



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

" CONSTRUCCION DEL VERTEDOR DE
DEMASIAS DE LA PRESA AGUAMILPA,
NAYARIT "

FALLA DE ORIGEN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
EUSEBIO AMARO RIOS
ENRIQUE REGALADO CAPORAL



MEXICO, D. F.

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-081/94

Señores
EUSEBIO AMARO RIOS
ENRIQUE REGALADO CAPORAL
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL MORAYTA MARTINEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

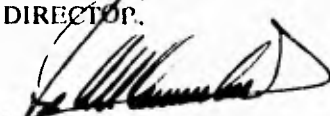
**"CONSTRUCCION DEL VERTEDOR DE DEMASIAS DE LA PRESA AGUAMILPA,
NAYARIT"**

- I. INTRODUCCION**
- II. DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA**
- III. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS**
- IV. PRESUPUESTACION DE LA OBRA**
- V. CONSTRUCCION DEL VERTEDOR**
- VI. CONCLUSIONES**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 23 de noviembre de 1994
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMC/RCR*nl

AL ING.: **MIGUEL MORAYTA MARTINEZ;**

A QUIEN GRACIAS A SU DIRECCION FUE POSIBLE LA REALIZACION DEL
PRESENTE TRABAJO..

INDICE

I INTRODUCCION

II DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

- II.1.- UBICACION DEL PROYECTO.
- II.2.- EL RIO SANTIAGO.
- II.3.- ASPECTOS SOCIALES, AMBIENTALES Y BENEFICIOS ADICIONALES.
- II.4.- HIDROLOGIA.
- II.5.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA.
- II.6.- DATOS PRINCIPALES DEL PROYECTO.
- II.7.- DESCRIPCION DE LAS OBRAS.
 - II.7.1.- OBRA DE DESVIO.
 - II.7.2.- OBRAS DE CONTENCIÓN.
 - II.7.3.- OBRAS DE GENERACION.
 - II.7.4.- OBRAS DE EXCEDENCIAS.
 - II.7.5.- OBRAS COMPLEMENTARIAS.
 - II.7.6.- EQUIPO ELECTROMECHANICO.
- II.8.- PROGRAMA DE OBRA.

III CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS.

- III.1.- ESTRUCTURAS COMPONENTES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.
 - III.1.1.- CANAL DE LLAMADA
 - III.1.2.- ZONA DE CONTROL O DE ESTRUCTURAS.
 - III.1.3.- CONDUCTO DE DESCARGA.
 - III.1.4.- ESTRUCTURA TERMINAL
 - III.1.5.- CANAL DE SALIDA
 - III.1.6.- AIRADORES.

III.2.- DIFERENTES TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS

- III.2.1.- VERTEDORES DE CAIDA LIBRE
- III.2.2.- VERTEDORES DE CIMACIO
- III.2.3.- VERTEDORES EN RAPIDA
- III.2.4.- VERTEDORES DE CANAL LATERAL
- III.2.5.- VERTEDORES EN ABANICO
- III.2.6.- VERTEDORES EN MEDIO ABANICO
- III.2.7.- VERTEDORES DE EMBUDO
- III.2.8.- SIFONES VERTEDORES

III.3.- DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS TIPO CIMACIO EN RAPIDA

III.4.- CAVITACION

III.5.- VERTEDOR DE DEMASIAS DEL PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA.

- III.5.1.- CANAL DE LLAMADA
- III.5.2.- ZONA DE CONTROL
- III.5.3.- CANAL DE DESCARGA
- III.5.4.- CUBETA DEFLECTORA
- III.5.5.- LOSA DE PROTECCION
- III.5.6.- MURO DE PROTECCION
- III.5.7.- GALERIA DE DRENAJE

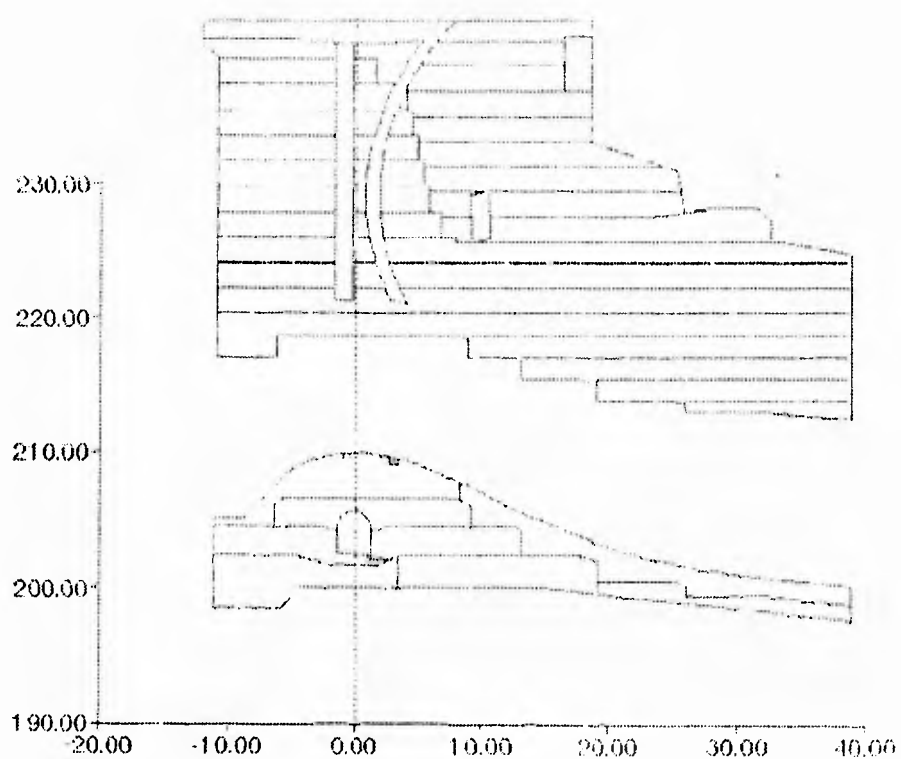
IV PRESUPUESTACION DE LA OBRA.

- IV.1.- INVERSION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS
- IV.2.- IMPORTE ORIGINAL, VARIACIONES Y CAUSAS

V CONSTRUCCION DEL VERTEDOR.

VI CONCLUSIONES.

INTRODUCCION



CAPITULO I

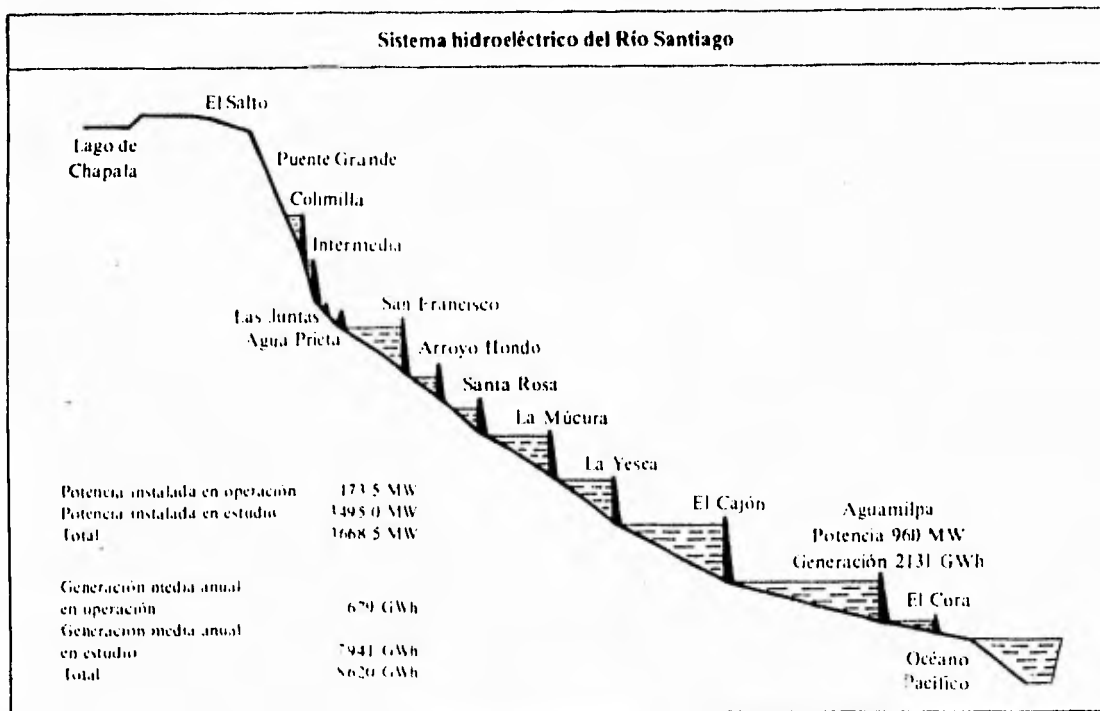
INTRODUCCIÓN

El proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa es una gran obra. merece ser citada como relevante dentro de la ingeniería mexicana, porque aparte de sus dimensiones de grandes volúmenes de construcción, ha sido afectada por eventos extraordinarios importantes y la problemática de ejecución merece análisis detallados y particulares de cada actividad principal

El régimen de construcción se llevó a cabo a través de contratistas y las vicisitudes ocurridas han creado una experiencia que contribuye a la planeación de obras nuevas, resulta interesante conocer los ajustes que el diseño original ha tenido en función de terminar la construcción del proyecto y poner en servicio la planta un año antes del programa original, esta situación propició una serie de circunstancias que se resolvieron durante el proceso constructivo sin menoscabo de la calidad de los trabajos y cumpliendo el objetivo fijado en el programa para ejecutar el cierre final de la presa en junio de 1993 generando energía eléctrica en Febrero de 1994.

El Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa forma parte de un plan global de aprovechamiento Hidroeléctrico del Río Santiago, cuyo diseño se efectuó en la Comisión Federal de Electricidad. Su finalidad principal es la generación de energía eléctrica, en operación conjunta con las otras plantas previstas a lo largo del río y con factores de planta bajos para atender las demandas en las horas "pico".

La realización del proyecto es la culminación de una gran cantidad de estudios, análisis y evaluaciones realizados durante más de 20 años por diversas dependencias gubernamentales.



El crecimiento del consumo de energía eléctrica en 1989 superó las expectativas que se tenían previstas, de tal forma que en algunas zonas de la República se presentaron tasas de crecimiento del 10 y el 11 % en lugar del 7 % estimado, la tasa promedio fue de 9.4 %. Esta situación hace que la Comisión Federal de Electricidad se vea ante la necesidad no sólo de cumplir, sino de acelerar los programas de expansión de centrales de generación y además establecer estrategias de ahorro de energía eléctrica, administración del agua almacenada en los vasos de las hidroeléctricas, mejoramiento de la eficiencia en las termoeléctricas y reducción de las pérdidas en las redes de distribución.

Ante este panorama fue muy valioso haber iniciado el proyecto de Aguamilpa en 1989. En nuestro país, se tienen 65 centrales hidroeléctricas en operación, con una potencia total instalada de 7,749 MW y en construcción los proyectos de Comedero, Sin.; Agua Prieta, Jal.; Aguamilpa, Nay. y Zimapán, Hgo., que añadirán 1,590 MW entre 1991 y 1994, de los cuales 960 MW corresponden a Aguamilpa.

CLASIFICACION DE CENTRALES HIDROELECTRICAS POR ALTURA DE CORTINA

PRESA	RIO	ESTADO	ALT	TIPO DE CORTINA
CHICOASEN	GRIJALVA	CHIAPAS	251	MATERIALES GRADUADOS
ZIMAPÁN	MOCTEZUMA	HIDALGO	200	ARCO DE CONCRETO
AGUAMILPA	SANTIAGO	NAYARIT	187	ENROCAMIENTO Y PANE DE CONC
INFIERNILLO	BALSAS	MICHOACÁN	149	MATERIALES GRADUADOS
ANGOSTURA	GRIJALVA	CHIAPAS	147	MATERIALES GRADUADOS
MALPASO	GRIJALVA	CHIAPAS	138	MATERIALES GRADUADOS
EL NOVILLO	YAQUI	SONORA	138	ARCO DE CONCRETO
COMEDERO	SAN LORENZO	SINALOA	134	MATERIALES GRADUADOS
EL CARACOL	BALSAS	GUERRERO	126	MATERIALES GRADUADOS
BACURATO	SINALOA	SINALOA	115	MATERIALES GRADUADOS
SANTA ROSA	SANTIAGO	JALISCO	114	ARCO DE CONCRETO

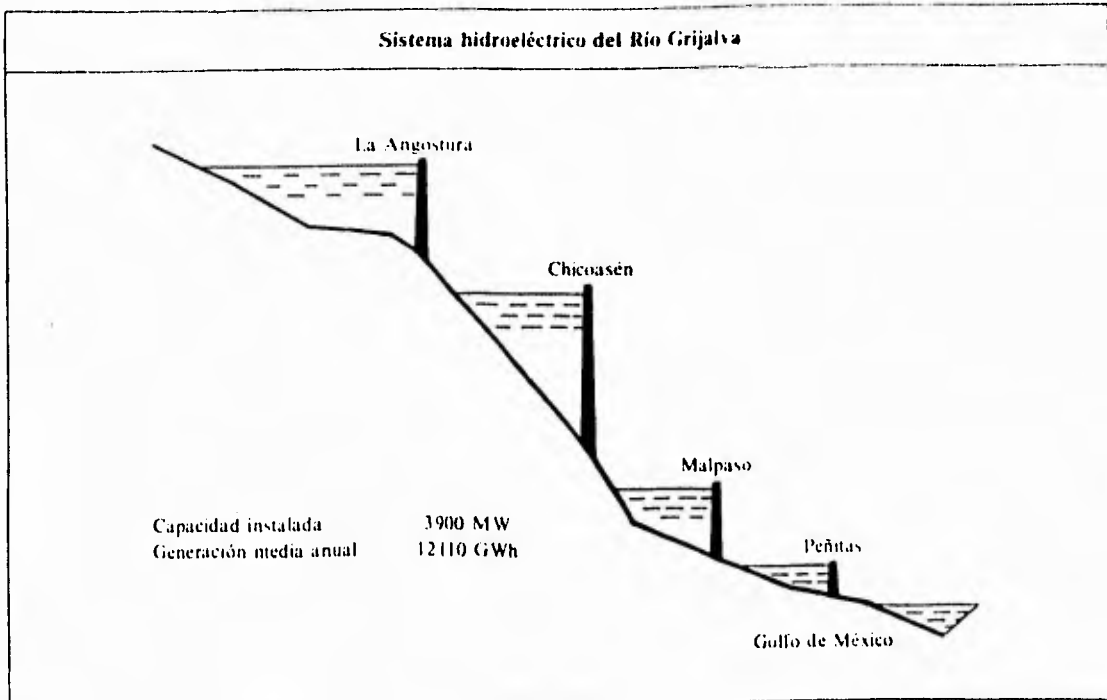
**CLASIFICACION DE CENTRALES HIDROELECTRICAS POR
CAPACIDAD TOTAL DE ALMACENAMIENTO**

PRESA	RIO	ESTADO	CAPAC MILL. M ³
ANGOSTURA	GRIJALVA	CHIAPAS	20,150
TEMASCAL - CERRO ORO	TONTO - STO. DOMINGO	OAXACA	13,790
MALPASO	GRIJALVA	CHIAPAS	12,960
INFIERNILLO	BALSAS	MICHOACAN	12,000
LA AMISTAD	BRAVO	COAHUILA	7,050
AGUAMILPA	SANTIAGO	NAYARIT	6,950
LAS ADJUNTAS	SOTO LA MARINA	TAMAULIPAS	5,283
FALCÓN	BRAVO	TAMAULIPAS	5,038
AVIACHIC	YAQUI	SONORA	4,200
HUMAYA	HUMAYA	SINALOA	4,112

Dentro del potencial hidroeléctrico nacional, los ríos que pueden aportar la mayor cantidad de energía eléctrica son: Grijalva, Usumacinta, Balsas, Santiago y Moctezuma; a la fecha se ha desarrollado prácticamente todo el Grijalva con las centrales de Angostura, Chicoasén, Malpaso, Peñitas y en forma importante el Balsas con Caracol, Infiernillo además de la Villita.

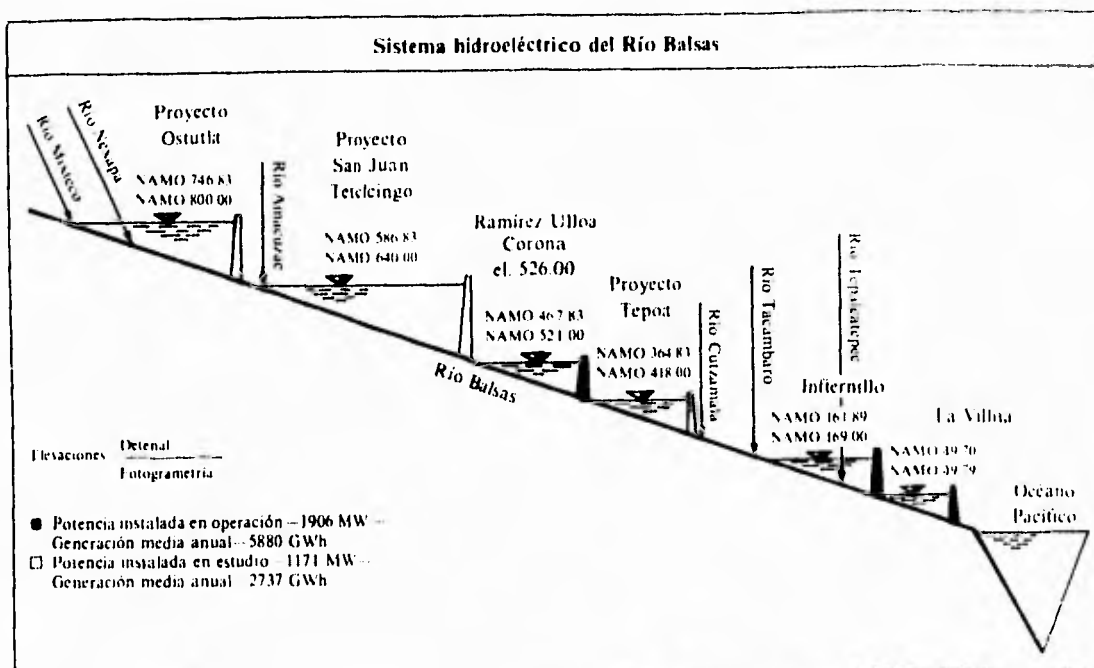
**RIOS CON MAYOR POTENCIAL HIDROELECTRICO EN SU CAUCE
PRINCIPAL**

RIO	POTENCIAL GWH
GRIJALVA	14,413
USUMACINTA	9,156
BALSAS	9,146
SANTIAGO	8,620
MOCTEZUMA	5,006
YAQUI	3,723
TACOTALPA	3,479
VERDE	3,137
PAPAGAYO	2,906
TOTAL	59,586



POTENCIAL HIDROELECTRICO DE LA REPUBLICA MEXICANA

POTENCIAL	POTENCIA INSTALADA MW	GENERACION GWh
<u>APROVECHADO</u>	9,339	24,965
<u>PROBADO</u>	7,777	20,313
<u>PROBABLE</u>	36,402	101,766
<u>TOTAL</u>	53,518	147,044



Potencial Hidroeléctrico Aprovechado		
Potencial	Potencia Instalada MW	Generación GWh
Plantas en operación	7749	20778
Proyectos en construcción		
Aguamilpa	960	2131
Zimapán	280	1292
Agua Prieta (primera etapa)	240	463
Comedero	110	301
Total	9339	24965

Durante los próximos 10 años se instalarán aproximadamente 3,000 MW en nuestro país, de los cuales Aguamilpa aporta más del 30 %, además de aumentar en un 12 % la potencia instalada hasta la fecha en centrales hidroeléctricas que es de 7,749 MW y que cubrieron el 32 % de la demanda total de 24,430 MW en 1989.

Las antiguas Secretarías de Recursos Hidráulicos, y de Agricultura y Recursos Hidráulicos, estudiaron Aguamilpa como parte de un plan ambicioso, cuyo objetivo fundamental era transferir e intercambiar agua desde esta presa hasta el sur del estado de Sonora, para dar riego a una gran extensión de tierra fértil. A éste plan se le conoció como PLIINO (Plan Hidráulico del Noroeste).

