el concreto endurecido, limitando al mínimo necesario las que producen resultados a mediano y largo plazo.

Las pruebas recomendables para juzgar las características del concreto recién mezclado, son: consistencia (revenimiento), temperatura,

peso volumétrico y análisis de composición. De éstas, el revenimiento y la temperatura son las más sencillas, rápidas e informativas, por lo que deben efectuarse con la máxima frecuencia que sea posible. La del peso volumétrico puede ser conveniente efectuarla cada vez que se elaboren especímenes de pruebas de concreto endurecido, y el análisis de composición puede limitarse a una vez por turno de trabajo.

La prueba más común en el concreto endurecido es la determinación de la resistencia a compresión simple en especímenes normalizados-sometidos a curado estándar, ensayados a la edad en que se especifica la obtención de la resistencia de proyecto. Para disponer de información preliminar acerca de la resistencia probable, es relativamente usual ensayar especímenes anticipadamente a 3 y/o 7 días, pero también pueden realizarse pruebas anticipadas a más corto plazo-en especímenes sometidos a curado acelerado por temperatura, conforme a alguno de los procedimientos del método ASTM C 684, cuyo resultados se obtienen entre 6 y 49 horas de edad según el procedimiento. En el caso del concreto para la cortina de esta obra, está previsto utilizar grava con tamaño máximo igual a 76 mm (3") con un proporcionamiento diseñado para cumplir con una resistencia de proyecto - $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a los 90 días de edad ($f_{cr} = 275 \text{ kg/cm}^2$ a 90 días, según consideraciones del laboratorio del Departamento de Materiales de la GIEC). Sin embargo, para poder establecer la resistencia que debe lograrse en los cilindros estándar de concreto cribado para fines de control en obra, es necesario definir si el proyectista consideró la obtención de esa resistencia de proyecto del concreto integral en espécimen cúbico o cilíndrico, ya que el diseño estrugural de la cortina fue realizado por una empresa europea. Para ilustrar la diferencia que puede suscitarse por este concepto, en -

la Fig 2 se comparan las dos posibilidades aplicando factores de relación en concreto con puzolana a los 90 días de edad.

Una vez definida la resistencia a compresión que debe producir el concreto cribado a los 90 días de edad para cumplir con las previsiones de diseño de la cortina, y conociendo la evolución de resistencia de este concreto en el curso de estos 90 días, puede establecerse dentro del programa de aseguramiento de calidad un plan de muestreo y prueba en cilindros estándar que incluya pruebas en curado acelerado y en curado normal a diferentes edades, con sus correspondientes niveles de resistencia requerida. De manera tentativa, y suponiendo que la resistencia de proyecto del concreto integral ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a 90 días) fue considerada para obtenerse en especímenes cilíndricos, en la Fig 3 se presenta la evolución probable de la resistencia de la mezcla de concreto integral y del concreto cribado, con sus correspondientes niveles de resistencia requeridos a diversas edades, aplicando factores de relación tomados de las consideraciones que aparecen en la Fig 3.

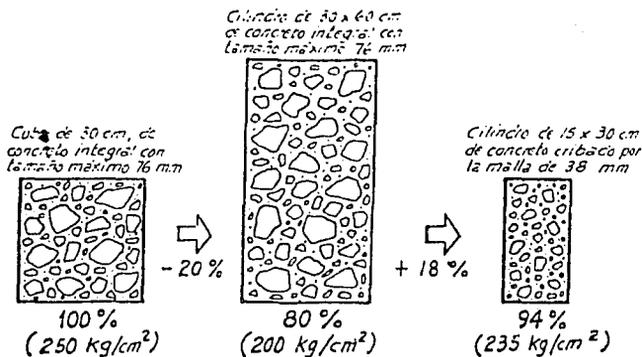
V.2.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

V.2.A.- TUNELES DE ACCESO PARA LA CORTINA

Debido a las condiciones geológicas y topográficas conformadas por bancos de caliza muy sana y resistente de notable potencia más o menos horizontales, fue necesario construir dos túneles de acceso, para las excavaciones de laderas, cada túnel se encuentra localizado, uno en la margen derecha con una longitud de 916.67 metros y otro en la margen izquierda con una longitud de 337.80 metros, ambos son de sección portal con 7.00 metros de ancho y 5.90 metros de altura, ambos túneles fueron atacados con equipo de barrenación denominados-Jumbos los cuales son muy similares a los track-drill y su diferencia estriba, en que el equipo Jumbo puede realizar más de 3 barre

HIPOTESIS (1)

Resistencia de proyecto $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ a 90 días, considerada en especímenes cúbicos de concreto integral:



Hipótesis (2)

Resistencia de proyecto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a 90 días, considerada en especímenes cilíndricos de concreto integral:

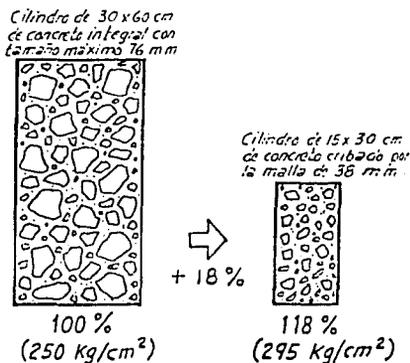


FIG. 2.- RESISTENCIAS QUE DEBEN CORRESPONDER AL CONCRETO CRIBADO POR MALLA DE 38 mm, A 90 DIAS, DE ACUERDO CON EL TIPO DE ESPECIMEN CONSIDERADO PARA DEFINIR LA RESISTENCIA DE PROYECTO.

Consideraciones:

Resistencia de proyecto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a 90 días, en concreto integral ensayado en cilindros de $30 \times 60 \text{ cm}$.

Especificación de resistencia de la obra: 85 % de las muestras debe dar una resistencia igual o mayor que f'_c (250 kg/cm^2).