Como parte de los trabajos de apoyo para los estudios y preparativos que para su construcción realizó la SRH, se hicieron algunas obras de infraestructura (camino de acceso, puentes y un campamento) que se han aprovecharon para los trabajos llevados a cabo en esta obra.

A principio de los 80's, se modificó el PLIINO y se descartó la idea de trasferir agua desde una toma alta en Aguamilpa. El sitio se hizo aún más atractivo para la generación eléctrica, ya que toda el agua podría aplicarse para este fin, reintegrándose después al Río Santiago, siendo un proyecto de aprovechamiento múltiple que permite:

- Controlar las avenidas que afectan la planicie del estado de Nayarit
- Asegurar el riego de más de 100,000 ha en dos ciclos al año
- Comunicar por vía fluvial diversos poblados de la sierra que actualmente no tienen caminos de acceso
- Desarrollar la pesca en los mismos poblados

La ubicación y las dimensiones del proyecto son resultado del mejor esquema dentro de las diferentes opciones analizadas para el Río Santiago en su conjunto.

Aguamilpa es uno de los proyectos más ventajosos por su potencia, generación y bajo costo de kwh producido, ya que al estar a 52 km de Tepic aprovecha todo el caudal del Santiago, además de ser de usos múltiples al reducir el riesgo de inundaciones en la planicie costera del estado de Nayarit, incorpora 75,000 hectáreas al riego y permite la piscicultura y la comunicación de su embalse.

En el presente trabajo se describen las características generales del Proyecto, las estructuras principales, los datos de diseño y los aspectos constructivos, dedicando especial atención al proceso constructivo de la Obra de Excedencias.

Esta Central Hidroeléctrica cuenta con tres unidades de 320 MW de potencia cada una y generan 2,131 gwh medios anuales para satisfacer principalmente la demanda pico, lo cual hace de este proyecto uno de los más importantes del país, ya que ocupa el cuarto lugar en cuanto a potencia instalada y el quinto lugar en cuanto a generación media anual.

En Marzo de 1989 la CFE inició la construcción del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa por administración directa, procediendo con la excavación de los túneles de desvío, en el lapso de Marzo a Noviembre de 1989 se ejecutó parte de la excavación de los desvíos en forma paralela a la licitación internacional de las obras civiles de todo el proyecto, finalmente en Noviembre de ese año la compañía ICA, S.A. de C.V., como ganadora del concurso relevó a la CFE en la ejecución de la obra civil del proyecto y tuvo que asumir desde el primer día un programa acelerado, ya que en su oferta de concurso propuso a la CFE adelantar la terminación de la obra un año antes de lo planeado en las bases del concurso haciendo ajustes en el diseño de la cortina y solicitando revisión de los precios unitarios del contrato.

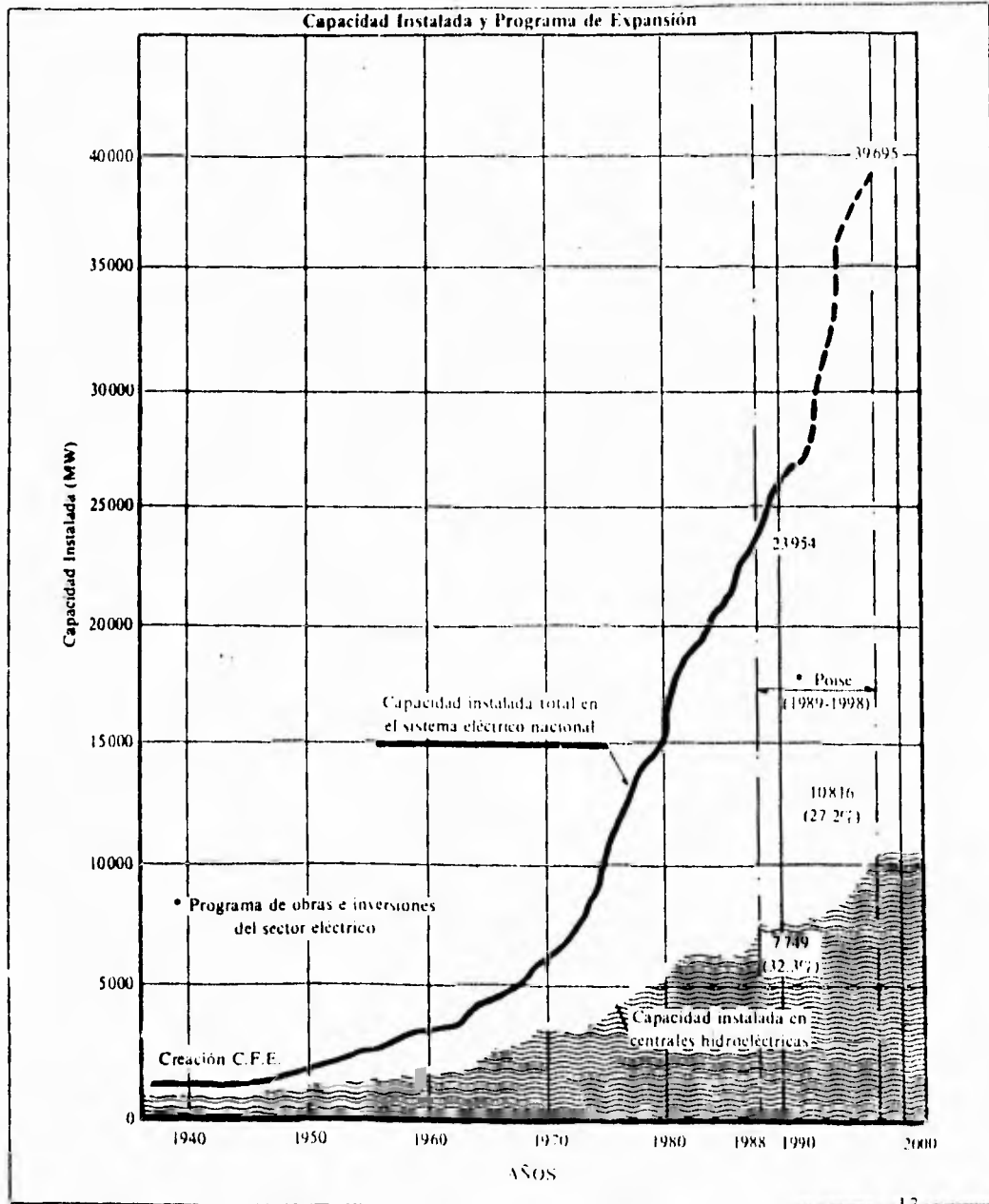
El planteamiento del programa recortado quedo formalizado en Mayo de 1990 gracias a que el desvío del río se realizó aprovechando el periodo de estiaje entre 1989 y 1990, esto permitió que la cortina se desplantará en Septiembre de 1990.

Desde el inicio de los trabajos que el contratista ha desarrollado, de hecho, han existido simultaneidad de actividades en todos los frentes del proyecto, las obras de infraestructura se construyeron de Noviembre de 1989 a Julio de 1992 destacando la construcción de campamentos para 3000 trabajadores, la pavimentación del camino Tepic-Aguamilpa con 42 km de longitud, la construcción de 30 km de caminos interiores, oficinas, almacenes, comedores, clinica del IMSS, partida militar, instalaciones deportivas, talleres, plantas procesadoras de materiales, Etc.

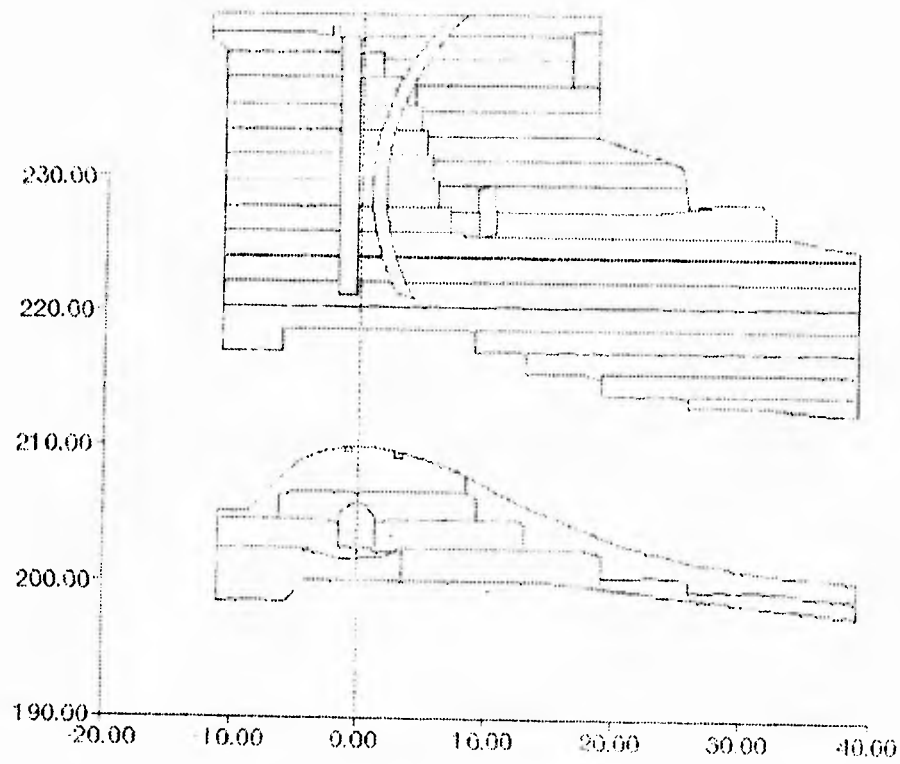
En marzo de 1991, se firmó el contrato con la asociación SEVTS, la cual está constituida por las empresas: SIEMENS A.G., ENERGOMACHEXPORT, VOEST-ALPINE, TECHINT S.A. Y SIEMENS S.A. para el diseño, fab., montaje y puesta en servicio del equipo electromecánico.

PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE LAS DIFERENTES FUENTES EN LA GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA EN 1989

<u>FUENTE</u>	<u>MW</u>	<u>[%]</u>
HIDROCARBUROS	14,778	60.5
HIDRAULICA	7,761	31.8
CARBON	1,200	4.8
GEOTERMICA	700	2.9
TOTAL.	24,439	100.00



DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA



CAPITULO II

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA.

II.1.- UBICACIÓN DEL PROYECTO

El sitio de la cortina se encuentra en la parte central del Edo. de Nayarit, en los municipios de Tepic y El Nayar. El acceso al sitio es, partiendo de la ciudad de Tepic, por la carretera estatal pavimentada que va a la población de Francisco I. Madero y a la altura del km 12 se encuentra la desviación a Aguamilpa: el camino está pavimentado hasta el proyecto, con un desarrollo adicional de 40 km (figura 1).

Las coordenadas geográficas del sitio son: 104° 46' 29" de longitud oeste y 21° 50' 32" de latitud norte.

En el contexto nacional entre las hidroeléctricas, Aguamilpa se ubica de acuerdo a las siguientes características:

Nombre de la presa	Potencia Ins. MW	Generación Media Anual	Almacenamiento en Hm ³	Altura m
Chicoasén	1,500	2,500	1,700	251.00
Malpaso	1,080	2,800	12,960	138.00
Infiernillo	1,000	3,160	12,000	149.00
Aguamilpa	0,960	2,131	6,950	187.00
Angostura	0,900	2,200	18,500	147.00
Caracol	0,594	1,480	1,860	126.00
Peñitas	0,420	1,910	1,628	53.00
Villita	0,300	1,180	0,710	60.00
Zimapán	0,290	1,292	1,426	200.00
Mazatepec	0,208	0,790	0,062	92.00
Temascal	0,154	0,830	13,790	76.00

donde Aguamilpa ocupa el 4° lugar en potencia instalada, el 5° en generación media anual, el 6° en almacenamiento (después de La Amistad) y el 3° en altura de cortina.

PLANTA DE LOCALIZACION

FIGURA 1



DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

II.2.- EL RÍO SANTIAGO

La cuenca del rio Grande de Santiago, que en extensión abarca desde la cortina de Poncitlán (estación hidrométrica Corona, a la salida del lago de Chapala) hasta la desembocadura del rio Grande de Santiago en la boca del Titiritero, Nay., comprende una área aproximada de 77,185 km². En ella se han desarrollado un importante conjunto de observaciones hidrométricas, acorde con la categoría de la corriente principal y sus afluentes. En 1971 la SRH, contaba con un total de 87 estaciones, 14 sobre el colector general, 53 sobre los afluentes y 20, en los canales mas importantes.

La importancia de los aprovechamientos principales realizados se pone de manifiesto en la tabla siguiente:

VASO	CORRIENTE	CAPACIDAD TOTAL EN MILLONES DE M ³	TIPO DE APROVECHAMIE- TO.	AÑO INICIA- CION
Santa Rosa	R.Santiago	400.0	Gen. de energía	1963
Calles	R.Santiago Afl	351.2	Riego	1932
Jocoqui	R.Santiago Afl	10.9	Deriv. y Regulación	1932
El Niágara	R.Aguascalientes	16.3	Riego	1963
Cuarenta	R.De Lagos	30.6	Riego	1949
El Chique	R.Juchipila	64.3	Riego Gen. Energía	1958

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

VASO	CORRIENTE	CAPACIDAD TOTAL EN MILLONES DE MW	TIPO DE APROVECHAMIE- TO.	AÑO INICIA- CION
Excamé (M. Alemán)	R.Tlaltenango	71.6	Riego Gen. Energía	1949
Tenasco	R.Chico	10.5	Riego	1959
La Codorniz	R.La Labor	5.4	Riego	1966
Pabellón	Arr.Pabellón	2.0	Derivación	1940
Achimec	R.Tepetongo	9.0	Riego	1969
Achoquen	Arr.San Nicolás	19.6	Riego	1950

Hidrológicamente a esta región le corresponde el N° 12 dentro de la clasificación del país, aunque en realidad es sólo una parte de ella, lo que podría llamarse el tercio inferior del sistema Lerma-Chapala-Santiago.

En un país semiárido como México, el Río Santiago es uno de los más importantes y cuenta con un potencial de generación de 11,092 Gwh anuales, con una capacidad instalada de 4,807 MW, distribuidos en 12 proyectos principales (con más de 100 MW) y 15 secundarios; de éstos, sólo cuatro se encuentran en operación, Agua Prieta y Aguamilpa en construcción y el resto en diversas etapas de estudio, desde identificación hasta factibilidad, como se muestra a continuación:

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

NUM	NOMBRE,CORRIENTE	VMA HMB	H M	Pins MW	GWII TOTAL	Fp
1	Aguamilpa, Santiago	6,736	144	960	2,131	0.25
2	El Cajón, Santiago	4,347	157	680	1,496	0.25
3	La Yesca, Santiago	4,233	117	440	1,042	0.27
4	Agua Prieta, Aguas Negras	0,147	509	480	0,959	0.25
5	La Múcura, Santiago	3,280	108	290	0,807	0.29
6	San Francisco, Santiago	2,395	124	290	0,624	0.25
7	Ocotán, Atenco	1,242	254	240	0,536	0.25
8	El Cora, Santiago	7,434	25	150	0,406	0.25
9	Arroyo Hondo, Santiago	2,429	67	160	0,348	0.25
10	El Ciruelo, Atenco	0,753	251	150	0,317	0.25
11	Apozolco, Bolaños	0,795	199	120	0,269	0.25
*12	Santa Rosa, Santiago	2,734	71	61	0,266	0.25
13	El Tulillo, Atenco	0,597	245	110	0,249	0.25
14	Huaynamota, Jesús María	0,874	139	90	0,206	0.25
15	Popotita, Camotlan	0,275	416	85	0,194	0.25
16	Bolaños, Bolaños	0,590	180	80	0,180	0.25
17	San Luis, Bolaños	0,399	238	75	0,161	0.25
*18	Colimilla, Santiago	1,300	127	51	0,159	0.36
19	Jesús María, Jesús María	0,763	105	60	0,136	0.25
20	Ampl. Santa Rosa, Santiago	2,668	73	45	0,128	0.43
21	Moyahua, Juchipila	0,297	202	45	0,102	0.25
22	Capistrano, Atenco	0,413	107	33	0,075	0.25
23	Huazamota, Jesús María	0,335	130	33	0,074	0.25
*24	Puente Grande, Santiago	1,023	72	23	0,071	0.35
*25	Las Juntas, Santiago	0,701	63	15	0,064	0.49
26	Mezquitic, Chico	0,113	244	21	0,047	0.25
27	Camotlan, Camotlan	0,185	142	20	0,045	0.25

donde:

* Plantas en operación

VMA Escorrentamiento medio anual

H Carga neta de diseño

Pins Potencia instalada

Fp Factor de planta

II.3.- ASPECTOS SOCIALES, AMBIENTALES Y BENEFICIOS ADICIONALES

Como resultado de las acciones emprendidas por la Comisión Federal de Electricidad, se puso de manifiesto la importancia de elaborar un programa social, que se planee y se lleve a cabo en coordinación con las dependencias involucradas en la construcción de la presa Aguamilpa.

En la presa Angostura, donde se afectaron 64,000 hectáreas del Valle de Fraileseca Chiapas, se advirtió que no era conveniente que distintas dependencias atendieran los requerimientos de los afectados, sino que era preferible concentrar en una sola entidad todos los recursos y atribuciones para buscar, junto con los grupos afectados, las mejores soluciones a los problemas que planteó la construcción de ésta obra.

Es importante reconocer que en toda afectación deben considerarse dos puntos fundamentales:

- 1).- Evitar que se suspenda la obra
- 2).- Las secuelas negativas que deja la obra, que en ocasiones deterioran la imagen del sector público.

En Ixchantum, proyecto del municipio de Huillapan, en el norte de Chiapas, donde se localizan las poblaciones más pobres de la región, surgió uno de los problemas agrarios más

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

graves de México, debido a que no se logró coordinar el programa de afectaciones con el de la obra.

Durante la construcción de las presas de Cerro de Oro y Temascal, se puso de manifiesto la necesidad de consultar a los antropólogos para tratar con los grupos étnicos, y coordinar las actividades con las autoridades locales, a fin de minimizar los efectos negativos de ambas obras.

En el proyecto Laguna Verde se aprendió que el trato con las autoridades estatales debe ser cauteloso, para no perder su apoyo. También es importante permitir la participación directa de los grupos afectados y no negociar únicamente con los líderes; en suma, llegar a las asambleas con la plena certeza de que se cumplirá todo lo que se ofrece en relación con la construcción de las casas y la integración de los comités, entre otras acciones.

La afectación de éste tipo de obras acentúa los problemas internos de una comunidad; surgen caciques, grupos de presión con determinados intereses y se ponen de manifiesto no sólo los problemas económicos, sino la falta de credibilidad y confianza hacia las autoridades.

En el caso de Aguamilpa, se propuso un programa sumamente profesional para apoyar a los 871 huicholes que resultaron afectados con la construcción de la presa, a fin de elevar sus condiciones de vida.

Por otra parte, se contó con el apoyo del Instituto Nacional Indigenista para estudiar la organización interna de éste grupo y obtener información más completa de los tres poblados de

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

mayor importancia de la región: Los Sabinos, Colorado de la Mora y Playa Golondrinas, para así poder planear de manera eficaz su reubicación.

Se firmaron acuerdos con el gobierno del estado de Nayarit y el Ayuntamiento de Tepic, e incluso se recurrió al presupuesto de la Secretaría de la Reforma Agraria para elaborar planos y proyectos con anticipación y obtener los decretos de expropiación de las afectaciones lo antes posible. Se llevaron a cabo las reubicaciones de los afectados en el poblado de El Carrizal, que fueron supervisadas por el Banco Mundial, por el Instituto Nacional Indigenista y por el antropólogo Salvador Salomón Lamas, quien comprobó que ésta tarea se realizó respetando la dignidad y derechos humanos de los pobladores y aplicando todos los conocimientos y experiencia que la Comisión Federal de Electricidad tiene al respecto.

Aguamilpa, con 871 huicholes afectados y Zimapán, con 2,400 familias ubicadas en 2,500 hectáreas, son la experiencia previa para enfrentar el problema de la presa de San Juan Teteleingo, que abarca 11,000 hectáreas y cuya construcción afectará a 18,000 habitantes, 16,000 pueblos, 8 municipios y una zona arqueológica.