Determinación de la resistencia promedio requerida (f_{cr}) en el concreto integral:

$$f_{cr} = f'_c + t \sigma \quad t = 1.04 \text{ (para } 15 \% < f'_c \text{)}$$

$$\sigma = 35 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sumado para iniciar los trabajos, puede ajustarse conforme a resultados obtenidos)}$$

$$\therefore f_{cr} = 250 + (1.04 \times 35) \approx 205 \text{ kg/cm}^2$$

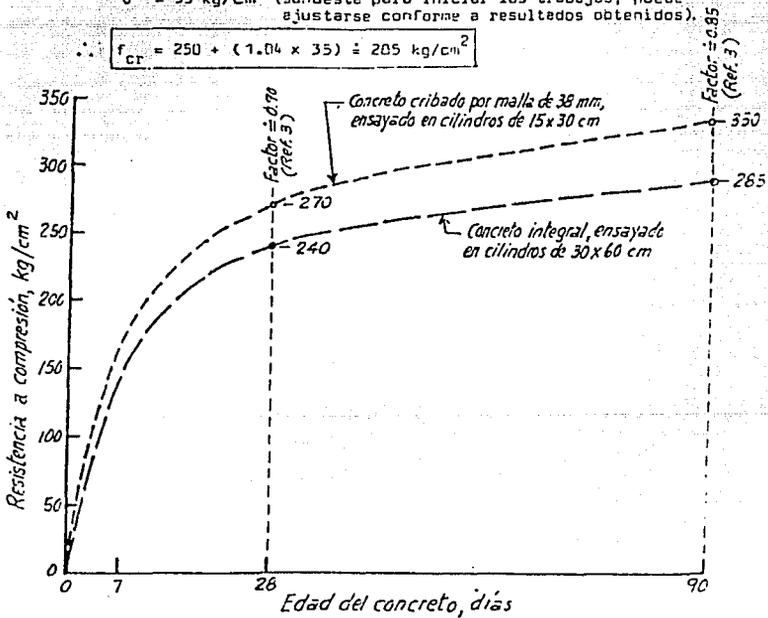


FIG. 3.- EVOLUCION PROBABLE DE LA RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA (f_{cr}) PARA CONCRETO INTEGRAL Y CRIBADO (CON - PUZOLANA).

nos al mismo tiempo y con diferentes grados de inclinación lo cual - provoca un avance mayor en la plantilla de barrenación la cual fue a 2.5 metros de profundidad, dicho equipo se muestra en fotografías - anexas.

Posteriormente a la terminación de la plantilla de barrenación se - procede a cargar con explosivos tipo gelatina en forma de salchicha, siendo estas de un peso de 0.118 Kilogramos cada una por lo que ento - nces el consumo de explosivos lo determinamos de la siguiente manera:

Consumo Explosivo= $\frac{\text{Peso total de explosivos}}{\text{Volumen Excavado}}$ (Kg/m³).

Posteriormente se procede a la colocación del fulminante adherido a los noneles para posteriormente hacer los amarres de unión de nonel - con el cordón primacord para por último unir con la cañuela o mecha - para iniciar el encendido para detonación.

posteriormente a la detonación se permite un tiempo de ventilación - de 25 a 30 minutos, para de inmediato iniciar el rezagado del mate - rial y así concluir el proceso de excavación. El proceso de rezagado - se realiza con equipo de sistema denominado, de vía cambio tipo cali - fornia y rezagadora dicho equipo se muestra en fotografías anexas, - también el rezagado se realiza con equipo de Pay Loder y Tractocamio - nes de volteo.

Para el caso en particular de la salida del túnel margen derecha pa - ra conexión con la corona de la cortina fue necesaria la construc - ción de una caverna de estabilización, se trata de un medio círculo de 45 metros de ancho 18 metros de profundidad y altura variable, - esta reforzada por 5 tendones de concreto armado para absorber los esfuerzos provocados al quedar la bóveda en cantiliver; cada tendon requirió de una galería de 2.80 metros por 2.80 metros de sección y 36 metros de profundidad, y su procedimiento constructivo se realizo en dos etapas.

Primer Etapa.

Inicialmente se realizo la construcción de una media caña de acceso a la galería número 1 y la excavación de dicha galería, posteriormente se realizo la construcción de una media caña de acceso a la galería número 5 y la excavación de esta galería hasta empezar las galerías números 2 y 3, enseguida se realizo la construcción de la media caña de acceso a las galerías números 2 y 3 y la excavación de estas galerías, inmediatamente despues se realizo la construcción de una media caña a la cota 1576 en los límites de la bóveda, con la misma continuidad se realizo la excavación exterior-interior de la galería de acceso en rampa de la cota 1576.00 a la 1568.80 para conectarse con el túnel de acceso margen derecha, continuando con la misma etapa se procedio a la excavación desde el túnel margen derecha de la galería de acceso, hasta conectarse con la galería de acceso que baja de la 1576.00 y como final de esta etapa se hizo el tratamiento de la pared frontal de la caverna por arriba de la cota 1578.00, para dar inicio a la segunda etapa.

Segunda Etapa.

En esta etapa se procedio al colado en las galerías 1,2 y 3, una vez terminados estos, se dio inicio a las excavaciones en las galerías 4 y 5 enseguida se inicio la excavación de la caverna desde la media caña a la elevación 1576.00 procediendo a su vez al tratamiento de refuerzo en bóveda a medida que el banqueo lo permita, enseguida se realizo el ensanche a sección de 4.0 X 4.0 metros en la galería de acceso empezando desde el túnel margen derecha, continuamente se realizaron banqueos verticales de 3.0 metros de altura desde la 1576.0 hasta la 1565.0, una vez concluidas estas actividades se dio inicio a los colados en las galerías 4 y 5, ya concluidos estos se

realizo el precorte en abanico de la pared de caverna y bóveda, dando seguimiento se ejecuto el tratamiento de la pared frontal de caverna por debajo de la elevación 1578.0 y hasta la elevación 1565.0- y finalmente para la conclusión de los trabajos en la caverna se realizaron la colocación de instalaciones como malacates, Anclajes, barandales etc. para poder dar inicio a las excavaciones en las laderas para empotramiento de la cortina, en la figura 4 se muestra una sección en corte y planta de la caverna así como de las galerías de estabilización de esta.