En el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, se incluyeron explícitamente criterios ambientales de planeación, con los cuales se adoptaron las medidas que previnieron, mitigaron o compensaron los efectos adversos derivados de la construcción de la presa, así como promovieron y desarrollaron beneficios directos de la zona de embalse.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

De las acciones más relevantes, cabe destacar:

- 1.- Estudio de la calidad del agua embalsada.
- 2.- Rescate de la flora y la fauna.
- 3.- Promoción de la pesca y la acuicultura.
- 4.- Protección y aprovechamiento de los recursos naturales.

En términos generales, los estudios y acciones mencionados se aplican a cuatro zonas principalmente, el corredor Tepic-Aguamilpa, el área de embalse, las zonas de reasentamiento y la región costera. Los principales aspectos cubiertos son los siguientes:

SOCIALES

- a) Abasto a tiendas rurales.
- b) Apoyo a la atención médica en el área del embalse.
- c) Apoyo para los programas educativos y culturales.
- d) Fomento de actividades recreativas.
- e) Capacitación en las áreas de salud, abasto y actividades productivas.
- f) Restitución de actividades productivas en los sitios de reacomodo para mejorar aprovechamiento en los recursos de su habitat.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

AMBIENTALES

- a) Divulgación y promoción del cumplimiento de las normas y leyes aplicables en materia ambiental
- b) Reforestación de las áreas afectadas por desmonte
- c) Monitoreo de la calidad del agua del río
- d) Elaboración de inventarios de flora y fauna y rescate de especies de interés ecológico
- e) Estudios de predicción de impactos derivados del embalsamiento y de la modificación del régimen de escurrimiento del río y diseño de medidas preventivas
- f) Diagnóstico de las condiciones ambientales actuales de la cuenca y promoción de programas de manejo y protección
- g) Exploración y rescate de vestigios arqueológicos
- h) Acciones de prevención y control de la contaminación ambiental originada por el proyecto

BENEFICIOS ADICIONALES

Además de la energía eléctrica, se obtuvieron los siguientes beneficios:

- a) Control de avenidas

No existen almacenamientos con capacidad de regulación importante en el Río Santiago, por lo cual con frecuencia se presentan inundaciones en la planicie costera del edo. de Nayarit durante los meses de lluvia. Aunque el Río Santiago es el principal causante de daños, los ríos

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

de San Pedro, Cañas y Acajoneta también escurren sin control y contribuyen a inundar la planicie.

b) Aprovechamiento Agrícola.

La principal actividad de la región es la agricultura por lo que estando la planicie más segura contra inundaciones, se incorporaron al riego 75,000 nuevas hectáreas y se garantizan 2 ciclos de cultivo al año a las 30,000 hectáreas que se aprovechaban con un solo ciclo temporal.

c) Desarrollo en el área del embalse.

La zona de embalse y sus proximidades se encuentran económicamente deprimidas debido a la escasez de áreas planas para la agricultura y de medios de comunicación de los poblados; aunque el área que será inundada no habrá mas de 1,000 habitantes existen varios poblados cercanos que se benefician al poderse comunicar a través del vaso, ejemplo de esto son los poblados de Huaynamota, Playa golondrinas, cuyo acceso era solo por vía aérea y una vez producido el embalse se facilitó el acceso por vía fluvial, así como el desarrollo de la piscicultura.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

d) Reasentamientos.

Se reubicaron 154 familias cuya población se ubica en 3 asentamientos principales:

- Colorado de la Mora,
- Playa de golondrinas y;
- Los Sabinos.

Del total de la población (900), el 60% corresponde a la etnia huichol y la reubicación se realizó conforme a un plan de reasentamientos e impacto ambiental.

BENEFICIOS (RESUMEN)

- * Provee de energía eléctrica a los estados de Nayarit, Sur de Sinaloa, Durango, Zacatecas, Norte de Jalisco y Colima.
- * Controla avenidas hacia la planicie costera del estado de Nayarit.
- * Mayor aprovechamiento agrícola al incorporarse al riego 75,000 nuevas hectáreas y garantizar dos ciclos de cultivo por año.
- * Desarrollo de la piscicultura en el embalse.
- * Vía de comunicación fluvial para los pobladores de la zona, antes incomunicados.
- * Carretera Tepic-Aguamilpa.
- * Libramiento oriente para la ciudad de Tepic.
- * Derrama económica producida por la demanda de mano de obra, materiales y servicios para Aguamilpa.
- * Capacitación de la mano de obra local en aspecto de este tipo de construcción, la cual podrá apoyar a C.F.E. en Nayarit u otros estados.
- * Acrecienta el potencial para un mayor desarrollo del estado de Nayarit.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

II.4.- HIDROLOGÍA.

La cuenca del río Santiago cuenta con datos de 154 estaciones climatológicas y 26 hidrométricas de las cuales algunas operan desde 1933, la mayoría desde 1952 y las que definen los escurrimientos en Aguamilpa desde 1942. Los escurrimientos registrados en el sitio del proyecto están influenciados al menos en pequeña escala por la presa santa rosa localizada aguas arriba, por lo que la determinación de las avenidas máximas en Aguamilpa asociadas a períodos de retornos bajos se hizo con métodos estadísticos, correlacionando los gastos máximos de la estación Carrizal (ubicada en el sitio de proyecto).

El escurrimiento en el Río Santiago es muy cambiante a la altura de Aguamilpa, el gasto medio en un mes de estiaje puede oscilar entre 8 y 180 m³/seg, y entre 95 y 2,000 m³/seg en uno húmedo; el gasto medio anual histórico es de 220 m³/seg.

Con base en la información de las estaciones hidrométricas y climatológicas en la cuenca del río se determinaron las avenidas máximas para diferentes períodos de retorno, y con el criterio de precipitación máxima probable y transposición de ciclones la avenida de diseño para el vertedor. Para la obra de desvío se consideró la avenida máxima histórica registrada (17 agosto 73) que es equivalente a la de un Tr= 50 años.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

GASTO MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES EN LA ESTACIÓN
HIDROMÉTRICA CARRIZAL.

AÑO	GASTO	AÑO	GASTO
1942	2172	1967	5652
1943	6113	1968	2413
1944	3203	1969	1060
1945	1491	1970	3310
1946	1587	1971	4470
1947	2386	1972	2270
1948	2345	1973	6688
1949	1768	1974	1295
1950	1845	1975	4382
1951	1469	1976	4190
1952	1693	1977	2510
1953	2234	1978	2160
1954	1862	1979	1706
1955	2349	1980	2184
1956	1353	1981	2385
1957	1879	1982	2412
1958	2169	1983	3394
1959	1933	1984	2509
1960	1253	1985	2737
1961	1866	1986	2279
1962	1714	1987	3183
1963	2956	1988	5061
1964	1639	1989	799
1965	3133	1990	5200
1966	3051	1991	5277

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

II.5.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.

El Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa se localiza en la parte suroeste de la Sierra Madre Occidental. Esta área está caracterizada por rocas volcánicas extrusivas (ignimbritas riódacíticas) del mioceno, intrusionadas por diques de origen diverso.

Las rocas volcánicas extrusivas han sido clasificadas en 3 unidades: la inferior es la Unidad Aguamilpa, la intermedia Unidad Colorines y la superior Unidad Picachos; la primera está formada por ignimbrita masiva en tanto que las otras presentan pseudoestratificación. La presa se desplantó, en el nivel del plinto, directamente sobre la unidad Aguamilpa, excepto la parte superior de la margen derecha que se desplantó en la Unidad Colorines; las excavaciones subterráneas principales se excavaron en formación Aguamilpa, el canal de llantada de la obra de toma así como la parte superior del vertedor se excavaron sobre Unidades Colorines y Picachos.

Las principales características estructurales geológicas detectadas en el sitio corresponden a seis fallas con orientación general NE-SW, conocidas como sistema Colorines. Cuatro de éstas fallas se localizan en la margen derecha y afectan las obras de generación; las otras dos se localizan en la margen izquierda y una de ellas involucra la obra de desvío y el vertedor. Se encuentran también cuatro sistemas principales de fracturas que muestran mayor continuidad horizontal que vertical.

II.6.- DATOS PRINCIPALES DEL PROYECTO**HIDROLOGIA**

Area de la cuenca del Río Santiago	75, 651.00 km ²
Area de la cuenca hasta Aguamilpa	73, 834.00 km ²
Número de años de registro	43 años
Escorrentamiento medio anual (1943-1979)	6, 948.00 Hm ³
Gasto medio anual	220.34 m ³ /seg
Uso futuro medio anual aguas arriba	212.00 Hm ³
Escorrentamiento neto medio anual aprovechable	6, 736.00 Hm ³
Volúmen medio mensual escurrido	561.00 Hm ³
Gasto medio anual futuro	213.61 m ³ /s
Volúmen medio anual aprovechado resultado de la simulación de funcionamiento del vaso	6, 257.00 Hm ³
Gasto medio aprovechado	198.40 m ³ /seg
Azolve medio anual en suspensión	8.14 Hm ³
Azolve medio anual en acarreo	2.78 Hm ³

VASO DE ALMACENAMIENTO

Elevaciones	capacidad
NAMINO 190 msnm	2, 965.00 Hm ³
NAMO 220 msnm	5, 540.00 Hm ³
NAME 232 msnm	6, 950.00 Hm ³
Capacidad para azolves (piso de toma)	1, 650.00 Hm ³
Capacidad para control de avenidas NAME-NAMO	1, 410.00 Hm ³
Area ocupada por el embalse al NAME	128.00 Km ²
Area ocupada por el embalse al NAMO	109.00 Km ²

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

OBRA DE DESVIO

Gasto máximo de la avenida (máx. registrado)	6, 688.00 m³/seg
Gasto máximo de diseño	5, 120.00 m³/seg
Elevación ataguía aguas arriba	118.00 msnm
Elevación ataguía aguas abajo	80.00 msnm
Diámetro de los túneles (2) sección portal sin revestir	16.00 m
Elevación máxima en el ambalse	117.00 msnm

	TUNEL N° 1	TUNEL N° 2
Elevación plantilla de entrada (msnm)	64.00	69.00
Elevación plantilla de salida (msnm)	63.00	65.00
Longitud (m)	924.00	1, 064.00
Gasto máximo de descarga (m³/seg)	2, 630.00	2, 490.00
Velocidad media máxima (m/seg)	11.50	10.90
Obturador de cierre provisional (T-1)	2 de 6 x 14 m	H= 27.00 m
Obturador de cierre provisional (T-2)	14 x 14 m	H= 38.00 m
Obturador de cierre final (T-2)	7 x 13 m	H= 170.00 m

Principales cantidades de obra.

Vol. ataguía aguas arriba	915, 400.00 m³
Vol. ataguía aguas abajo	227, 500.00 m³
Excavación a cielo abierto	270,000.00 m³
Excavación en túnel	472, 000.00 m³
Excavación en lumbrera	9, 320.00 m³
Concreto reforzado	16, 400.00 m³
Concreto lanzado	1, 120.00 m³
Concreto en tapones	11, 000.00 m³
Acero de refuerzo	875.00 ton
Acero estructural	555.00 ton
Anclaje	43, 550.00 m
Barrenación para consolidación y drenaje	7, 550.00 m

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

BORDO FUSIBLE

Tipo	Enrocamiento - Aluvión
Elevación de la corona	117.00 msnm
Longitud de la corona	20.00 m
Elevación de la plantilla	108.00 msnm
Ancho de la plantilla	15.00 m
Taludes	1.5 : 1
Gasto máximo de descarga	813.00 m ³ /seg

CORTINA

Tipo de Aluvión - Enrocamiento con cara de concreto	
Elevación de la corona	235.00 msnm
• Longitud de la corona	680.00 m
Altura total al desplante	187.00 m
Volúmen	13' 300,000.00 m ³
Desplante del plinto	49.50 msnm
Talud aguas arriba	1.5 : 1
Talud aguas abajo	1.4 : 1
Bordo libre	3.00 m
Area cara de concreto	136.900.00 m ²
Volúmen de concreto	68.500.00 m ³
Acero de refuerzo	1.920.00 ton

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

OBRA DE EXCEDENCIAS

Gasto máximo de la avenida de diseño	17, 482.00 m ³ /seg
Volúmen de la avenida	6, 966.00 Hm ³
Gasto de diseño (descarga)	14, 900.00 m ³ /seg
Elevación de la cresta	210.00 msnm
Longitud total de la cresta	72.00 m
Compuertas (6)	12 x 19.50 m
Elevación labio superior	229.00 msnm
Ancho de los canales de descarga (dos)	42.50 m
Longitud de los canales (horizontal)	569.00 m
Velocidad máxima	35.00 m/seg

Principales cantidades de obra:

Excavación a cielo abierto	5' 800, 000.00 m ³
Concreto en superficies moldeadas	84, 900.00 m ³
Concreto a tiro directo	53, 000.00 m ³
Concreto lanzado	7, 800.00 m ³
Acero de refuerzo	4, 900.00 ton
Anclaje	279, 000.00 m
Drenaje	18, 000.00 m
Excavación en galerías	13, 600.00 m ³

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

OBRAS DE GENERACION

Elevación del piso de la obra de toma	170.00 msnm
Dimensión de compuertas	5.80 x 7.40 m
Dimensión de rejillas	19.80 x 18.00 m
Conducción a presión	
Diámetro	7.40 m
Longitud	187.00 m
Casa de máquinas:	
Ancho	22.80 m
Largo	134.00 m
Alto	50.00 m
Galería de oscilación:	
Ancho	16.00 m
Largo	85.00 m
Alto	48.50 m
Túnel de desfogue:	
Diámetro	16.00 m
Longitud	391.00 m
Gasto de diseño por unidad	249.00 m ³ /seg
Nivel medio de desfogue	67.60 msnm
Velocidad de giro de las turbinas	150.00 rpm
Carga bruta máxima	159.00 m
Carga neta máxima (al NAMO)	157.30 m
Carga bruta mínima	120.60 m
Carga neta mínima (al NAMINO)	119.70 m
Carga bruta de diseño	146.00 m
Carga neta de diseño	144.00 m
Generador de	337.00 MVA

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

OBRAS DE GENERACION (continuacion...)

Potencia de cada unidad	320.00 MW
Capacidad instalada (3 Francis)	960.00 MW
Factor de planta medio anual	0.253
Generación media anual firme	1, 574.00 GWH/año
Generación media anual secundaria	557.00 GWH/año
Nivel de transformadores y subestación (aislada en SF6)	205.00 msnm
Dos líneas en primera etapa y una futura de	400.00 KV/ (c/u)
Longitud hacia la red por Tepic	40.00 km

Principales cantidades de obra:

ESTRUCTURA	EXCAVACION	CONCRETO
Conductos a presión	11, 400.00	3, 800.00
Casa de máquinas	86, 000.00	21, 700.00
Túnel de acceso	30, 600.00	1, 000.00
Galería de oscilación	66, 000.00	6, 000.00
Desfogue	111, 000.00	19, 000.00
Túneles auxiliares	35, 000.00	15, 000.00
Total	340, 000.00	47, 500.00

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

II.7.- DESCRIPCION DE LAS OBRAS

Las obras principales se describen en 4 grupos . Desvíos, Contención, Generación y Excedencias, en el anexo aparecen sus periodos de ejecución

II.7.1.- OBRAS DE DESVÍO

Consta de dos túneles de sección portal de 16 x 16 m sin revestir, localizados en la margen izquierda del Río Santiago. El tipo de obra de desvío obedece al tipo de Cortina seleccionada y a la configuración topográfica del cauce según el arreglo general del proyecto.

Ambos túneles se excavaron en roca volcánica extrusiva denominada Unidad Aguamilpa. Se revistieron de concreto reforzado los 16 m a la entrada, las zonas de transición y a la salida del túnel N° 2, éste último tramo se debió al caído ocasionado durante la avenida de Agosto de 1990.

El 14 de Marzo de 1990, empezó a trabajar el túnel N° 1, y en Julio de ese mismo año, el N° 2. En Agosto de 1990 se registró un gasto máximo de 3,800 m³/s, alcanzando el agua, en el embalse, la elevación 102 y un gasto máximo de entrada de 5,075 m³/s.

Las fechas relevantes de estas obras son las siguientes: inicio marzo de 1989, desvío del río por el túnel N° 1 Marzo de 1990, desvío del río por el túnel N° 2 Julio de 1990 y cierre en Junio de 1993, la problemática de construcción que se ha tenido en esta estructura fue en un principio de la excavación porque al realizar los cortes en los portales tanto de entrada como de salida los túneles se alargaron y hubo que emportalarlos en zonas que requirieron de excavaciones cuidadosas de un cuarto de sección y trabajos no previstos de soporte de la roca, posteriormente después de las avenidas de agosto de 1990 se derrumbo el portal de salida del túnel de desvío N° 2 en zonas de fallas previamente localizadas.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

En el periodo que la CFE tuvo a cargo la excavacion, los trabajos se desarrollaron basicamente con equipo rentado y se construyo un túnel crucero aproximadamente a la mitad de ambos tuneles con el objeto de establecer 8 frentes de ataque, para los sitios potencialmente inestables se procedió excavando un cuarto de seccion y en el resto del tunel se procedio primero con la excavación de la media seccion superior con barrenacion horizontal a base de jumbos neumáticos (se llegaron a tener 6 jumbos en la obra), toda la media seccion inferior de los tuneles se excavó con track-drills con barrenación vertical, en todos los casos se previo anclaje de tension y/o fricción principalmente de 6 a 12 m de longitud inyectados con mortero.

Debido a que el río se desvió primeramente por el tunel No. 1 hubo que construir dos puentes para acceder a la excavación del túnel No.2, uno en el túnel crucero y otro en la zona del canal de entrada, esto permitió rapidez en el transporte de rezaga que se aprovecho para la construccion de la ataguia de aguas arriba. Durante la excavación de los túneles se hicieron contrapozos como lumbreras piloto para la excavación de las lumbreras para cierre provisional en la entrada de cada túnel y para el cierre final en el túnel No.2.

Durante el periodo de lluvias de 1990 no hubo actividad en este frente y en el estiaje de 1990 a 1991 hubo que realizar ambos túneles por los daños ocasionados por las avenidas, la rehabilitación consistió en la reconstrucción del portal de salida del túnel No.2 donde se colocaron 100 mareas metálicos y se restituyó la vialidad por encima de este túnel, también se ejecutaron los concretos de la zona de estructuras de cierre provisional, es decir donde se alojan las compuertas a la entrada de ambos túneles y posterior a este se excavaron las lumbreras respectivas, desgraciadamente por las condiciones de la roca la lumbrera del túnel 2 se derramó y por la avenida extraordinaria de enero de 1992 se tuvieron daños severos en la lumbrera del túnel 1 ya que este ultimo, el nivel de la ataguia se vio sobrepasado por el embalse y el agua penetro por el brocal de la lumbrera destruyendo una gran parte de ella, el cierre final se llevó a cabo en junio de 1993.

El cierre final consistió en la construcción de un tapon de concreto en el túnel 1 que además aloja una válvula de desagüe profundo solicitada por la CNA para suministrar hasta 70 m³/s a la zona de aguas abajo, principalmente durante el periodo de llenado del vaso. Con el desvío 1 cerrado, estas compuertas fueron recuperadas porque la estructura de cierre final dispuso de un tapón de concreto que permitió su retiro.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

Las obras de desvío se complementan con dos ataguías de 150,000 y 850,000 m³ la de aguas abajo y aguas arriba respectivamente con una altura de 10 y 60 m, para su construcción se dispuso de materiales producto del desvío y se explotaron bancos de arcilla para el núcleo central.

II.7.2.- OBRAS DE CONTENCIÓN

Se estudiaron diferentes opciones del tipo de cortina, incluyendo las de arco-gravedad, materiales graduados y enrocamiento con cara de concreto (PCC). Después de una evaluación técnica-económica se seleccionó la del tipo PCC; además del costo, los aspectos más relevantes que llevaron a esta decisión fueron los de disponibilidad de materiales y tiempo requerido para la construcción.

La experiencia mundial en el diseño y construcción de PCC muestra que puede ser bastante confiable en su comportamiento y seguridad, como puede verse en los casos de las presas más altas de este tipo construidas a la fecha.

La construcción de la Presa Cethana (110 m) en Australia, en 1971, y la terminación de las presas de enrocamiento bien compactado en Alto Anchicaya (140 m) en Colombia y Foz do Areia (160 m) en Brasil abrieron las puertas para el desarrollo de las nuevas técnicas y presas más altas durante las últimas dos décadas.

PRESAS MODERNAS CON CARA DE CONCRETO

AÑO DE TERMINACIÓN	NOMBRE DE LA PRESA	ALTURA (M)	PAÍS
1993	AGUAMILPA	186	MÉXICO
1993	TIANGSHENQUO	180	CHINA
1980	FOZ DE AREIA	160	BRASIL

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

AÑO DE TERMINACIÓN	NOMBRE DE LA PRESA	ALTURA (M)	PAÍS
1994	MESSOCHORA	150	GRECIA
1985	SALVAJINA	148	COLOMBIA
1991	SAGREDO	145	BRASIL
1974	ALTO ANCHICAYA	140	COLOMBIA
1994	XINGÓ	140	BRASIL
1978	KHAO LAEM	130	TAILANDIA
1978	GOLILLAS	125	COLOMBIA
1984	SHIRORO	125	NIGERIA
1986	CIRATA	125	INDONESIA
1986	REECE	122	AUSTRALIA
1981	NEVERI	115	VENEZUELA
1971	CETHANA	110	AUSTRALIA

La presa de Aguamilpa sigue las tendencias modernas de las presas de aluvión y/o enrocamiento bien compactado desarrolladas durante los últimos 20 años en la construcción exitosa de PCC y ahora ya terminada es la más alta en el mundo en su tipo.

Se compone de la estructura principal que es la cortina y de una red de galerías construidas en ambas laderas y a diferentes niveles con el objeto de formar el plano de estanqueidad de la presa dentro del macizo rocoso a base de inyecciones de cemento por medio de perforaciones, también permitieron estas galerías formar una pantalla de drenaje por perforaciones en ambas laderas siendo esto muy importante, en especial, cuando hay cercanía de estructuras subterráneas, a través de estas galerías se podrán monitorear las filtraciones que se tengan en la roca una vez que el embalse este lleno de agua.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

El proceso de construcción de las galerías tuvo tres etapas bien definidas, en la primera se ejecutó la excavación del total de 8 galerías con una longitud de 2627 m, ésta excavación fue básicamente con pistolas de pierna y utilizando el jumbo tanitrock, excavando a sección completa y rezagando con equipo minero. En la segunda etapa se procedió con el revestimiento de las galerías, consiste en recubrir el piso de todas las galerías, en algunos casos sobre material de relleno para los accesos y desplantando en roca sana en las zonas donde se requiere tratamientos de inyección, el revestimiento a sección completa se hace en zonas de inyección o donde las condiciones geológicas lo requieran para garantizar la estabilidad y/o la impermeabilidad. el revestimiento a sección completa se hace con concreto lanzado o concreto moldeado, en ambos casos se coloca acero de refuerzo. Para la inyección el contratista dispuso de la utilización del equipo túnel track.

La construcción de la cortina es fuente de aportaciones para diseño y construcción de este tipo de presas, la experiencia ha dejado testimonio de la conveniencia de construir el plinto con anticipación a la colocación de terraplenes, inclusive los tratamientos de inyección a través del plinto se ejecutaron antes de la colocación de terraplenes y consecuentemente antes del colado de la cara de concreto, en Aguamilpa hubo que demoler parte de la losa de arranque N° 28 debido a que el proceso de inyección hizo flotar esta losa.

El diseño original de la presa sufrió ajustes sin detrimento de su calidad y funcionalidad con el objeto de permitir que pudiera terminarse un año antes del programa original, los cambios principales se refieren al cambio de granulometrías del material de respaldo de la cara de concreto y al cambio de la frontera entre material aluvial y rezaga de roca con el propósito de reducir el aluvión que requiere acarrear hasta de 20 km aguas abajo del eje de la presa para ser sustituido este volumen por roca disponible de las otras estructuras del proyecto.

Es relevante destacar que durante las avenidas extraordinarias del mes de enero de 1992 el río embalsó hasta la Elev. 123.60 creando una carga hidrostática de 74 m sobre la cara de concreto que en ese momento estaba colocada a la Elev. 94, la instrumentación colocada en la cortina registro una deformación en la cara de concreto de 6 mm, y en general otras lecturas indican que la estructura tuvo buen comportamiento.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPTULO II

El terraplén de 13.2 millones de m³ se compone por mitad en roca y mitad en aluvión del río, se llegaron a obtener rendimientos mensuales de 500,000 m³, esto es digno de tomarse en cuenta, porque si la construcción de terraplenes que no presentaron restricciones y/o dificultad de colocación, le agregamos que el colado de la cara de concreto fue proceso lineal de ejecución, esto significa que este tipo de presa marca una nueva etapa en la construcción de estas estructuras en México, por las bondades que tiene su procedimiento constructivo.

II.7.3.- OBRAS DE GENERACIÓN.

Son una serie de estructuras donde se instalaron los equipos de generación de energía eléctrica, en el sentido del flujo del agua consiste en una obra de toma, tuberías a presión, casa de maquinas, galería de oscilación y desfogue, se comunican con una subestación por medio de lumbreras; en el anexo aparece un cronograma donde se indican el periodo de ejecución de estas estructuras, es interesante resaltar que para el cumplimiento del programa recortado hubo que construir una vialidad subterránea con una longitud de 600 m, esta vialidad es similar a la que se construyo en el Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén con una gran mejora ya que permitió tener acceso directo a diferentes niveles de la excavación de las cavernas de casa de maquinas y galería de oscilación que tiene una altura de 50 m, el hecho de llegar con rezagadores convencionales a todos los niveles de banqueo de estas cavernas fue la clave del éxito por excavar estas estructuras en el tiempo previsto, desde luego que esta vialidad también ha sido importante para el transporte del concreto hidráulico al sitio de su colocación y el acceso para las actividades de montaje y tratamiento de la roca, la problemática principal presentada en el proceso de excavación ha sido el tratamiento de la roca adicional al originalmente previsto, ya que la presencia de cuñas favorables al deslizamiento de masas de roca obligaron a tratamientos de anclaje mas densos, principalmente en las dos cavernas, resulta relevante citar que el túnel de desfogue en sus primeros 180 m, de longitud se excavó en una trayectoria coincidente con una falla geológica importante, lo que originó que se excavara en un cuarto de sección con tratamientos intensos de anclaje, drenaje, concreto lanzado y colocación de marcos metálicos embebidos en concreto; otra falla de la misma familia originó el caído en el canal de salida del túnel de desfogue en septiembre de 1990, esto propició que se construyera un túnel auxiliar al desfogue y se cambiara el procedimiento de excavación del canal de salida.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

En la obra de toma se tuvieron problemas de orden geológico similares a los del desfogue que complicaron la excavación de las tuberías a presión, por razones de tiempo y por razones de estabilidad, principalmente en la unidad 2 donde se tuvo que excavar en cuatro secciones la bocatoma que mide 8 x 9 m, los tratamientos adicionales en los taludes del canal de llamada de obra de toma superan con mucho lo considerado originalmente en el diseño, destacando la presencia de una macro cuña en el talud frontal de la obra de toma, que ha sido estabilizada a base de anclaje de fricción con varillas de $1\frac{1}{2}\text{"}\varnothing$ inyectadas con mortero y longitudes de 12 y 15 m, resulta interesante el análisis de este talud frontal ya que la presencia de fallas geológicas obligaron a un tratamiento adecuado a base de inyecciones, por que representaban vías francas de entrada de agua hacia la zona de tuberías a presión y lumbreras, para esto se excavaron las galerías 4 y 6 a través de las cuales se prolongaran las pantallas impermeables a base de perforaciones y durante la operación de la planta permitirá hacer las inspecciones necesarias.

Tal vez el frente de obra subterránea mas complicado en su excavación fueron tuberías a presión, debido principalmente a que se trata de túneles que están inclinados 57° con el plano horizontal, toda la rezaga producto de la excavación de estas tuberías fue retirado en la parte baja a elev. 50.00 utilizando la vialidad auxiliar que se liga a cada una de las tuberías, también fue muy valiosa la galería auxiliar No.4 que intercepto las tres tuberías a presión en la elev. 140 a partir de esto se hizo un túnel piloto con contrapocera con diam. de 2.4 m, esta sección se amplió a 16 m² respetando la línea inferior de la tubería para colocar una pista con dos rieles, que ha permitido tener acceso a todos los niveles de la tubería para el equipo y personal, usando carritos movidos por malacates que se instalaron en la parte alta en el piso de la obra de toma a la elev. 170, el resto de las tuberías a presión se excavó con barrenación paralela a los tubos, en banqueos de 3 m, de longitud por el sistema tradicional. Parte de la unidad 1 fue excavada con el jumbo tamrock, que también se utilizo hasta donde la pendiente lo permitió en la liga de la tubería de presión con la obra de toma exterior.

En todas las tuberías se realizaron tratamientos de anclaje sistemático de 4 a 6 m de longitud inyectado con mortero, hubo tratamientos adicionales en la zona de la bocatoma N° 2 y en parte de la unidad N° 3, en ambos casos por la contrafluencia de fallas geológicas.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

El montaje de la tubería metálica se realizó utilizando las pistas de rieles y defasando considerablemente el montaje de las tuberías y su soldadura, del empaque de concreto. en algunos casos se defasó hasta 60 m de tubería colocada sin empaque de concreto.

La planta hidroeléctrica contará con tres unidades generadoras de 320 MW, en promedio tendrá una generación de 2131 Gwh anuales.

Las estructuras principales de las obras de generación son:

- Canal de llamada a cielo abierto
- Obra de toma
- Conductos a presión en túnel
- Casa de máquinas
- Galería de oscilación
- Lumbreras de buses y ventilación
- Plataforma de transformadores y subestación
- Túnel de desfogue

A continuación se hace una breve descripción de las principales estructuras:

Obra de toma.- Consiste en 3 edificios de control que incluyen compuertas con las que se controlará el acceso del agua al recinto de Casa de Máquinas.

Conductos a presión.- Son 3 tuberías que funcionarán a presión inclinadas, cada una con un diámetro de 8.7 m y una longitud de 180 m, que conectan la Obra de Toma con la Casa de Máquinas. Los conductos inician a partir de las compuertas de servicio, con una sección rectangular de 5.8 x 7.4 m y a través de una transición, en curva vertical, cambian a sección circular. La transición va revestida de concreto reforzado y la sección circular de 7.40 m de diámetro con revestimiento metálico y empacado con concreto simple.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

Casa de Máquinas.- La casa de Máquinas, en caverna, alberga los equipos electromecánicos y de acuerdo a estos se definen los siguientes pisos: de turbinas, de generadores y de excitadores. Además se encuentran también las galerías de inspección, de drenaje, de charolas y el cárcamo de bombeo.

Se instalaron grúas pórtico dentro de la caverna de casa de Máquinas. con capacidad de 405/40 ton cada una, que acopladas levantaron el rotor con peso de 735 ton

Galería de oscilación.- La galería de oscilación amortigua los efectos de variación de presión ocasionados por los rechazos y toma de carga. Se localiza aguas abajo de casa de máquinas. En esta galería se instalaron compuertas de desfogue, que aíslan los tubos de aspiración cuando conviene desaguarlos.

La casa de máquinas y la galería de oscilación se hallan separadas a 50 m entre ejes. y son conectadas por tubos de aspiración. En un extremo de la galería inicia el túnel de desfogue.

Desfogue.- Hace la conexión entre la galería de oscilación con el río. La geometría de sección portal de 16 x 16 m, revestidos de concreto, y su diseño es tal que considerando su longitud (391 m), la geología, el aspecto constructivo y la evaluación económica nos dé las condiciones óptimas de trabajo, ya que el comportamiento hidráulico y las pérdidas de energía son importantes en este caso.

II.7.4.- OBRA DE EXCEDENCIAS.

Es un vertedor en canal a cielo abierto, con un muro separador, con capacidad de 14,900 m³/s para transitar una avenida con gasto máximo de 17,482 m³/s, la cual se determinó, con base en criterios de transportación de ciclones y precipitación máxima probable.

Consta de 6 vanos de 12 m de ancho, dividido en dos canales, uno auxiliar y otro de servicio. La política de operación de compuertas es tal que nos permite regular avenidas con un

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

período de retorno de 70 años, sin descargar más de 3,000 m³/s.

La elevación de la cresta es la 210.00 y el labio de la cubeta de descarga la 99.06 alcanzándose una velocidad mayor de 40 m/s, por lo que se construyó un aireador.

Dicho vertedor cuenta con cortes hasta de 110 m de altura y una longitud total de casi un kilómetro, del cual 570 m, serán recubiertos con concreto para formar el canal de descarga, ésta estructura ha sido la base de aportaciones de roca para la construcción de la cortina, se han requerido casi 10 km, de caminos auxiliares para su realización. La excavación ha sido a base de banqueos de 12 a 15 m de altura, las vialidades han tenido restricciones en cuanto a su cercanía con los taludes definitivos, el procedimiento de excavación consistió básicamente en desalojar el material en la zona de estructuras y canal de descarga para permitir que las estructuras de concreto pudieran iniciar de acuerdo con el programa de obra, posteriormente se retiró la parte del canal de llamada que había quedado pendiente. De esta manera se logró la realización del cierre final de la presa en Junio de 1993.

Dadas las velocidades de descarga del agua, se requirieron superficies de concreto bien terminadas, por esta razón en las losas de piso del canal de descarga se aplicó una enrasadora de concreto que permitió hacerlas con anchos hasta de 20 m, luego pulidos con llanas mecánicas para dar una superficie lisa, los muros y las pilas se ejecutaron con cimbras convencionales utilizando grúas para su izaje y la colocación del concreto se realizó con bombas en los muros y con bandas transportadoras en los pisos.

II.7.5.- OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Se construyó un acceso, de Tepic a la obra, de 52 km: un puente sobre el Río Santiago, en doble voladizo con un claro máximo de 102 m; caminos hacia los bancos de materiales y servicios generales como son: Clínica, oficinas, talleres, almacenes y campamentos para los trabajadores de acuerdo a las necesidades que demandó la construcción.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

CAPITULO II

II.7.6.- EQUIPO ELECTROMECHANICO.

Para el diseño, fabricación, montaje, pruebas y puesta en servicio del equipo electromecánico, la Comisión Federal de Electricidad estableció un contrato, bajo la modalidad "Llave en Mano", con la asociación SEVTS en la cual participan las siguientes empresas:

EMPRESA	PAIS	EQUIPO O SISTEMA
SIEMENS, A.G.	ALEMANIA	Subestación, grúa de casa de maquinas, sistemas y equipos adicionales.
ENERGOMACHEXPO RT	U.R.S.S.	Turbinas, generadores y transformadores.
VOEST-ALPINE	AUSTRIA	Compuertas y mecanismos de izaje.
TECHINT, S.A.	MÉXICO	Montaje del equipo.
SIEMENS, S.A.	MÉXICO	Componetes nacionales.

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

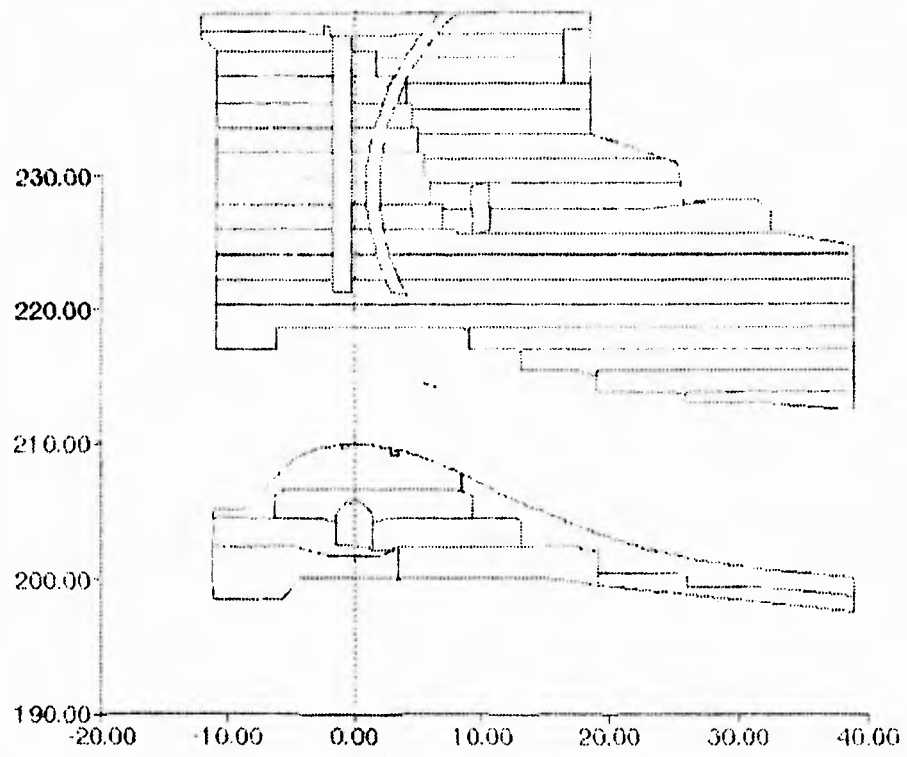
CAPITULO II

II.8.- PROGRAMA DE OBRA

Las fechas más importantes dentro del programa de construcción fueron las siguientes:

Inicio de las obras de infraestructura	Enero	1989
Inicio de la obra de desvío	Abril	1989
Inicio de las obras de contención	Enero	1990
Desvío del río (por el túnel N° 1)	Marzo	1990
Inicio de obra de generación	Enero	1991
Inicio de la obra de excedencias	Sept	1990
Inicio de fabricación de las turbinas	Junio	1991
Inicio de montaje de turbinas	Enero	1992
Inicio de fabricación de generadores	Enero	1992
Inicio de montaje de generador	Enero	1993
Cierre final de los túneles de desvío	Junio	1993
Sincronización 1ª unidad generadora	Sept	1993

ANEXO



CAPITULO II

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

OBRAS DE DESVIO

CONSTA DE DOS TUNELES DE 1 KM DE LARGO, DE SECCION PORTAL DE 16 MTS, SIN RECUBRIMIENTO, CON DOS ESTRUCTURAS DE COMPUERTAS PARA CIERRE PROVISIONAL Y UNA PARA CIERRE FINAL EN EL TUNEL N° 2.

EXCAVACION _____ 500,000 M3 CONCRETO LANZADO _____ 4,600 M3

CONCRETO H. _____ 46,100 M3 ANCLAJE _____ 83,500 ML

INICIO ___ MAR'89 TERMINACION ___ JUL'90 DURACION ___ 16 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA EXCAVACION SE REALIZO POR OCHO FRENTE DE ATAQUE GRACIAS A UN TUNEL CRUCERO EN EL KM 0+600.00 DE AMBOS TUNELES, PRIMERO SE EXCAVO LA MEDIA SECCION SUPERIOR CON BARRENACION HORIZONTAL Y DESPUES LA MEDIA SECCION INFERIOR CON EL SISTEMA DE BANQUEO.

EL DISEÑO ORIGINAL NO INCLUYE REVESTIMIENTO, SIN EMBARGO LAS MALAS CONDICIONES DE LA ROCA Y LAS AVENIDAS EXTRAORDINARIAS PRESENTADAS EN 1990 Y 1992 HAN ORIGINADO IMPORTANTES REPARACIONES EN EL INTERIOR DE LOS TUNELES Y EN LAS LUMBRERAS DE OPREACION

EL PROCESO DE CIERRE FINAL CONSISTE EN EL MANEJO DEL RIO CON LAS COMPUERTAS Y LA CONSTRUCCION DE TAPONES DE CONCRETO UBICADOS EN EL PLANO DE ESTANQUEIDAD DE LA PRESA.

EQUIPO EMPLEADO

GRUAS TORRE Y MOTOGRUAS	COMPRESOR ESTAC. 1200 PCM
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	TRACK DRILL DOWN HOLE
TRACTOR D8N	LANZADOR ALIVA 260
COMPRESOR PORTATIL 700 PCM	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
TRACK DRILL ECM 350 IR	
CARGADOR FRONTAL TEREX 90C	

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

OBRAS DE CONTENCION

ESTA FORMADA POR UNA CORTINA DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO Y UNA PANTALLA DE CONSOLIDACION, CONTACTO-CONCRETO-ROCA Y PANTALLA PROFUNDA A BASE DE PERFORACIONES.