V.2.B.- EXCAVACION EN LADERAS.

Para la excavación de las laderas se utilizarón 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 metros, anclajes de diametro de $1\frac{1}{2}$ " con un patrón de 5X4 metros, de la elevación 1553 a la 1541 se efectuaron dos voladuras cada una de 6.0 metros, anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 2.5 x 2 metros y anclaje para recibir bloque número 5 de concreto, de la elevación 1541 a la elevación 1523 se efectuaron 3 voladuras cada una de 6.0- metros, anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 2 X 1.75 metros y anclaje para recibir bloque número 4, de la elevación 1523 a la 1493 se efectuaron 5 voladuras de 6.0 metros cada una, anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 5 X 4 metros, de la elevación 1493 hasta la 1373 se utilizarón anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 5 X 4 metros pero con altura de banqueos diferentes las cuales fueron de la elevación 1493 a la 1445 se efectuaron ocho voladuras de 6.0 metros, de la elevación 1445 a la 1418 se efec

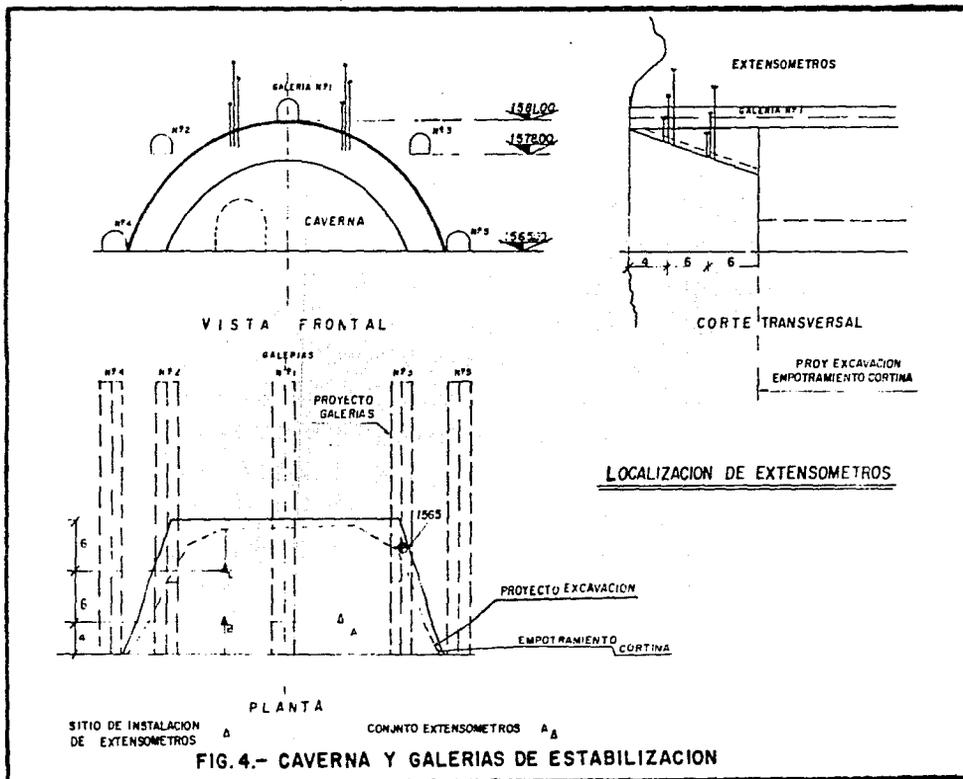


FIG. 4.- CAVERNA Y GALERIAS DE ESTABILIZACION

tuaron tres voladuras de 9.0 metros cada una y de la elevación 1418 hasta la 1373 se efectuaron 3 voladuras de 12 metros cada una y una de 6 metros, cabe aclarar que desde la elevación inicial (1565), hasta la 1493 el equipo para barrenar y rezagar se iba desplazando en una serie de banqueos escalonados y a partir de la elevación 1493 hasta la elevación 1373 aproximadamente, se fue desplazando mediante una grua de gran capacidad la cual se describe mas adelante.

En la ladera margen derecha de la elevación 1565 a la elevación 1523 se efectuaron siete voladuras de 6.0 metros cada una, anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 1.5 X 2.0 metros, de la elevación 1523 a la 1505 se hicieron dos voladuras de 9.0 metros cada una, anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 5 X 4 metros, de la elevación 1505 hasta la elevación 1373 se efectuaron 11 voladuras de 12 metros cada una, anclajes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con un patrón de 5 X 4 metros, cabe mencionar que durante los banqueos de 12 metros se tuvo la necesidad de hacer pequeñas voladuras de 1 ó 2 metros (moneos), ya que debido a la orientación de los estratos despues de cada voladura se tenía un acabado en la base del suelo en formas inclinadas lo cual no permitía el asentamiento del personal y equipo para trabajar satisfactoriamente, así mismo para el desplazamiento del equipo se fue haciendo mediante banqueos desde la elevación 1565 hasta la 1523 y de aquí 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, en la Fig 5 se muestra una sección de la excavación para empotramiento de las laderas.

Para todas las voladuras a cielo abierto utilizadas en las excavaciones de las laderas se utilizó equipo de barrenación los cuales consistieron en Tracks-Drill, posteriormente a la barrenación, se procedía a la carga y voladura de la primera mitad para el caso de -

banqueo, escalonado y movimiento del equipo, luego se realizaba el movimiento del equipo en sitio para enseguida efectuar la voladura de la segunda mitad y realizar el movimiento del equipo en sitio, posteriormente a las voladuras se ejecutaba el desplazamiento de el material producto de voladuras (rezagado), con equipo que consistía en tractores sobre orugas (Buldozer D-8) el cual se muestra en fotografía anexa, así mismo con equipo hidroneumatico que trabajaba con una salida de agua a gran presión, además de utilizar herramienta común como lo son picos, palas, barretas etc. Una vez concluido el rezagado se procedía a la colocación de anclas para tratamiento de la ladera, la profundidad de todas las anclas en promedio fueron de 9.00 m., estas anclas además de estar empotradas en las laderas se inyectaban con mortero (agua-cemento) con la inclusión de aditivo. Ya habiendose concluido esta actividad se realizaban por último las diversas instalaciones de agua, aire, eléctrica, escalera de seguridad etc.