EXCAVACION ___ 1'800,000 M3 CONCRETO LANZADO ___ 10,000 M3

CONCRETO H. ___ 12,300 M3 ANCLAJE ___ 76,000 ML

INICIO ___ AGO'90 TERMINACION ___ AGO'90 DURACION ___ 36 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA CORTINA SE DESPLANTO EN ROCA SANA LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y SUELOS. LOS TERRAPLENES SE CONSTRUYEN DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES PARA CADA TIPO DE MATERIAL Y COMPACTACION. EL PLINTO ES LA ESTRUCTURA QUE LIGA A LA CARA DE CONCRETO CON LAS LADERAS, SE DESPLANTA EN ROCA SAN Y REGULARIZADA PARA FORMAR UN PLANO GEOMETRICO REGULAR. LA CARA DE CONCRETO SE COMPONE DE 44 LOSAS DE 15 MTS DE ANCHO SELLADAS EN SUS JUNTAS CON BANDAS DE PVC Y COBRE.

LAS INYECCIONES SE EJECUTAN A TRAVES DEL PLINTO BAJO PARAMETROS PRECISOS DE CONTROL DE CALIDAD.

EL CONCRETO SE DESLIZA CON CIMBRAS METALICAS Y BAJA POR EL TALUD DE LA CORTINA A TRAVES DE CANALONES LISOS.

EQUIPO EMPLEADO

VIBROCOMPACTADORES DE 10 TON
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35 Y R50
TRACTOR D8N
CAMIONES DE VOLTEO 6,7,12 Y 20 M³
CIMBRA DESLIZANTE METALICA
EQUIPOS DE EXCAVACION

CARGADOR FRONTAL TEREX 90C
AFINADORA DE TALUD
BANDA TRANSPORTADORA
RETROEXCAVADORA DE 7.5 YD³

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

OBRA DE TOMA

ES UN CANAL A CIELO ABIERTO EXCAVADO EN ROCA UBICADO EN MARGEN DERECHA A ELEV. 170 CON CORTES DE 168 MTS DE ALTURA, UN ANCHO DE 56 MTS Y 160 MTS DE LARGO.

EXCAVACION ____ 1'800,000 M3 CONCRETO LANZADO ____ 10,000 M3

CONCRETO H. ____ 12,300 M3 ANCLAJE ____ 76,000 ML

INICIO ____ AGO'90 TERMINACION ____ AGO'90 DURACION ____ 36 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA EXCAVACION SE REALIZO EN BANQUEOS DE 15 MTS DE ALTURA CON USO DE EXPLOSIVOS, PREVIO DESMONTE Y DESPALME, ESTABILIZANDO LOS TALUDES CON VOLADURAS DE PRECORTE, ANCLAJE DE FRICCION DE 18, 15, 12 Y 9 MTS, INYECTADO CON MORTERO, BARRENACION DE DRENAJE DE 15, 12 Y 9 MTS Y LANZADO DE CONCRETO EN TODA LA SUPERFICIE DEL TALUD CON ESPESOR DE 7 A 10 CM CON MALLA ELECTROSOLDADA.

LOS CONCRETOS SON ARMADOS Y SE CONSTRUYEN EN ALZADOS DE 3 MTS PROMEDIO CON CIMBRAS CONVENCIONALES.

LA PRESENCIA DE FALLAS IMPORTANTES EN LA ROCA HA ORIGINADO CAMBIOS DE DISEÑO, TRATAMIENTOS ADICIONALES Y SERIAS AFECTACIONES AL PROGRAMA POR UN CAIDO DE GRAN MAGNITUD.

EQUIPO EMPLEADO

GRUAS TORRE Y MOTOGRUAS	COMPRESOR ESTAC. 1200 PCM
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	TRACK DRILL DOWN HOLE
TRACTOR D8N	LANZADOR ALIVA 260
COMPRESOR PORTATIL 700 PCM	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
TRACK DRILL ECM 350 IR	
CARGADOR FRONTAL TEREX 90C	

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

TUBERIAS A PRESION

SON 3 TUNELES DE SECCION CIRCULAR DE 7.40 MTS DE DIAM. Y LONGITUD DE 187 MTS CADA UNO. LLEVAN CAMISA METALICA DE ESPESOR VARIABLE EN SUS ULTIMOS 120 MTS DE LARGO.

EXCAVACION _____ 38,000 M³ CONCRETO LANZADO _____ 260 M³

CONCRETO H. _____ 21,300 M³ ANCLAJE _____ 15,900 MI.

INICIO ___ ABR'91 TERMINACION ___ MAY'93 DURACION ___ 25 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

SE EXCAVO INICIALMENTE UNA LIMBRERA PILOTO CON MAQUINA CONTRAPOCERA A 2.40 MTS DE DIAM. ESTA SECCION SE AMPLIO A 16 M² PARA FACILITAR LA CAIDA DEL MATERIAL Y PARA COLOCAR UNA PISTA A BASE DE RIELES QUE PERMITEN LA BAJADA CON CANASTILLAS PARA PERSONAL Y EQUIPO, PARA EL MONTAJE DE LAS TUBERIAS METALICAS

EL INICIO DE LA EXCAVACION SE HIZO AL NIVEL 140 A TRAVES DE UNA GALERIA INTERMEDIA (GALERIA N° 4), CON ESTO SE ADELANTO EL PROGRAMA DE CONSTRUCCION EN OCTUBRE DE 1991 OCURRIO UN DERRUMBE EN LA OBRA DE TOMA QUE RETRASO 5 MESES LA COMUNICACION POR EL EXTERIOR.

EL REVESTIMIENTO DE LAS TUBERIAS SE COLOCA A BASE DE BOMBEO DE CONCRETO PARA EMPACAR LA CORAZA METALICA Y CON CIMBRAS PREFABRICADAS PARA LA PARTE SUPERIOR, ADICIONALMENTE EXISTE UN TRATAMIENTO DE CONSOLIDACION ANULAR A LAS TUBERIAS.

EQUIPO EMPLEADO

JUMBO TAMROCK MAXMATIC	COMPRESOR ESTAC. 1500 PCM
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
MALACATES DE 50 TON	LANZADOR ALIVA 260
CONTRAPOCERA ROBBINS	
PERFORADOR TUNNEL TRACK	
CARGADOR FRONTAL TEREX 90C	

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

CASA DE MAQUINAS

ES UNA CAVERNA LABRADA EN ROCA UBICADA A 1180 MTS DEBAJO DE LA SUPERFICIE NATURAL DEL TERRENO Y MIDE 23 MTS DE ANCHO, 134 DE LARGO Y 50 DE ALTURA

EXCAVACION _____ 109,440 M3 CONCRETO LANZADO _____ 3,250 M3
 CONCRETO H. _____ 35,600 M3 ANCLAJE _____ 73,500 ML.
 INICIO ___ SEP'90 TERMINACION ___ FEB'93 DURACION ___ 18 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA EXCAVACION SE EJECUTO DE ARRIBA HACIA ABAJO EN BANQUEOS DE 6 MTS DE ALTURA, LA BOVEDA SE EXCAVO EN 3 SECCIONES ASEGURANDO SU ESTABILIDAD CON EL RECORTE A BASE DE POSTCORTE, ANCLJE DE TENSION INYECTADO CON RESINA EPOXICA DE 9 MTS DE LARGO, DRENAJE Y MORTERO LANZADO CON ESPESOR DE 15 CM ARMADO CON MALLA ELECTRO SOLDADA

LOS BANQUEOS FUERON PRECORTADOS EN LAS PAREDES CON BARRENACION VERTICAL Y ESTABILIZADOS CON ANCLAJE DE FRICCION INYECTADO CON MORTERO Y CONCRETO LANZADO SIMILAR AL DE LA BOVEDA HASTA LA ELEV 68 20 POR DEBAJO DE LA CUAL QUEDAN EMBEBIDAS LAS PARTES DE LAS UNIDADES TURBOGENERADORAS EMPACADAS EN CONCRETO REFORZADO

PARA EL DESALOJO DE LA REZAGA PRODUCTO DE LA EXCAVACION SE CONSTRUYO UN TUNEL AUXILIAR HACIA LA BOVEDA, EL TUNEL DE ACCESO DEFINITIVO, EL TUNEL AUXILIAR POR EL TIMPANO NORTE A ELEV 55 Y LA PARTE MAS BAJA SE REZAGO POR GALERIA DE OSCILACION A TRAVES DE LOS TUNELES DE ASPIRACION

EL CONCRETO HIDRAULICO SE COLOCA CON CIMBRAS COVENCIONALES 100 % BOMBEADO.

EQUIPO EMPLEADO	
JUMBO TAMROCK MAXIMATIC	CARGADOR LATERAL 977 CAT
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	TRACK-CANASTILLA
TRACTOR D8N	LANZADOR ALIVA 260
COMPRESOR ESTAC. 1500 PCM	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
TRACK DRILL. ECM 350 IR	CARGADOR FRONTAL TEREX 90C
GRUAS VIAJERAS DEFINITIVAS	

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

GALERIA DE OSCILACION

ES UNA CAVERNA A 177 MTS DE PROFUNDIDAD LABRADA EN ROCA, TIENE 49 MTS DE ALTURA, 16 MTS DE ANCHO Y 85 MTS DE LARGO.

EXCAVACION _____ 70,500 M³ CONCRETO LANZADO _____ 1,400 M³

CONCRETO H. _____ 7,800 M³ ANCLAJE _____ 38,600 ML

INICIO __ SEP'90 TERMINACION __ JUN'93 DURACION __ 33 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA EXCAVACION SE EJECUTO DE ARRIBA HACIA ABAJO EN BANQUEOS DE 6 MTS DE ALTURA, LA BOVEDA SE LABRO EN 3 SECCIONES ASEGURANDO SU ESTABILIDAD CON ANCLAJE DE TENSION INYECTADO CON RESINA EPOXICA , DRENAJE Y MORTERO LANZADO CON ESPESOR DE 15 CM ARMADO CON MALLA ELECTROSOLDADA.

EL LANZADO DE LA ROCA SE HIZO CON EL SISTEMA DE POSTCORTEEN LAS BOVEDAS Y PRECORTE EN LAS PAREDES, CON BARRENACION HORIZONTAL Y VERTICAL RESPECTIVAMENTE ACTUALMENTE SE MONITOREAN DESPLAZAMIENTOS EN MURO AGUAS ARRIBA POR REPLANTEAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO.

ANTES DE BANQUEAR LA GALERIA SE CONSTRUYO UN TUNEL EN LA PARTE INFERIOR PARA COMUNICAR HACIA LA PARTE BAJA DE CASA DE MAQUINAS Y DESFOGUE.

EL REVESTIMIENTO DE LAS PAREDES Y EL PISO SE HACE CON CONCRETO HIDRAULICO Y CON CIMBRA DESLIZANTE

EQUIPO EMPLEADO

JUMBO TAMROCK MAXIMATIC	CARGADOR LATERAL 977 CAT
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	TRACK-CANASTILLA
TRACTOR D8N	LANZADOR ALIVA 260
COMPRESOR ESTAC. 1500 PCM	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
TRACK DRILL ECM 350 IR	CARGADOR FRONTAL TEREX 90C

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

LUMBRERAS

SON 5 DE 2.4 MTS DE DIAM. DE VENTILACION EN CASA DE MAQUINAS Y 150 MTS DE ALTURA, 3 DE BUSES DE 6 MTS DE DIAM. Y 140 MTS DE ALTURA, 2 DE VENTILACION EN GALERIA DE OSCILACION DE 2.40 MTS DE DIAM. Y 117 MTS DE ALTURA.

EXCAVACION _____ 20,800 M³ CONCRETO LANZADO _____ 160 M³

CONCRETO H. _____ 6,300 M³ ANCLAJE _____ 4,300 ML

INICIO ___ AGO'90 TERMINACION ___ AGO'93 DURACION ___ 36 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

TODAS LAS LUMBRERAS SE ECAVARON CON CONTRAPOCERA ROBBINS A UN DIAMETRO DE 2.40 MTS REZAGANDO EL PRODUCTO POR LA PARTE BAJA, LAS LUMBRERAS DE BUSES SE AMPLIARON POR EL METODO DE BANQUEO POR MEDIO DE VOLADURAS Y SISTEMA DE POSTCORTE HASTA DAR UN DIAMETRO DE 6 MTS YA REVESTIDAS DE CONCRETO ARMADO.

EL REVESTIMIENTO DE TODAS LAS LUMBRERAS ES CON EL SISTEMA DE CIMBRA DESLIZANTE SUMINISTRANDO EL CONCRETO Y EMPLEANDO MALACATES CON RECIPIENTES DE 1 M³.

EQUIPO EMPLEADO

CONTRAPOCERA ROBBINS LANZADOR ALIVA 260
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35
MALACATE ESTACIONARIO 15 TON
COMPRESOR PORTATIL 700 PCM
PERFORADORAS DE PISO
PERFORADOR TUNNEL TRACK

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

DESFOGUE

ES UN TUNEL DE SECCION PORTAL Y UNA LONGITUD DE 391 MTS

EXCAVACION _____ 108,000 M³ CONCRETO LANZADO _____ 760 M³

CONCRETO H. _____ 22,800 M³ ANCLAJE _____ 41,100 ML

INICIO ___ DIC'90 TERMINACION ___ JUN'93 DURACION ___ 31 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA EXCAVACION SE EJECUTO A MEDIA SECCION COMPLETA EN ZONAS SIN PROBLEMAS DE ORDEN GEOLOGICO (DEL KM 0+180 AL KM 0+391), EN ZONAS DE FALLAS GEOLOGICAS. LA MEDIA SECCION SUPERIOR SE EXCAVO CON DOS FRENTE DE ATAQUE CON EL OBJETO DE IR ESTABILIZANDO LA MITAD DE LA BOVEDA, EN ALGUNAS SECCIONES INCLUSIVE SE COLOCARON MARCOS METALICOS EMBEBIDOS EN CONCRETO

EQUIPO EMPLEADO

JUMBO TAMROCK MAXIMATIC	CARGADOR LATERAL 977 CAT
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	TRACK-CANASTILLA
TRACTOR D8N	LANZADOR ALIVA 260
COMPRESOR ESTAC. 1500 PCM	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
TRACK DRILL ECM 350 IR	CARGADOR FRONTAL TEREX 90C
CIMBRA METALICA DE 6 M. LARGO	

DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

ANEXO CAPITULO II

VERTEDOR

ES UN CANAL A CIELO ABIERTO CON CORTES DE 110 MTS DE ALTO DE 90 MTS DE ANCHO Y 570 MTS DE LARGO, SE CONTROLA CON 6 COMPUERTAS RADIALES CON CRESTA VERTEDORA A ELEV. 210.00.

EXCAVACION ____ 5'800,000 M3 CONCRETO LANZADO ____ 8,100 M3

CONCRETO H. ____ 137,900 M3 ANCLAJE ____ 179,000 MI.

INICIO __ SEP'90 TERMINACION __ SEP'93 DURACION __ 36 MESES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

LA EXCAVACION SE EJECUTO DANDO PRIORIDAD A LA ZONA DE COMPUERTAS Y CANAL DE DESCARGA, YA QUE ESTAS VAN REVESTIDAS DE CONCRETO. LOS TALUDES SE ESTABILIZARON A BASE DE PRECORTES, CONCRETO LANZADO DE 5 A 10 CM DE ESPESOR CON MALLA ELECTROSOLDADA Y ANCLAJES DE 18, 15, 12 Y 9 MTS, DRENAJES Y 2 GALERIAS DE DRENAJE EN LA LADERA IZQUIERDA DE 900 MTS DE LONGITUD. LOS BANQUEOS SE REALIZAN EN ALTURAS DE 12 A 15 MTS Y ES LA PRINCIPAL FUENTE DE APORTACION PARA EL ENROCAMIENTO DE LA CORTINA

EL CONCRETO DE LOS MUROS Y PILAS SE COLOCA CON MOTOBOMBAS Y CIMBRAS TIPO CANTILIVER, EN LAS LOSAS DE PISO SE UTILIZAN ENRASADORAS MARCA SLOPMASTER Y BANDAS TRANSPORTADORAS PARA COLOCACION DE CONCRETO

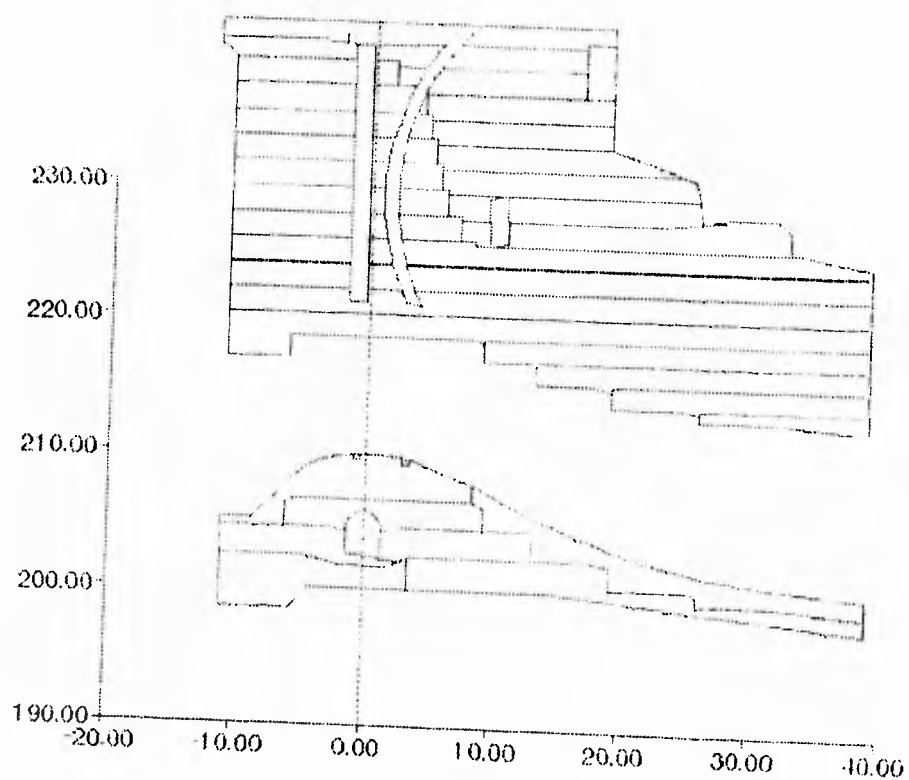
DADAS LAS ALTAS VELOCIDADES DE FLUJO DE AGUA SE REQUIEREN SUPERFICIES BIEN TERMINADAS.

EL PUENTE DE MANIOBRAS SE CONSTRUYO A BASE DE TRABES PRESFORZADAS

EQUIPO EMPLEADO

PALAS HIDRAULICAS O&K	LANZADORA ALIVA 260
CAMION FUERA DE CARRETERA R-35	BANDA TRANSPORTADORA S.S.
TRACTOR D8N	TRACK DRILL ECM 350 IR
COMPRESOR PORTATIL 700 PCM	MOTOBOMBA DE CONCRETO SWING
CARGADOR FRONTAL TEREX 90C	ENRASADORA D/PLANT.
GRUAS TORRE ESTACIONARIAS	SLOPMASTER
	GRUAS DE 18, 50 Y 120 TON

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS



CAPITULO III

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

DEFINICIÓN

VERTEDORES DE SERVICIO Y AUXILIARES. Se denomina vertedor de servicio, a aquella estructura que sirve para descargar con mayor frecuencia y desde los niveles altos de una presa de volúmenes excedentes; debido a este hecho en su diseño debe considerarse el factor frecuencia de descarga.

Es recomendable el empleo de vertedores auxiliares cuando las descargas por un solo vertedor sean de consideración, cuando uno solo resulte incosteable, cuando un sitio sea insuficiente, etc.

Cuando aguas abajo del sitio de descarga no se permiten gastos extraordinarios, es alternativo construir un vertedor auxiliar que descargue a otro cañón o valle.

La finalidad de la obra de excedencias es controlar la descarga de los volúmenes de agua que se han considerado excedentes de la capacidad útil en un vaso almacenador. La obra de excedencias debe tener capacidad hidráulica suficiente y su descarga estar localizada de tal suerte que no dañe ni el talud aguas abajo de la cortina, ni el desfogue de la casa de máquinas ni cualquier otra estructura adyacente.