Una vez que se iniciaba con el rezagado producto de las voladuras, el material era arrojado hacia el fondo de el cañon, lo cual ocasionó el acumulamiento de un gran volumen de rezaga, el cual tuvo la interferencia con los banqueos de las excavaciones de las laderas en la elevación 1417, por lo que se comenzo a retirar dicho material mediante equipo que consistía, en tractores sobre orugas Buldozer (D-8, D-9), cargador frontal y camiones fuera de carretera (Yukles) estos de gran capacidad (14-20 Tons) el cual se muestra en una fotografía anexa, esta actividad continuó hasta retirar todo el material del fondo del cañon aproximadamente a la elevación 1373, para de ahí iniciar la excavación para la cimentación de la cortina hasta encontrar roca sana, la profundidad de esta excavación es variable debido a que no se tienen estratos de roca bien

definidos, según barrenos de investigación se encuentran roca sana aproximadamente entre las elevaciones 1360 a 1365.

Una vez concluidas todas las excavaciones se procedió a la colocación del concreto en cimentación y formación de la cortina.

V.2.C.- CONSTRUCCION DE BLOQUES DE CONCRETO EN CORTINA.

Debido a las necesidades de la colocación (construcción) del concreto se requirió de la instalación de una grua en la margen izquierda, la cual apoyará en los trabajos de distribución del concreto através de un brazo giratorio de estructura metálica de celosía, su largo será de 100 metros para una capacidad aproximada de 20 toneladas en su distancia máxima.

Para la producción de la arena se cuenta con tres silos de 800 m^3 cada uno, por lo tanto se cuenta con 2400 m^3 , para el almacenamiento del cemento se cuenta con tres silos de 1500 toneladas, por lo que se tiene un almacenamiento total de 4500 toneladas, para el agua se cuenta con un tanque de 600 m^3 de almacenamiento, para el sistema de enfriamiento el cual se describirá más adelante se cuenta con una planta de hielo con capacidad de 3 ton/hr. de almacenamiento, para el agregado grueso se cuenta con 3 silos con capacidad de 800 m^3 cada uno, uno para el agregado de 3" a $1\frac{1}{2}$ ", otro para tamaños de $1\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ " y el último para tamaños de $\frac{3}{4}$ " a número 4 y para la elaboración del concreto se tiene una planta que está situada en la elevación 1555, la cual tiene una capacidad de producción de $120 \text{ m}^3/\text{hr}$ y cuenta con dos revolventoras con capacidad de 2.5 m^3 .

El transporte del concreto se realizará en camiones abiertos llamados dumpcretes los cuales tienen una capacidad de 8.0 m^3 para poder transportar 6.0 m^3 sin pérdidas en el trayecto, el cual se muestra

un dibujo en hoja anexa.

Una vez teniendo el equipo necesario se da inicio a los colados de los bloques de concreto en la cortina, las cuales consisten en 5 bloques en sección longitudinal, los colados se iniciaron con el bloque No 5 ya que es de dimensiones pequeñas en comparación con los bloques 1,2 y 3, este bloque (No 5) tiene la finalidad de ser el bloque de contacto, cortina-roca en la margen izquierda y una vez concluido este bloque se procede al colado del bloque No 4, así mismo cada uno de los bloques 4 y 5 podra iniciarse su colado antes de la terminación de las excavaciones para la cimentación ya que se tiene la facilidad de poder desplantarlos sobre la ladera margen izquierda, de igual forma estos bloques tendrán un anclaje adicional-concreto roca mediante anclas postensadas de 11.0 metros de longitud. Una vez concluidos estos bloques se procederá al desplante de cimentación de la cortina que abarca los bloques 1,2 y 3, la altura de tongada (altura por colado) será de 3.00 metros, desde el desplante de la cortina hasta la elevación 1508 la transportación del concreto será por el camino existente en la ataguía hasta seguir por dentro del cañon, con un tiempo de recorrido aproximado de 8 minutos y desde la elevación 1508 hasta la corona elevación 1565,- la transportación del concreto será por el túnel de acceso en la margen derecha hasta la plataforma de la caverna en la margen derecha con un tiempo de recorrido aproximado de 6.0 minutos; este camino se utilizará ya que para la elevación 1508 de tendido de concreto se cerrará el túnel de desvio y comenzará a formarse el embalse. La colocación del concreto será por medio de bachas de 6 m³ desde la descarga del camión hasta la colocación del concreto, este será mediante capas de 40 centímetros en forma escalonada para luego realizar el acomodo y compactación del concreto con tractor de

orugas y vibradores de inmersión, donde el alcance de la grúa no sea suficiente para cubrir todo el bloque 4 el concreto se colocará con bandas transportadoras "ROTEC"

En general los diferentes tiempos de ciclo utilizados son los siguientes:

Para la grúa el traslado de bacha de 6 m^3 es :

- Velocidad de izado con carga 70 m/min.
- Velocidad de izado sin carga 110 m/min.
- Velocidad de rotación $90^\circ/3$ minutos.
- Velocidad de translación 40 m/min.

Determinación de ciclos máximos y mínimos de la grúa

Los colados mayores son del orden de 1300 m^3 bloque 1.

Elev. 1442 m.s.n.m.