Las superficies de la obra de excedencias deben ser resistentes a la erosión para soportar las velocidades de agua.

III.1.- ESTRUCTURAS COMPONENTES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Como resultado de los estudios del tránsito de la avenida de diseño a través del vaso, se obtiene la carga máxima H_{max} y el gasto máximo Q_{max} para el cual deben dimensionarse las diferentes estructuras que forman la obra de excedencias, aunque deben revisarse para todo el rango de gasto. Estas estructuras son:

III.1.1.- CANAL DE LLAMADA

El canal de llamada sirve para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Dependiendo el tipo de obra de excedencias, esta parte puede ser requerida o no; por ejemplo, en una cortina vertedora no se necesita, mientras que en vertedores adosados a las laderas de la boquilla casi siempre son necesarios.

Las velocidades de entrada, la curvatura del canal y las transiciones deben ser graduales. La longitud del canal debe ser mínima por razones de economía. Se procura obtener una distribución uniforme del flujo en toda la longitud de la estructura de control. Velocidades entre 3 y 5 m/s y la eliminación de zonas muertas en el canal, por lo general producen resultados satisfactorios.

III.1.2.- ZONA DE CONTROL O DE ESTRUCTURAS

Esta estructura controla y regula los derrames del vaso y es en consecuencia una componente muy importante de la obra de excedencias.

Según el tipo de topografía y, por consecuencia, de obra de excedencias, la estructura de control puede ser de varias formas y estar libre o controlada. Su selección, en mucho, debe depender del factor económico. En particular la que veremos en este tema de tesis es el de cresta controlada la cual requerirá seis compuertas de tipo radial.

III.1.3.- CONDUCTO DE DESCARGA

Los volúmenes liberados por la estructura de control se conducen al río aguas abajo de la presa a través de esta estructura.

Los conductos de descarga usados más frecuentemente son:

- Canales a cielo abierto.
- Conductos a través o bajo la cortina y;
- Túneles a través de las laderas.

Estos conductos deben estar recubiertos con materiales resistentes a la acción de socavación de las altas velocidades con que funcionan, así como ser estructuralmente adecuados para soportar las fuerzas (de supresión, empujes de tierra, cargas dinámicas, etc.) a que están sujetos.

III.1.4.- ESTRUCTURA TERMINAL

La estructura terminal tiene por función disipar un alto porcentaje de la energía que posee el agua al llegar a ella, de forma que la que le quede no provoque daños, o bien lanzar el agua hacia adelante para lograr el mismo fin. En el primer caso se emplean los tanques amortiguadores o las cubetas disipadoras y en el segundo, las cubetas de lanzamiento. En todos los casos conviene revisar la posibilidad de emplear cubeta de lanzamiento, o disipadora de energía ya que en el altísimo porcentaje de los casos resulta más económico su empleo que el de las otras estructuras, aún en aquellas ocasiones en que el depósito del material socavado por el chorro produzca remansos tales que afecten a otras estructuras, como por ejemplo la salida de la obra de toma en las plantas hidroeléctricas, en cuyo caso se disminuiría la carga de trabajo y quizá la generación; en este caso habría que incluir en el costo de la obra la posible remoción del material depositado o bien tomar en cuenta la posible reducción de generación de energía eléctrica. La práctica antigua tomaba en cuenta el análisis económico para la selección de la estructura terminal, pero ponía unas limitantes muy fuertes al empleo de cubetas de lanzamiento; por lo cual su uso fue muy reducido.

III.1.5.- CANAL DE SALIDA

El canal de salida es la estructura que capta el agua que sale de la estructura terminal; su función es conducir el agua hasta un lugar donde escurra en forma natural pudiendo ser el lecho de un río aunque en ocasiones no requiere construirse el canal de salida ya que se depende de las condiciones topográficas, calidad de la roca y de la disposición de otras estructuras. Las dimensiones del canal de salida y la necesidad de protegerlo con recubrimiento de concreto o con enrocamiento dependerá de la influencia que la erosión de este canal ejerza sobre el remanso que regula el funcionamiento de la estructura disipadora de energía.

III.1.6.- AIREADORES

Los aireadores son elementos o estructuras por los que se hace entrar aire en una sección de la conducción aprovechando la energía cinética del flujo y que protegen la pared de la conducción contra los efectos de la cavitación; la protección la dan las burbujas de aire que actúan como colchón amortiguador de las implosiones de las burbujas de vapor.

III.2.- DIFERENTES TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS

El proyecto de demasias se hace en función de los datos hidrológicos disponibles, ya sea usando coeficientes empíricos, métodos de probabilidades o las curvas equivalentes de Creager, para definir la máxima avenida probable en un periodo determinado.

Si pretendemos clasificar los diversos tipos de vertedores podremos admitir tres grandes grupos:

- a).- De cresta libre.
- b).- De compuertas.
- c).- De sifones.

Existiendo por su forma de construcción y de funcionamiento infinidad de clasificaciones de las cuales muchas de ellas se pueden combinar entre sí:

- a).- Vertedor en el cuerpo de la cortina.
- b).- Vertedor independiente de la cortina.

También podemos definir las como:

- a) Controladas y no controladas: donde los vertedores de cresta controlada son los más comúnmente usados por hidroeléctricas en México. Aguamilpa no es la excepción ya que para tratar de optimizar la operación es indispensable el control de las cargas que se logran con la colocación de compuertas.

Cabe decir sin embargo, que al colocar control al vertedor se corre el riesgo de falla en la descarga de una avenida por triple causa: Mala operación de las compuertas, falla en el sistema de control o por ambas. En México las compuertas que más se utilizan son las radiales y las deslizantes aunque existen otras como las de bisagra, tambor y las llamadas de agujas.

Aparte de las clasificaciones señaladas, algunas obras de excedencias son conocidas por un nombre propio que les viene de cierto rasgo característico de alguna de sus partes o por su disposición; tales vertedores una vez definidos, son fácilmente identificables. Los más conocidos son:

- Vertedores de caída libre.
- Vertedores de cimacio.
- Vertedores de abanico.
- Vertedores en medio abanico.
- Vertedores de canal lateral.
- Vertedores en rápida.
- Vertedores en embudo.
- Sifones vertedores.

III.2.1.- VERTEDORES DE CAÍDA LIBRE

Los vertedores de caída libre son los que se localizan en la parte superior de un embalse, que tienen un desarrollo muy corto y que después de la estructura, el agua tiene una caída libre. Por lo que respecta a su desarrollo, quedan incluidos los de pared delgada, aquellos en los que hay un pequeño desarrollo de cimacio y aquellos otros en los que después del pequeño cimacio se remata la estructura con una cubeta de lanzamiento. Pueden ser de cresta recta o curva y haber o no compuertas de control. (Figura III.1)

III.2.2.- VERTEDORES DE CIMACIO

Se llaman vertedores de cimacio aquellos constituidos por una cresta de control curva que debe tener aproximadamente la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilado. La superficie curva descrita continúa en una rápida de alta pendiente tangente a ella y relativamente corta, que está rematada con una superficie curva contraria a la de la cresta, la cual debe llegar tangente a la plantilla de un tanque amortiguador, a un canal de descarga que ya no es parte del vertedor sino un canal de conducción, o a un salto de esquí. (Figura III.2)

III.2.3.- VERTEDORES EN RÁPIDA

Se designa con este nombre a aquellas estructuras que están constituidas de un cimacio recto normal a un canal que le sigue y colocados en la parte superior de un embalse. Se ponen con frecuencia por encima de alguno de los empotramientos de la cortina o en algún puerto.

Para reducir las excavaciones, el tramo inicial del canal se escoge con poca pendiente hasta casi interceptar el perfil del terreno. A partir de ese punto el perfil se escoge aproximadamente como el perfil del terreno natural. (Figura III.3)

III.2.4.- VERTEDORES DE CANAL LATERAL

Se llaman vertedores de canal lateral, aquellos que tienen un tanque-canal colector paralelo a la cresta vertedora, seguido de un canal conductor o rápida. Generalmente la cresta vertedora es recta, pero hay ocasiones en que se hace curva y otras en que el extremo aguas arriba de la cresta se continúa en una curva pronunciada rodeando el mismo extremo del tanque-canal. Por último una variante que también se ha construido, es con la cresta vertedora rodeando todo el tanque-canal, excepto por donde se continúa éste con el canal conductor.

El escurrimiento dentro del canal colector debe ser a régimen lento. Para garantizar este régimen, hay que propiciar en el tramo final del canal colector una sección de control proyectando un estrechamiento en el mismo o un escalón vertical, normal al canal. (Figura III.4)

III.2.5.- VERTEDORES EN ABANICO

Un vertedor en abanico viene a ser una estructura constituida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de geometría tal que propicia un resalto al pie del cimacio y un escurrimiento lento en aquél.

El nombre de vertedor en abanico le viene de que el cimacio y el tanque antes mencionado, así como las partes restantes de la estructura, tienen una forma similar al abanico. En el extremo del tanque se tiene una sección de control, después de la cual, a través de una transición en donde se va acelerando el escurrimiento, se llega a un canal de sección constante con régimen rápido. (Figura III.5)

III.2.6.- VERTEDORES EN MEDIO ABANICO

Pueden considerarse como una variante de los vertedores de canal lateral y de los de abanico. En general resultan más económicos que los vertedores de canal lateral, por lo que se recomienda hacer un estudio comparativo para su empleo. Siempre que las condiciones topográficas lo permitan pueden reemplazar a los vertedores de canal lateral. Para describirlos basta decir que, si un vertedor de abanico se parte en dos por la línea de corriente media se obtienen dos vertedores en medio abanico. (Figura III.6)

III.2.7.- VERTEDORES DE EMBUDO

La estructura de control está formada por un cimacio de perfil especial cuya cresta en planta es circular; el agua a través de la cresta y cae en una lumbrera vertical o inclinada conectada a la zona de descarga en el río a través de un túnel o conducto casi horizontal.

Este vertedor consta principalmente de cinco elementos: una cresta ancha vertedora, transición, lumbrera vertical o inclinada, codo y túnel de descarga.

El control de este tipo de vertedor cambia al irse incrementando la carga. (Figura III.7)

III.2.8.- SIFONES VERTEDORES

Es un conducto de sección circular, rectangular, etc., que en su desarrollo tiene forma de U invertida. El extremo de la U que se coloca del lado del vaso de la presa y que es la entrada del sifón, casi siempre se encuentra sumergido ya que el nivel normal de almacenamiento del vaso coincide con la cresta de la plantilla del conducto, mientras que el otro extremo, que es la salida, puede estar o no ahogado. El conducto no es de sección constante sino que, tanto a la entrada como a la salida, por lo general, tiene forma abocinada.

Hay que situar la entrada abajo del nivel del agua en el vaso para evitar la intromisión de basuras y escombros y la formación de vórtices que por la inclusión de aire rompan la acción sifónica.

A causa de las presiones negativas con que trabaja el sifón, el conducto tiene que ser lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas de colapso. (Figura III.8)

En Aguamilpa nos ocuparemos del vertedor de cimacio en rápida.



Fig. III.1.- Vertedor de caída libre de la Presa Colimilla, Jal

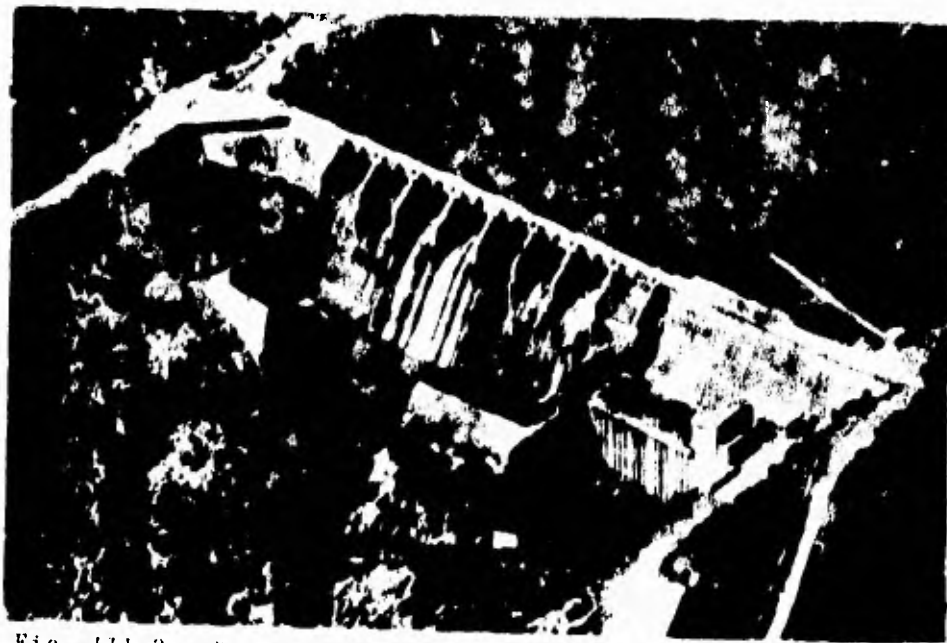


Fig. III.2.- Presa Ambrosio Figueroa, Gro. (La Venta)
Vertedor de Cimacio.



Fig. III.3.- Presa Benito Juárez, Oax. (El Marquez). Se aprecia la rápida en el Vertedor.



Fig. III.4.- Presa Solís, Gto. Vertedor de Canal Lateral Recto



Presa Abelardo L. Rodriguez, Son. (Hermosillo). Vertedor de Canal Lateral en Curva.



Fig. III.5.- Presa Sanalona, Sin. Su Vertedor es de Abanico.

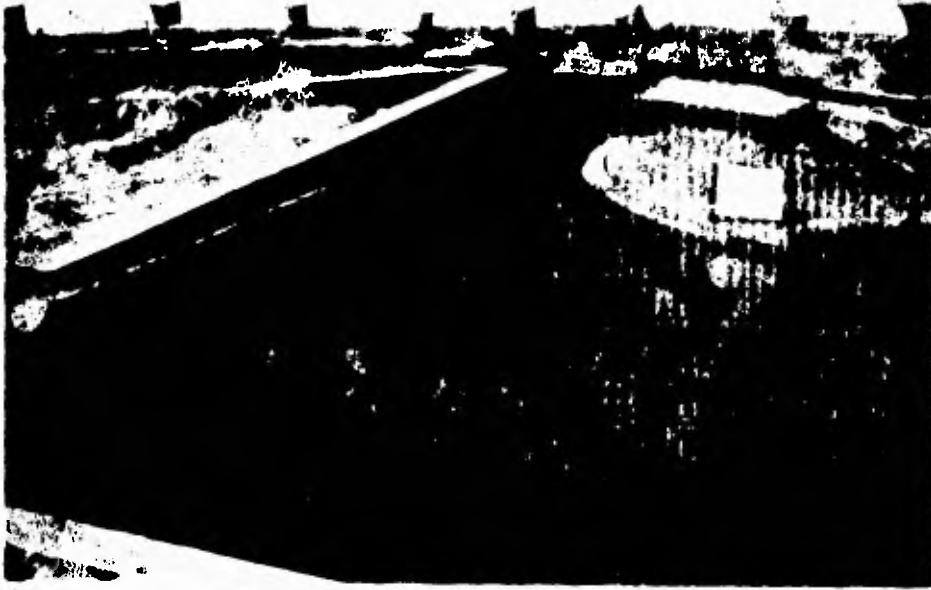


Fig. III.6.- Modelo hidráulico del Vertedor Medio Abanico de la Presa Punta de Agua, Son.

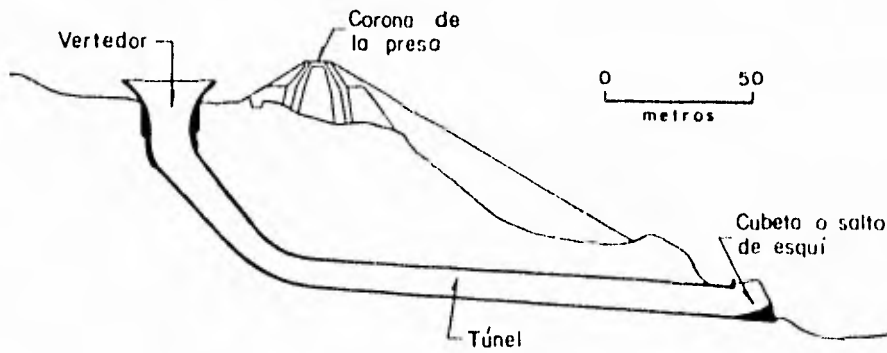


Fig. III.7.- Esquema que muestra un Vertedor de Embudo.

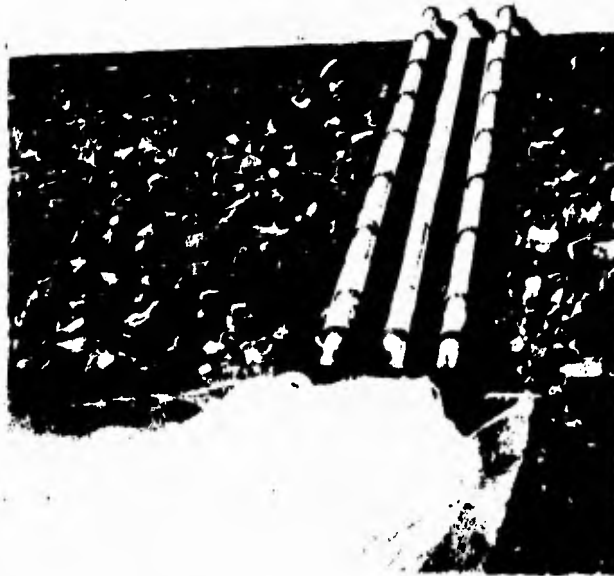


Fig. III.8.- Sifón Vertedor empleado para excedencias de una presa.

III.3.- DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS TIPO CIMACIO EN RÁPIDA

CAPACIDAD DE DESCARGA. La capacidad de descarga de una estructura de control tipo cimacio es función de sus dimensiones, de la carga real sobre la estructura y de su geometría. El efecto de todos estos factores sobre la descarga se considera siempre a través de un coeficiente de descarga el cual se aproxima a la unidad para facilidad del cálculo. En estas estructuras con crestas controladas con compuertas parcialmente abiertas la descarga se determina con la fórmula general para orificios.

$$Q=CA\sqrt{2gH}$$

donde:

A= Área de la compuerta en m².

C= Coeficiente de descarga.

g= Aceleración de la gravedad.

H= Carga al centro del orificio en m.

Q= Descarga en m³/seg.

LONGITUD EFECTIVA DE CRESTA O ANCHO EFECTIVO DE LA CRESTA

La cresta vertedora es la parte de la obra de excedencias que sobresaliendo del nivel de la plantilla del canal de acceso y del de la rápida subsecuente, forma una sección de control en el escurrimiento. Ahora bien cuando existen pilas sobre la cresta vertedora y los estribos son de forma tal que causan contracciones en el flujo, la longitud neta vertedora se disminuye por éste efecto.

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

CAPITULO III

En todos los casos se aplica la siguiente formula:

$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_d)$$

donde:

H = Carga total sobre la cresta en m.

K_p = Coeficiente de contracción por estribo.

L = Longitud total neta de cresta en m.

L_e = Longitud efectiva de cresta en m.

N = Número de pilas.

CIMACIOS CONTROLADOS POR COMPUERTAS

Si la compuerta se apoya en la cresta del cimacio, al abrirla parcialmente se dice que se forma un orificio vertical porque la normal trazada al perfil del cimacio en el punto de apoyo de la compuerta es vertical. Para éste caso la curva del chorro y por tanto el perfil del cimacio se

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

CAPITULO III

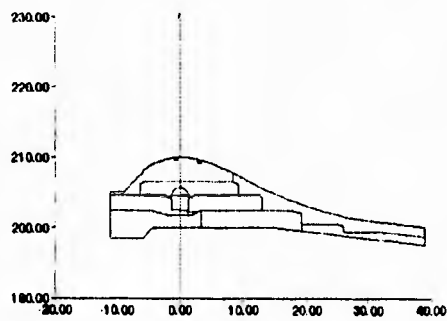
representará por la ecuación de la parábola:

$$-y = \frac{x^2}{4H}$$

donde:

H = Es la carga sobre el chorro de la abertura en m.

x,y = Coordenadas en m. como se indica en la figura



$$-y = \frac{x^2}{4H}$$

III.4.- CAVITACION.

En las obras hidráulicas de alta caída un factor limitante para su diseño es la erosión de las superficies expuestas a las altas velocidades del agua debido a la cavitación la cual ocurre aguas abajo de cualquier obstáculo a cambio de dirección y por rugosidad de la conducción, una vez que esto ocurre el daño es progresivo.

Las cavidades de vapor de agua formadas en el seno del líquido inducen altos esfuerzos en las paredes de la conducción; la forma como ocurren es la siguiente: De la cavidad se desprenden burbujas de vapor que son arrastradas por el flujo y al llegar a las zonas cercanas de mayor presión en la misma conducción ocurre un fenómeno de condensación súbita conocido como implosión, que es una reducción violenta del volumen, al pasar la burbuja del estado gaseoso al estado líquido.

Si esto ocurre cerca de una frontera rígida se generan esfuerzos altos, hasta de 10 kg/cm^2 que dañan conductos prácticamente de cualquier material incluyendo el acero. Para estimar el riesgo de que en un determinado punto de una obra se presente la cavitación debe conocerse el índice de cavitación incipiente, éste se determina experimentalmente llegando a determinar finalmente que la cavitación es producida por:

- a).- **Rugosidad natural de una superficie.**
- b).- **Obstáculos en el recorrido del flujo.**
- c).- **Desalineamientos con respecto a las líneas de proyecto.**
- d).- **Protuberancias.**

III.5.- VERTEDOR DE DEMASIAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO AGUAMILPA

La Obra de Excedencias del P.H. Aguamilpa está formada por un canal a cielo abierto ubicado sobre la margen izquierda de río Santiago.

La obra de mayor importancia se encuentra en la estructura de control cuyo funcionamiento es regular el agua excedente siendo el caso para brindarle protección y seguridad a la cortina. El gasto de diseño es de 14,900 m³/s y para una avenida máxima de 17,500 m³/s arriba del nivel 235 msnm y una vez presentándose ésta poder desaguar toda el agua excedente antes de que sea desbordada la presa. Estos datos fueron proporcionados según la determinación de criterios de la transportación de ciclones y alguna avenida máxima probable.

Cuenta con dos canales excavados en la roca a cielo abierto, donde existen previamente identificadas tres tipos de roca que son: Aguamilpa, Picachos y Colorines, consideradas por los geólogos como: buena regular y de mala calidad respectivamente.

Las estructuras en general se asignan en 3 partes principales:

Canal de Llamada.

Zona de control.

Canal de Descarga.

III.5.1.- EL CANAL DE LLAMADA.

Esta compuesto por una serie de bermas y taludes cuyo cero inicia en la elevación 340 msnm. La primera berma se ubica en la Elev. 310, las siguientes a la Elev. 285.00, 260.00, 235.00 y el piso del canal ubicado en la Elev. 205.00. Estas bermas serán de un ancho no mayor de 8 m.

Los taludes descubiertos durante las etapas de excavación serán por orden respectivo de arriba hacia abajo con inclinación 0.50:1.00 hasta la Elev. 260.00 y de 0.25:1.00 de la 260-235. Toda esta excavación se llevó a cabo solamente en la margen izquierda ya que en la margen derecha de la obra de excedencias no existe talud hasta esa elevación formándose el embalse con la cara de concreto de la cortina que va de la Elev. 220-235.

Para mayor facilidad del procedimiento de construcción en los desplantes de las 3 estructuras el canal de llamada abarca del cadenamamiento 0-200 al 0-011 en la dirección del flujo.

III.5.2.- ZONA DE CONTROL (0-011 A 0-038.977)

En esta zona se tiene referenciado el centro de línea de toda la obra de excedencias es decir 0+000, siendo aquí el lugar donde se ubican las compuertas tipo radial.

Partiendo de los ceros de excavación estos inician en la Elev. 290.50 teniendo taludes inclinados de 0.50:1.00 en la Elev. 260.00 cambiando completamente a verticales de la Elev. 235.00 hasta la Elev. 200.00 estos datos son todos solamente para la margen izquierda de la obra de excedencias.

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

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

CAPITULO III

El desplante de los concretos según proyecto es la Elev. 200.00 situando el cimacio y las pilas de apoyo donde se ubican las 6 compuertas de sección de 12x19.5 m. La elevación terminada de esta zona será a la 235.00 siendo la misma que la corona de cortina donde coincide un camino que comunica las margenes izquierda y derecha con 2 carriles de proyecto.

III.5.3.- CANAL DE DESCARGA (0+038.977 A 0+800)

La zona de canal de descarga esta formada por 2 canales excavados en roca y revestidos con concreto, estan separados por un muro central también de concreto reforzado de 3.50 m de espesor variando hasta 2.00 m.

El área ocupada por estos canales consiste en un ancho total de 92 m por 800 m de longitud.

El concreto que reviste estos canales solamente llega al cadenamiento 0+570 punto donde termina la estructura deflectora. Estos dos canales se proyectaron con la finalidad de poner en funcionamiento solamente uno dejando el otro como auxiliar en el caso de llegar a presentarse alguna avenida mayor, el canal de descarga esta compuesto en su recorrido por dos pendientes descendentes, partiendo de la Elev. 200.00 hasta la Elev. 94.00 siendo $S = 0.1$ hasta el Cad.0+350 y $S = 0.436$ hasta el Cad. 0+570.

Los espesores de concreto utilizados son considerables variando desde 0.60 m a 9.00 m en zonas de losas, pilas, cimacios y deflector entre otras estructuras.

En la margen izquierda del canal existen 10 banquetas en las Elev. 300.00, 285.00, 260.00, 235.00, 215.00, 195.00, 175.00, 155.00, 135.00, 115.00, predominando taludes en la mayoría de 0.50:1.00 y 0.75:1.00 solamente entre 285.00-260.00 el de 0.25:1 y verticales en las otras sin

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

CAPITULO III

modificar los anchos de berma de 6.00 m excepto en 285.00-12.00 m y en la 235.00 que es de 13.00 m.

Todos los taludes descubiertos se trataron con anclaje de soporte, barrenaciones para drenaje y recubrimiento de concreto lanzado según lo indicado por la dependencia supervisora (Mecánica de Rocas) por la margen derecha partiendo de la plataforma 235.00 existen 6 banquetas en la Elev. 215.00, 190.00, 175.00, 155.00, 135.00 Y 115.00. A manera de escalones las bermas se traslapan una con otra, con sentido e inclinación según el flujo del agua y hacia el centro del canal, los taludes en su mayoría van de 0.25:1.00 a verticales siendo los anchos de bermas existentes de 6.00 m.

III.5.4.- CUBETA DEFLECTORA.

En la figura III.5.1 se muestra una sección longitudinal de la cubeta, con un dentellón de 5 m de profundidad. Debido a la mala calidad de la roca en la esquina norte de la cubeta, se desplantó el dentellón hasta la elevación 125.00, como se muestra en las figuras III.5.1 y III.5.2.

Como una medida de seguridad, se ancló esta zona, tal como se indica en la figura III.5.1, las anclas utilizadas fueron de 1 ½" con 6.00 m de longitud, acero $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y colocadas en barrenos de 3" mínimo, con 45° de inclinación descendente e inyectadas con mortero de cemento $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Las varillas deberán tener 9.00 m de longitud con el objeto de que el extremo exterior quede 2.50 m dentro del concreto y con un doblé a escuadra de 0.50 m. Se colocarán en tres líneas a las elevaciones 126.00, 130.00 y 133.00, con separación horizontal de 3.00 m.

DRENAJE EN LA CUBETA DEFLECTORA

Debido a que el efecto de subpresión puede presentarse por filtraciones desde el canal de descarga o por escurrimientos superficiales de la ladera izquierda, se cuenta con un sistema de drenaje bajo la cubeta tal como se describe a continuación.

Se efectuaron abanicos con drenes de 3"Ø mínimo y 9.00 m de longitud, como se indica en la figura III.5.3. El abanico de drenes superior está compuesto por dos barrenos A y B, el primero es horizontal y el segundo debe tener una inclinación de , defasados entre sí 1.00 m y entre un abanico y otro 5.00 m horizontalmente. El abanico inferior fue perforado desde la elevación del desplante del dentellón y esta compuesto por tres drenes (C, D y E), el primero horizontal, el segundo inclinado 45° y el último vertical, defasados entre sí 1.00 m y entre abanicos 5.00 m.

Para conectar y dar salida al agua de los drenes se colocaron dos tubos colectores de PVC de 10" de diámetro, similares a los utilizados en la losa del vertedor, los cuales corren a lo largo de la cubeta, colocados con una pendiente del 0.5% hacia el norte, en los dos niveles en que se perforaron los drenes. Los tubos cuentan con grava gruesa (alrededor) en la parte superior y de la grava-arena en la inferior, como se muestra en la figura III.5.4, con 30 cm de espesor mínimo.

Los tubos descargan los escurrimientos a lavaderos para conducirlos fuera de la periferia de la cubeta deflectora.

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

CAPITULO III

III.5.5.- LOSA DE PROTECCIÓN

Para evitar la erosión contigua al dentellón por la descarga de gastos pequeños en el vertedor (antes del gasto del chorro), se construyó una losa de concreto de 30.00 m de longitud y a todo lo ancho de la cubeta. Su espesor es variable, de 1.00 m en el extremo contiguo a la cubeta, a 50.00 cm en el extremo aguas abajo, quedando anclada a la roca con varillas de 1"Ø, de 6.00 m de longitud, $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y colocadas en barrenos verticales de $2 \frac{1}{2}"\text{Ø}$ mínimo como patrón de 4x4m (ver fig. III.5.1).

El extremo exterior del ancla tiene un dobléz a escuadra de 50.00 cm de longitud, ligado al armado de la losa.

III.5.6.- MURO DE PROTECCIÓN

Se requiere construir un muro de concreto reforzado y ligado al terreno con las anclas del talud, como se indica en las figuras III.5.5 y III.5.6, con la misma longitud de la losa de protección aguas abajo del dentellón (cad. 0+454).

El muro debe ligarse al del canal vertedor desde la esquina izquierda de la cubeta y hasta el cadenamiento 0+454, y entre las elevaciones 135 y 155. Se propone un espesor de 40 cm a reserva de la revisión que realice la jefatura del proyecto, debe contar con tubos de PVC para dar salida a los drenes perforados en roca descritos antes.

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

CAPITULO III

III.5.7.- GALERÍA DE DRENAJE.

Para el drenaje general de la ladera y evitar los empujes hidrostáticos señalados en el inciso III a, se requirió la excavación de una galería de drenaje (galería N° 9), cuya ubicación se indica en las figuras III.5.7 y III.5.8

El portal de la galería se ubica a partir de la elevación 138.00, como se muestra en la figura III.5.6, la longitud es de 280.00 m con una pendiente ascendente del 5.00% y su orientación es S 47°E.

Desde el interior de la galería se perforarán abanicos de drenaje constituidos por perforaciones de 3"Ø mínimo, cada abanico formado por 5 drenes cuya longitud se indica en la siguiente tabla, la separación entre abanicos será de 12 m.

LONGITUD DE DRENES

<u>Cadenamientos</u>	<u>Longitud</u>
<u>0+000 a 0+070</u>	
<u>0+070 a 0+195</u>	20 mts
<u>0+195 a 0+235</u>	40 mts
<u>0+235 a 0+270</u>	50 mts

En la figura III.5.8 se presenta una sección longitudinal de la galería indicando el alcance de los drenes.

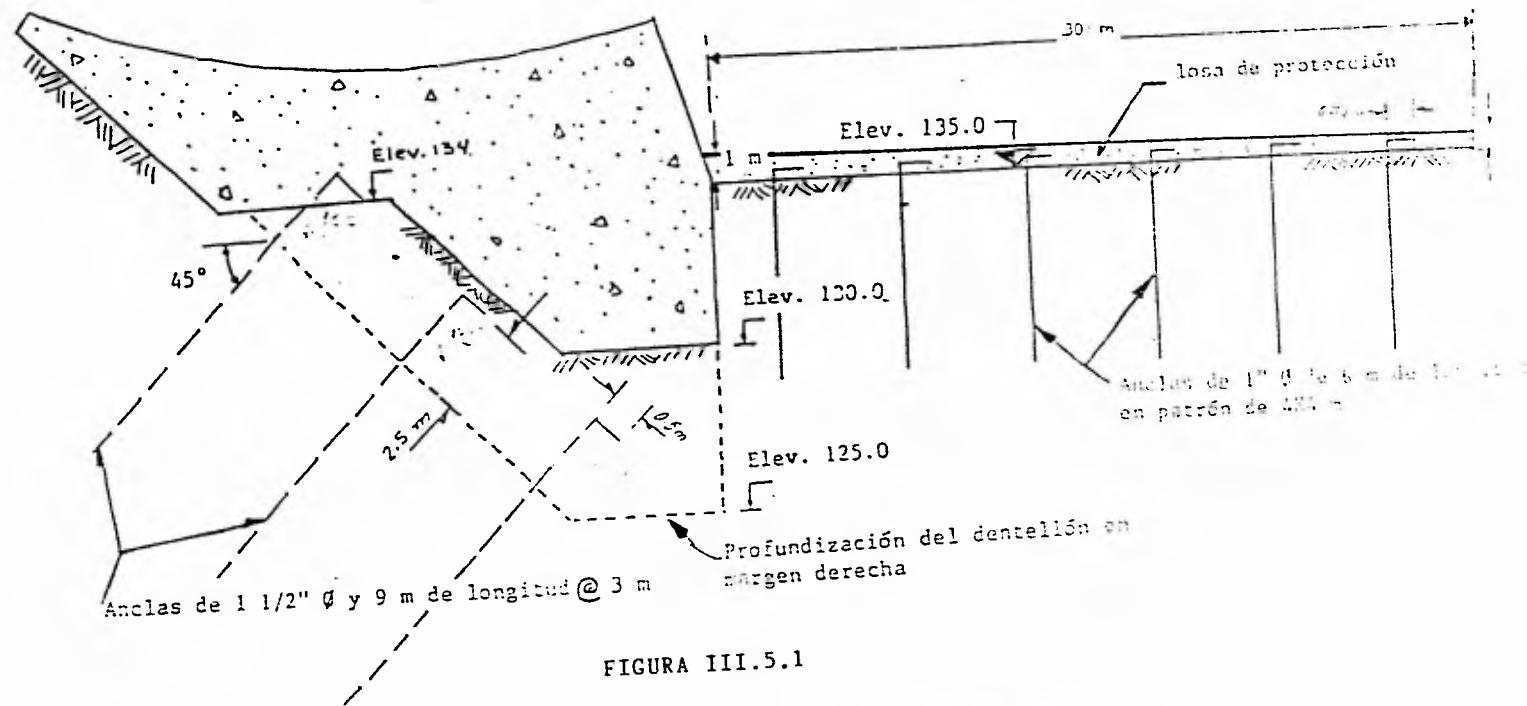


FIGURA III.5.1

85

SECCION E-E'