Area: 443 m^2

Volumen Total: 1328 m^3

T Descarga (incluye maniobras)		1.0 min.
T Giro 3 min.	}	Actividades
T Translación 40/40 1 min.		
T Izado 69/70 1 min.		
T Vaciado (incluye maniobras)		0.5 min.
T Descenso 69/ 110 1 min.	}	Actividades
T Translación 40/40 1 min.		
T Giro 90° 3 min.		
T Perdidos		1.0 min.
	Total	<u>10.0 min.</u>

Ciclos mínimos de grúa

T Descarga (incluye maniobras) 1.0 min.

T Giro 90°	3 min.	}	Actividades	
T Traslacion 40/40	1 min.			
T Izado 69/70	1 min.			Simultáneas 4.0 min.
T Vaciado (incluye maniobras)				0.5 min.
T Descenso 69/110	1 min.	}	Actividades	
T Traslación 40/40	1 min.			
T Giro 90°	3 min.			Simultáneas 0.5 min.
T Perdidos				1.0 min.
		Total		5.0 min.

Determinación de las producciones de Concreto máximas y mínimas - requeridas en funcion del tiempo de colocación.

Producción máxima requerida.

- Ciclo de colocación: 5 min.
- No. Bachas/hora: 60/5=12
- Volumen/hora = 12 X 6 = 72 m³/hora

Producción mínima requerida.

- Ciclo de colocación: 10 min.
- No. Bachas/hora: 60/10 = 6
- Volumen/hora: 6 X 6 = 36 m³/hora.

La máxima producción requerida es de 72 m³/hora inferior a la capacidad instalada de 120 m³/hora.

Determinacion de la máxima producción de agregados requeridos.

- 72 m³/hora X 1.15 ton/m³ = 82.8 ton/hora

Se tendrá una producción horaria menor a la instalada 200 ton/hora.

Determinación del número mayor de unidades requerido.

- Capacidad de la unidad: 6 m³
- Tiempo de ciclo de transporte: 16 min. ida y vuelta.

- Producción horaria máxima requerida: $72 \text{ m}^3/\text{hora}$
- Número de ciclos por unidad/hora: $1 \div 0.27 = 3$
- Volumen por unidad /hora = 18 m^3
- No. Unidades requeridas: $72/18 = 4$ unidades

Análisis de las capas en los máximos colados

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

Debido al tiempo requerido por capa será necesario colar en forma escalonada las capas de 40 cm para evitar juntas frías.

En la Fig No. 6 se presenta un esquema general de el equipo y el procedimiento constructivo antes descrito.

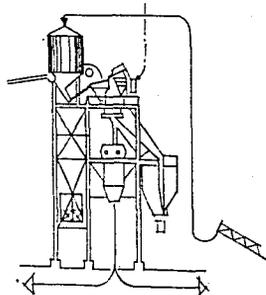
V.2.D.- SISTEMA DE ENFRIAMIENTO.

En el marco de los diseños definitivos de la cortina es necesario establecer los principios básicos del sistema de enfriamiento a ser respetados por el contratista.

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

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

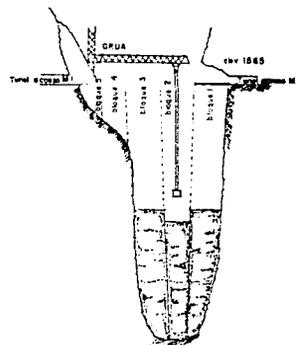
Los serpentines estarán formados por tubos colocados a una distancia de 1.50 m y cuyo diámetro interior será de 23 mm. El sistema de



PLANTA DOSIFICADORA DE
CONCRETO



CAMION DUMPCRETE PARA
TRANSPORTAR CONCRETO



COLOCACION DE CONCRETO
EN LA CORTINA

FIG. 6.- EQUIPO Y SISTEMA DE COLOCACION DE CONCRETO EN CORTINA

conexión previsto a las tuberías de alimentación y salida permite de invertir el flujo del agua de enfriamiento dentro de cada serpentín . Es 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 circulará entonces desde el paramento aguas arriba hacia el paramento aguas abajo. En la figura No 7 se presentan las características y disposición de los serpentines.

El enfriamiento será realizado por medio de dos sistemas:

- El sistema 1 utiliza como agua de enfriamiento agua industrial, cuya temperatura se considera igual a la temperatura del río.
- El sistema 2 utiliza como agua de enfriamiento agua refrigerada, cuya temperatura al ingreso del serpentín se asume tenga 6° C.

El principio de enfriamiento que se aplicará a la cortina, para cada tongada, será entonces en dos etapas.

La primera etapa de enfriamiento inicia el mismo día de el colado con la conexión del serpentín al sistema 1 y durará en forma continua por 59 días.

La segunda etapa de enfriamiento inicia al día siguiente, el sexagésimo, pasando al sistema 2 y durará hasta cuando la temperatura-promedio del concreto de la tongada alcanza los 19° C. De esta manera, cada día, todos los serpentines cambiarán dirección del flujo del agua garantizando un enfriamiento más uniforme de las tongadas.

El caudal de cada serpentín se asumió igual a 0.2 lts/s en ambos sistemas.

En las galerías de inspección, en el cuerpo de la cortina, se colocarán los distribuidores para cada bloque y para cada sistema.-

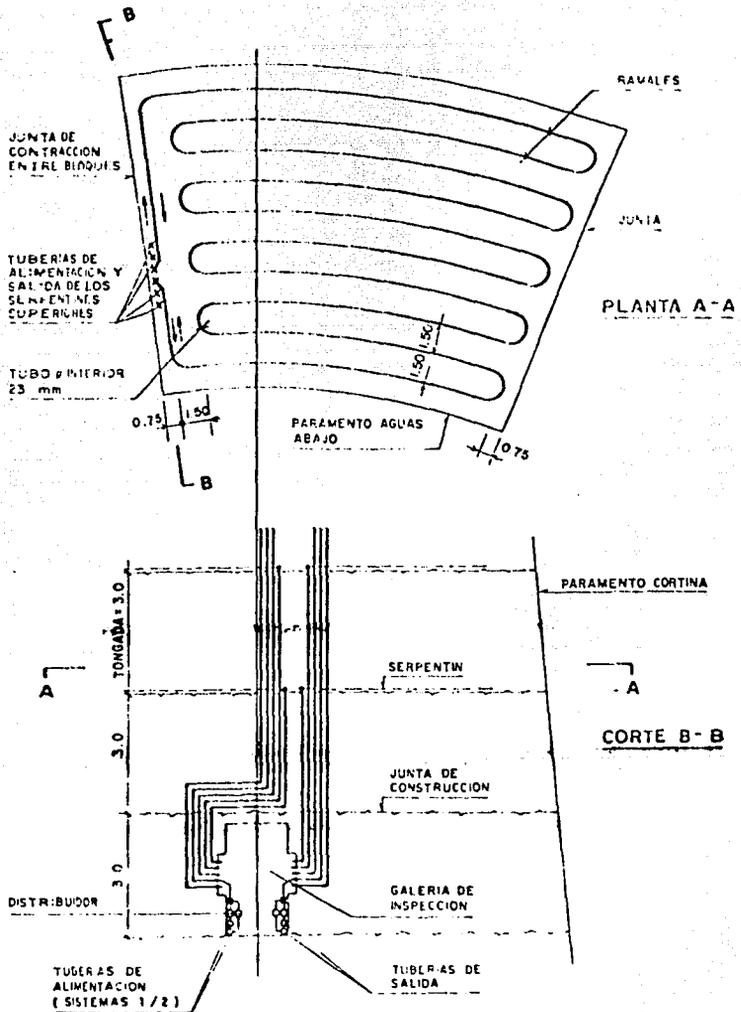


FIG.7 CARACTERISTICAS Y DISPOSICION SERPENTINES

Los serpentines estarán conectados a los respectivos distribuidores por medio de tubos flexibles que permitan la conexión de medidores de flujo (contadores), termómetros y válvulas de regulación, De esta manera se podrá mantener bajo estricto control el enfriamiento de cada tongada.

El sistema de termómetros permitirá 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 habrá que suspender la circulación del agua de enfriamiento a través del serpentín correspondiente por 1 día. La temperatura del agua resultante después del día de paro, corresponde a la temperatura promedio de la tongada.

El empleo de dos sistemas de enfriamiento como los especificados disminuye 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 alcanza los 19° C y, sucesivamente, sigue el ciclo de la temperatura ambiental según la temporada.

Los cálculos elaborados se basan sobre ciertos coeficientes, de conducción térmica y de desarrollo del calor de hidratación del cemento, que deberán ser chequeados en obra. Se deberá entonces aprovechar de la ejecución anticipada de los bloques 4 y 5 para verificar los coeficientes adoptados. Además el cálculo hecho considera que los tubos de los serpentines (de diámetro interior 23 mm) tengan una conductibilidad térmica igual a la del concreto.

V.2.E.- SISTEMA DE AUSCULTACION (INSTRUMENTACION).

Vista la importancia de la obra y el largo plazo de explotación de

la misma será necesario, por razones de seguridad, conocer durante toda la vida útil de la cortina su comportamiento.

Se deberá por lo tanto instalar en la estructura y en su cimentación una serie de equipo que permita detectar y transmitir los parámetros fundamentales que definen las cargas a la cual estará sometida la estructura y los desplazamientos correspondientes.

Las deformaciones de la bóveda y de sus apoyos se controlarán por medio de la observación de los desplazamiento radiales y tangenciales de un cierto número de puntos oportunamente definidos.

Las plomadas directas e inversas son los instrumentos que permiten medir los desplazamientos radiales y tangenciales, de una serie de puntos alineados verticalmente, con buena precisión en forma muy simple y con gran confiabilidad.

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 la roca de apoyo se medirán por medio de extensómetros de barra o cuerda vibrante oportunamente ubicados en los cimientos de una longitud aproximada a los 40 m.

El sistema de determinación de los desplazamientos definido en el parrafo anterior debe ser completado con el sistema de control geodésico.

A Partir de una serie de puntos suficientemente alejados de la cortina, para que no estén influenciados por el embalse y que puedan considerarse fijos, se podrán controlar los desplazamientos de puntos previamente definidos en la bóveda y en sus apoyos.

Los puntos fijos serán materializados por pilas geodésicas ubicadas aguas abajo del embalse, que deberán empotrarse 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 permitirán determinar los desplazamientos de los puntos de la corona y de las plataformas exteriores y tener así un doble control de los desplazamientos.

Para conocer la carga hidroestática que actúa sobre la bóveda, sus apoyos y el macizo, es necesario conocer en forma continua el nivel del espejo del agua en el embalse.

Se preve por lo tanto la instalación de un medidor del nivel del embalse por medio de un sensor de presión a ser instalado en el paramento aguas arriba de la bóveda.

La lectura se hará en la galería de inspección 1445 que es la primera sobre el desague de fondo.

Las lecturas serán registradas en forma continua en la cámara de acceso y control en la coronación de la cortina.

La estabilidad de las laderas depende entre otros factores del régimen de subpresiones que actúa en el macizo.

Para medir las subpresiones se preve la instalación de piezómetros oportunamente dispuesto en la roca de los apoyos, a las elevaciones 1373.0, 1421.0 y 1469.0 y en los cimientos de los bloques de apoyo en la margen izquierda. Los piezómetros serán en grupos de tres por sección de medida. En total se instalarán 24 piezómetros.

Las variaciones de temperatura en el cuerpo de la bóveda y las diferencias entre los paramentos inducen en la estructura desplazamientos.

Mediante la colocación de una serie de termómetros embebidos en el cuerpo de la bóveda se puede definir el estado térmico de la estructura y las deformaciones inducidas.

Considerando que las variaciones de temperatura en el cañon del infiernillo y del agua poco se diferencian del promedio anual, el

sistema de control de las temperaturas puede concebirse en forma muy simple.

Se instrumentarán 5 niveles de medición con la colocación, en cada nivel, de dos termómetros ubicados en el bloque central (No 2). Los termómetros se posicionarán a la distancia de $\frac{1}{3}$ del espesor del arco correspondiente y dentro de un tubo. En el último nivel de medición bajo la cota 1373 se instalarán 3 puntos de medición; uno en la mitad y los otros dos a $\frac{1}{4}$ del espesor del arco. En total se instalarán 11 termómetros dentro de tubos embebidos en el cuerpo de bóveda.

Para conocer la temperatura del agua del embalse se instalará, a la cota 1445, conjuntamente a la sonda de presión, un termómetro sobre el paramento aguas arriba.

Para conocer la temperatura del aire se instalará un termómetro en la coronación de la cortina, con registro continuo en la cámara de control.

Siendo la zona de Zimapán considerada sísmica será oportuna la instalación de dos acelerógrafos.

Estos instrumentos permiten el registro de las ondas sísmicas que podrían afectar la cortina.

Es entonces importante colocar los instrumentos de manera tal que puedan registrar las oscilaciones en el cuerpo de la bóveda y en el macizo para determinar la respuesta del conjunto al sismo. En la Fig. 8 se presenta el plano de auscultación general.

El sistema de auscultación diseñado y presentado en los párrafos anteriores permitirá mantener bajo control continuo el comportamiento de la cortina de Zimapán.

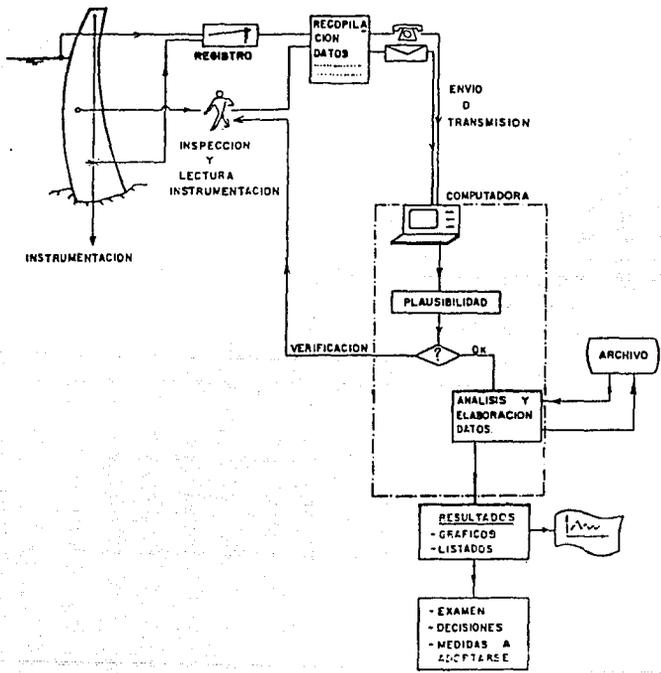
Sera necesario entonces que el sistema de auscultación sea integrado con un sistema de archivo y análisis.

Según el esquema las operaciones deberían 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 archivos de datos plausibles.
- 4.- Análisis y elaboración de los datos plausibles recopilados, comparación con el modelo matemático y obtención de resultados (número y gráfico).
- 5.- Exámen crítico de los resultados y toma de decisión sobre el comportamiento (normal o anormal) y relativas medidas a adoptarse.

Este esquema bien 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.

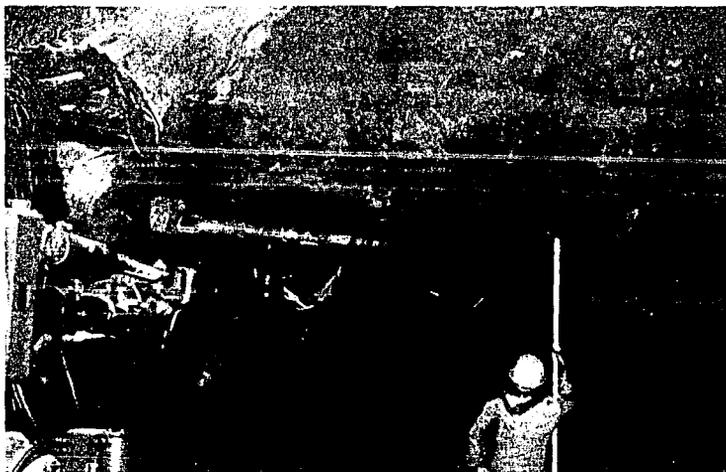
En la figura 9 se presenta el esquema básico de control del sistema de auscultación.



AUSCULTACION
ESQUEMA BASICO DE CONTROL
FIG. 9



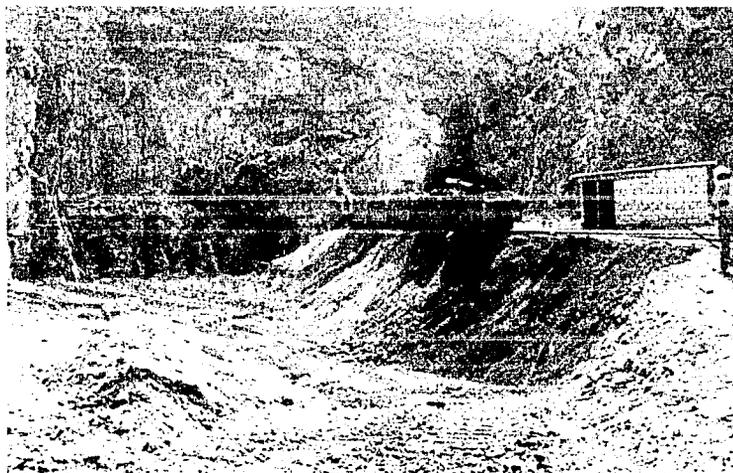
EQUIPO DE BARRENACION DENOMINADO JUMBO



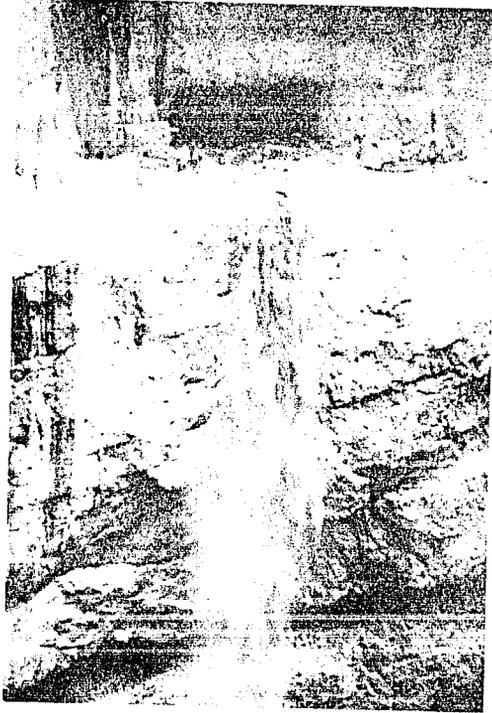
EQUIPO JUMBO PARA SISTEMA DE BARRENACION EN TUNELES



EQUIPO DE REZAGADO DENOMINADO DE VIA CAMBIO TIPO CALIFORNIA



DEPOSITO DE REZAGA CON VAGONETAS SOBRE VIAS



**SISTEMA DE REZAGADO EN EXCAVACION
DE LADERAS**



RETIRO DE REZAGA EN EL FONDO DEL CAÑON CON PAY
LODER Y CAMIONES FUERA DE CARRETERA (YUKLES)

C A P I T U L O
V I
C O N C L U S I O N E S

VI.-CONCLUSIONES.

Una vez desarrollado el presente trabajo, se puede afirmar que los estudios de planeación del Proyecto Zimapán realizados, permitieron demostrar la factibilidad técnica, económica y social de este aprovechamiento el cual debido a su ubicación geográfica es considerado como de suma importancia para apoyar al sistema eléctrico nacional en la satisfacción de demanda de energía eléctrica dentro de la región central del país.

Es por ello que es muy importante llevar a cabo la realización de un buen proyecto para que así en su fase de construcción, se eviten todas las modificaciones posibles, sea de una vida útil lo mas prolongada posible y se pueda construir en el mejor tiempo y bajo cualquier circunstancia climatológica.

Es por ello que para el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán una vez demostrada su factibilidad y realizado el proyecto, durante su fase de construcción se puede observar que es un proyecto poco común de lo que son las demás construcciones de proyectos hidroeléctricos en el mundo y el único de su tipo en México ya que desde el tipo de cortina se pueden observar grandes diferencias como son:

Dimensiones, tipo y materiales de construcción, tal es el caso del concreto masivo que se utilizara en la cortina ya que este no lleva ni un solo armado de acero, dentro de lo que es todo el cuerpo de la cortina.

Así mismo dentro de tan importante proyecto se llevan a cabo - la construcción de una gran variedad de tuneles en forma, dimensiones y longitud, revestidos algunos de concreto y no revestidos otros. Tal es el caso importante del túnel de conducción el cual debido a su gran longitud de 21 Km, durante su excavación se han enfrentado grandes problemas, como lo que a medida que se avanza se han localizado grandes fallas geológicas o la presencia de algunas cavernas lo que ha ocasionado desprendimientos de material en grandes volúmenes, constituyendo un gran riesgo de trabajo.

Cabe aclarar que otro de los aspectos importantes dentro de este proyecto, es que todas las excavaciones se realizan en materiales puramente rocosos lo cual constituye un gran reto de construcción y tratamiento de estos a base de inyecciones y/o anclajes. Así mismo dentro de estos materiales rocosos se pudo contar con bancos de materiales para la producción de agregados lo cual reduce el costo del proyecto muy considerablemente.

Una opinión muy personal, es que de acuerdo como se esta llevando a cabo la construcción por empresas extranjeras (Francesas e Italianas), en ocasiones se llega a pensar que traeran - algun equipo sofisticado, o algo de lo más reciente en el mercado mundial de maquinaria de construcción que incluso nos mostrara alguna relevancia de lo que se acostumbra en el país, - lo cual no es así ya que a la fecha lo unico "distinto" que se ha llegado a mostrar es la grúa fabricada para este proyecto - para la distribución del concreto (descrita detalladamente en

el capítulo V). Y dentro de lo que es la planeación y programación no tienen una organización bien definida, lo que se les ha podido observar que son muy buenos negociantes ya que cualquier retraso presentado en la ejecución de los trabajos de inmediato tratan de justificarlo con notas de bitácora, - oficios o argumentando trabajos adicionales más importantes.

En general se puede concluir que el Proyecto Hidroeléctrico - Zimapán es único hasta ahora en el país por sus grandes características, geológicas, hidrológicas de proyecto y de construcción.

B I B L I O G R A F I A

- FOLLETO PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.
MEXICO, D.F. 1992.
- FOLLETO (ACORDEON) DE PLANOS PROYECTO H. ZIMAPAN, HGO.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.
MEXICO, D.F. OCTUBRE 1991.
- OBRAS HIDRAULICAS FRANCISCO TORRES HERRERA.
EDIT LIMUSA.
MEXICO, D.F. 1980.
- ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PROYECTO H. ZIMAPAN, HGO.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.
ANEXO I ESTUDIO HIDROLOGICO.
ANEXO II CRITERIO PROBABILISTICO PARA LA DEDUCCION DE
AVENIDA.
ANEXO III INFORME GEOLOGICO FINAL.
ABRIL 1987.
- NOTAS TECNICAS DE CORTINA PROYECTO H. ZIMAPAN, HGO.
LOMBARDI, S.A. ING. CONSULTORES.
LOCARNO SUIZA, JUNIO 1991.
- ESTUDIO DE CONCRETO PARA LA CONSTRUCCION DE LA CORTINA
DEL PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO.
MANUEL MENA FERRER.
DICIEMBRE 1991.