LOCA 11.4 SECCION Y ANCLAJE DEL DENTELLÓN

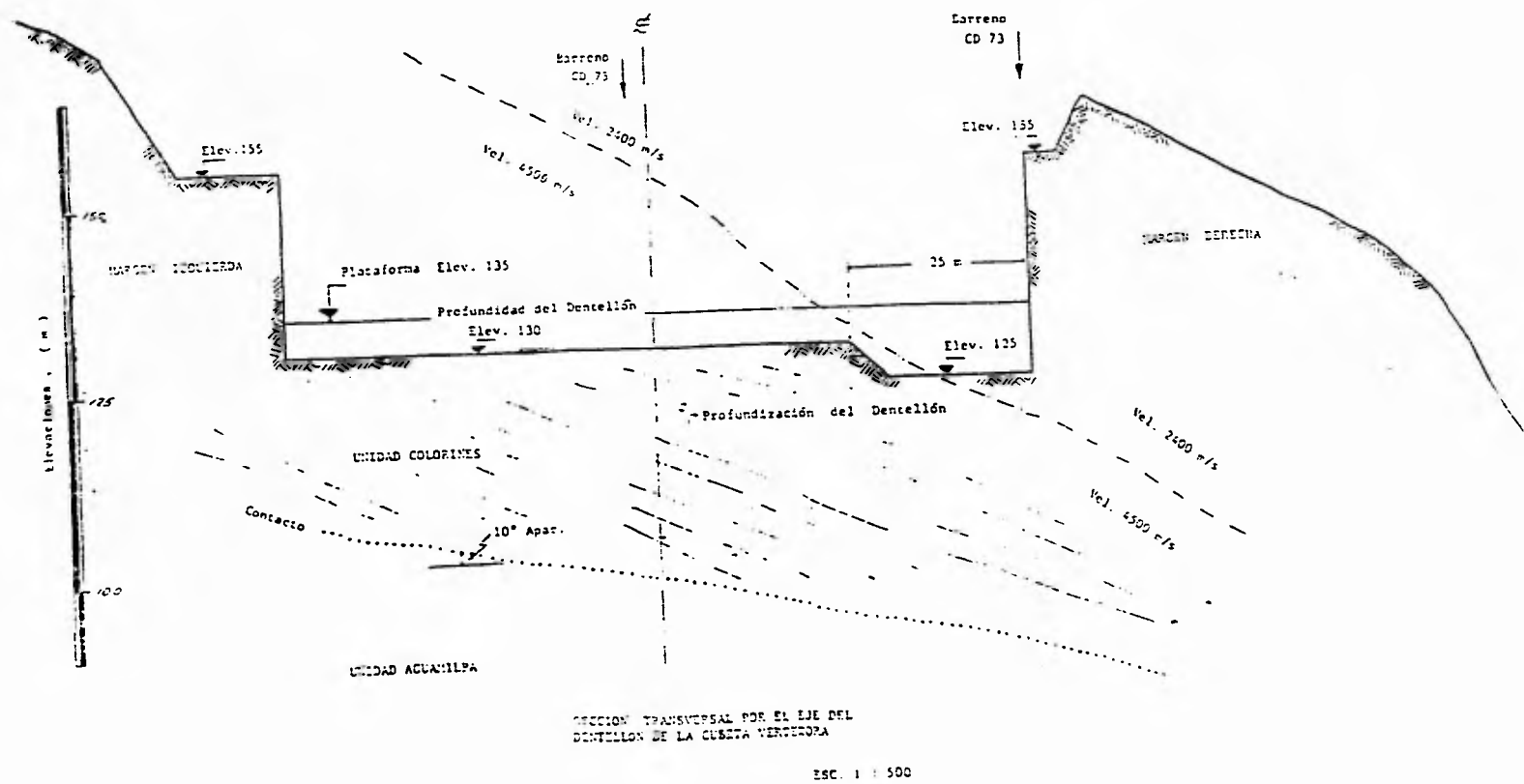


FIGURA III.5.2

PAJILLA DE DRENADO

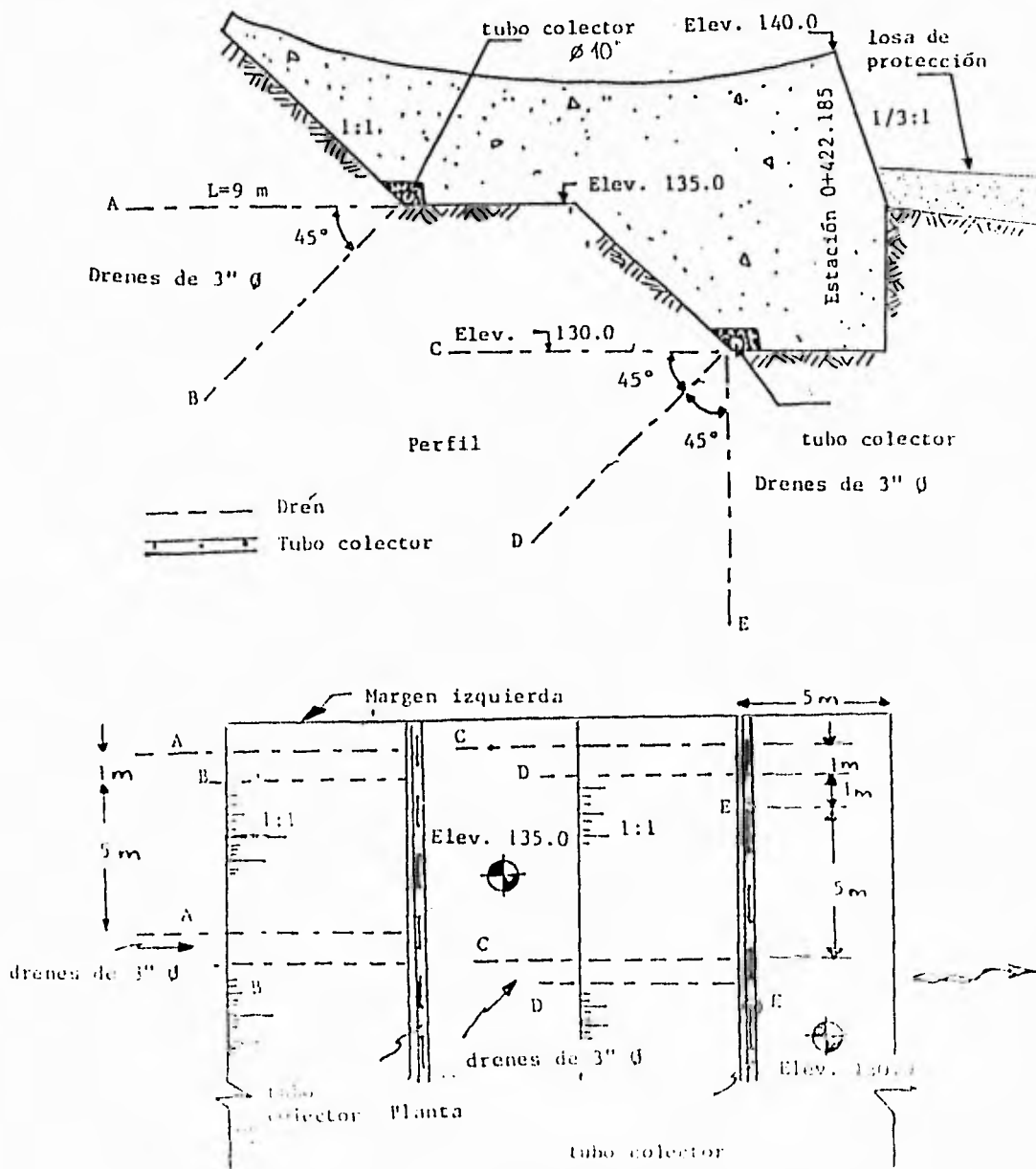


FIGURA III.5.3

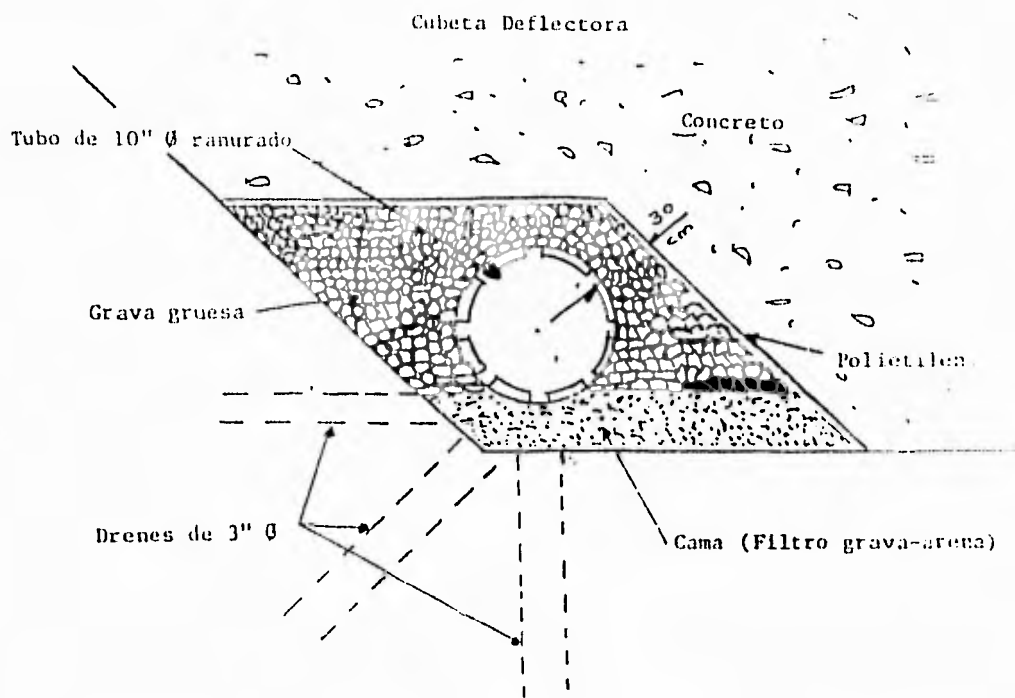


FIGURA III.5.4

DETALLE DE LOS TUBOS COLECTORES

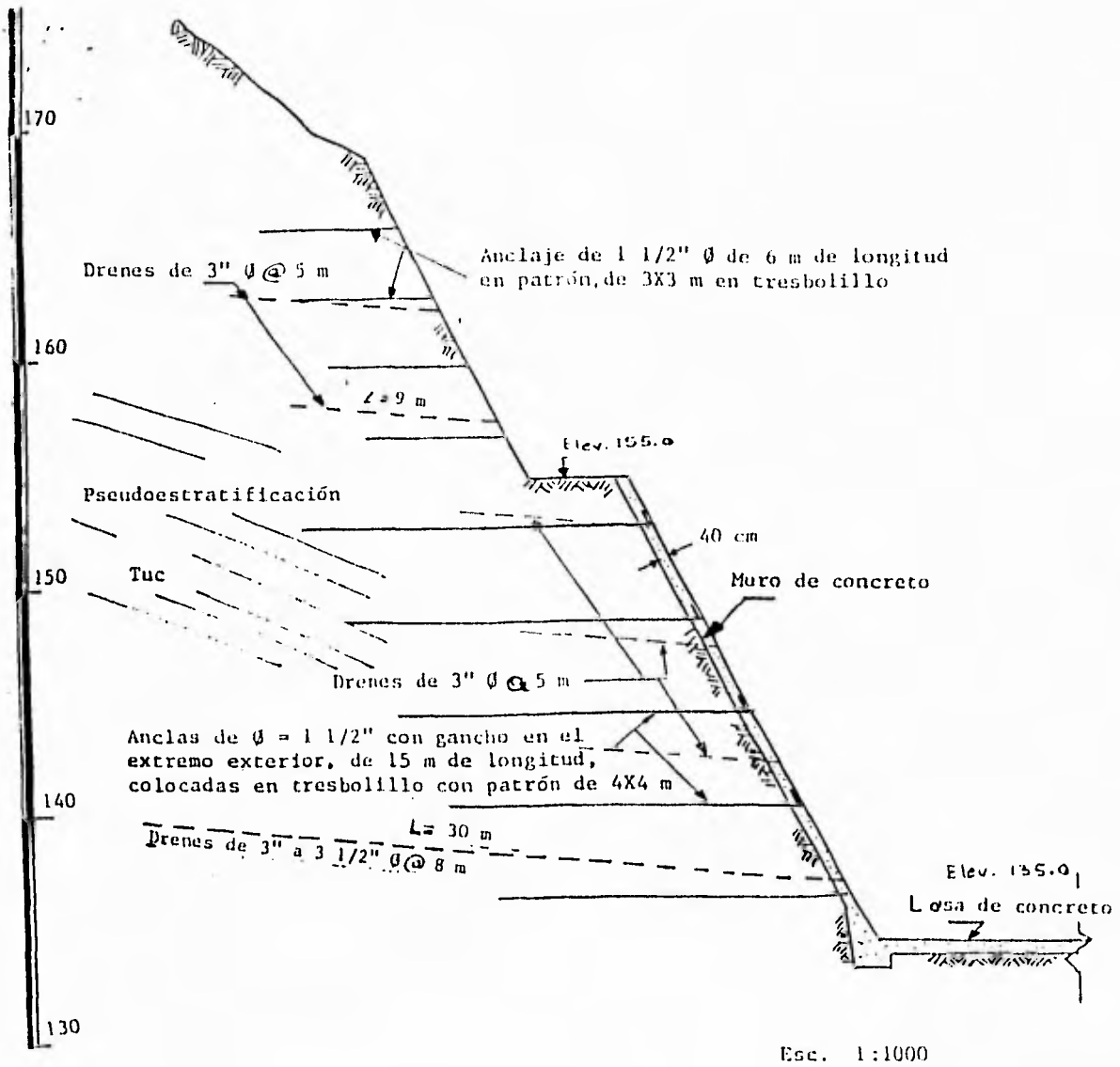


FIGURA III.5.5

SECCION F-F'

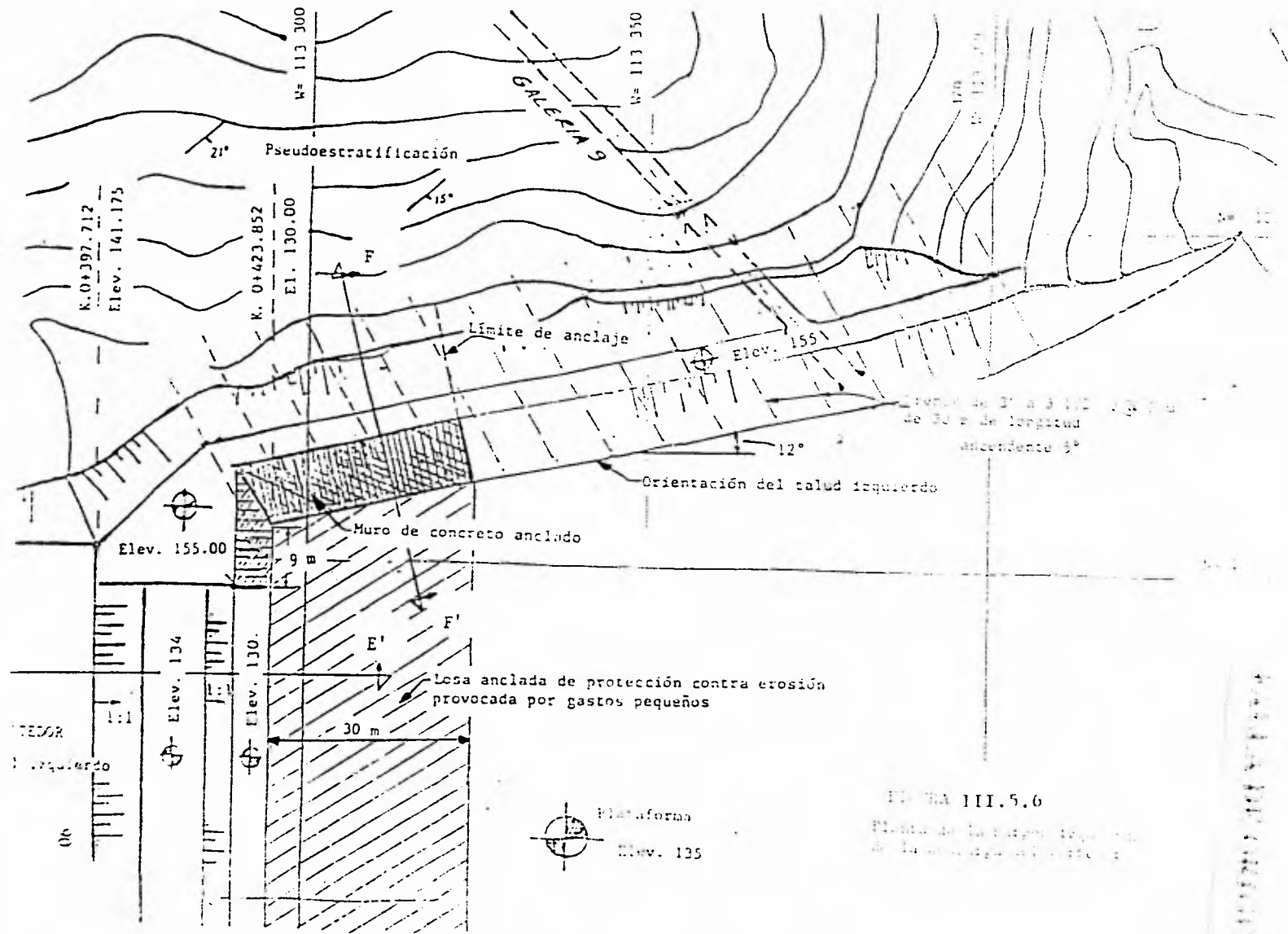


FIGURA III.5.6
 Planta de la etapa 1 de la obra de estabilización

SISTEMA DE ANCLAJE

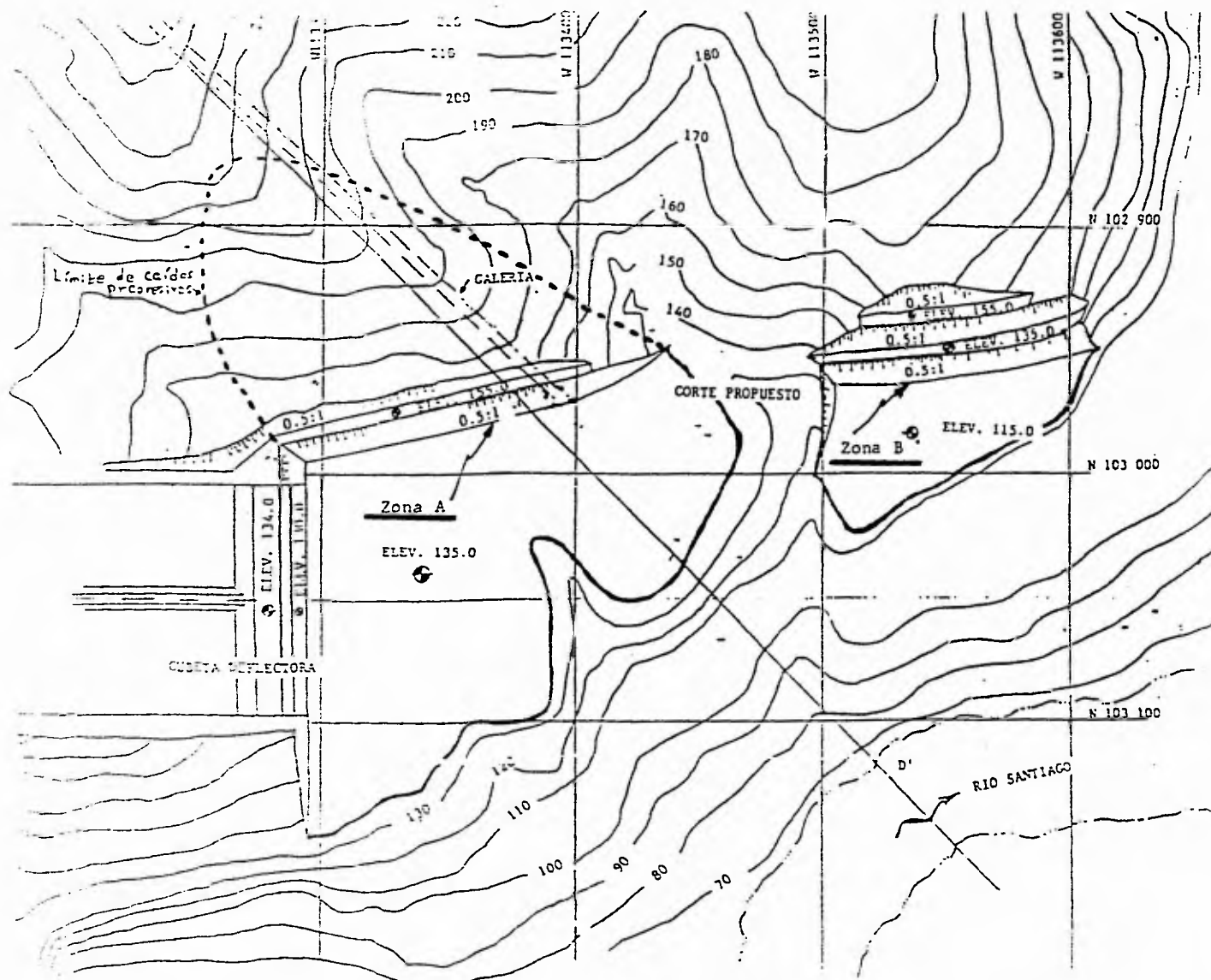


FIGURA III.5.7

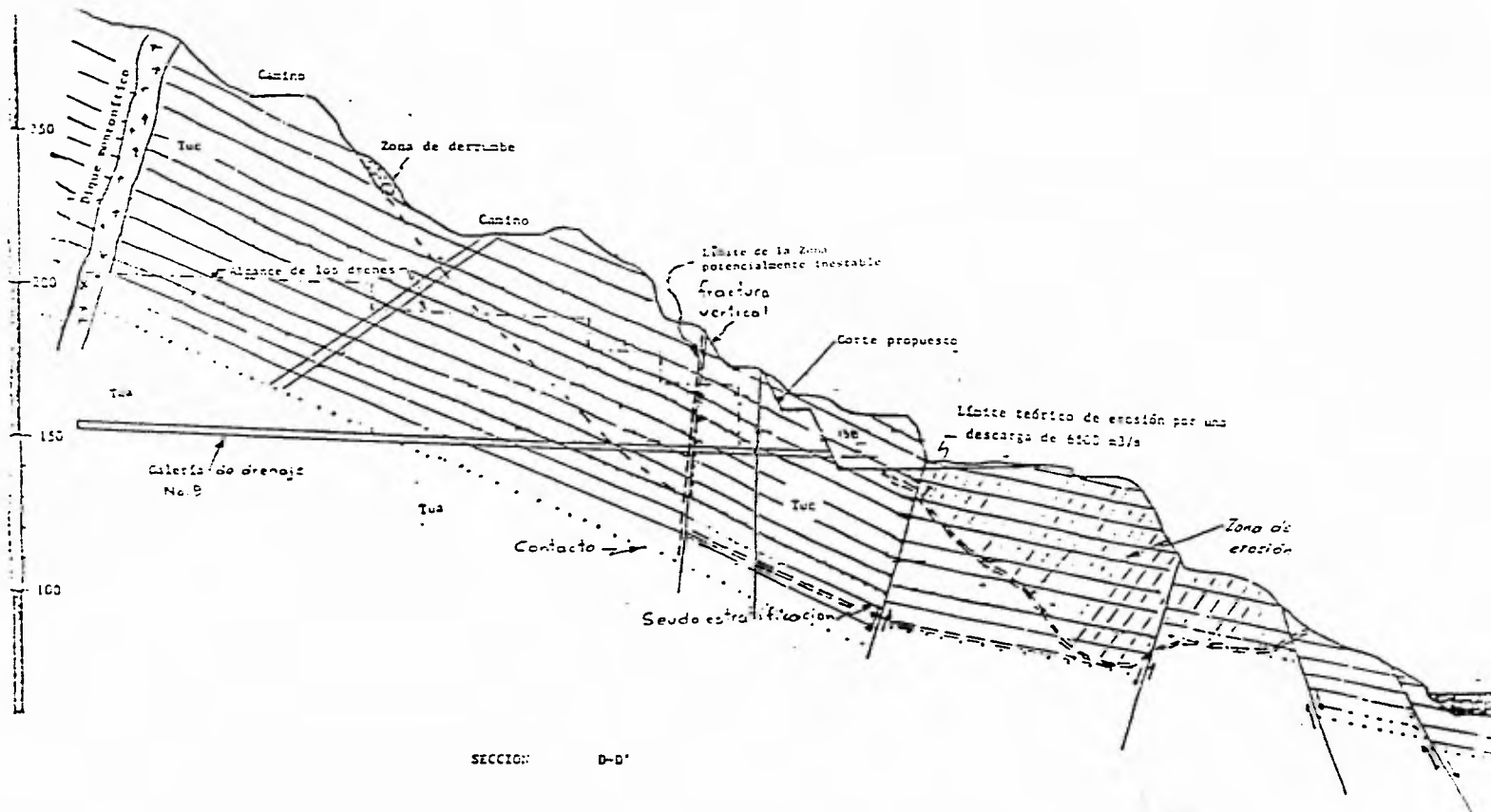
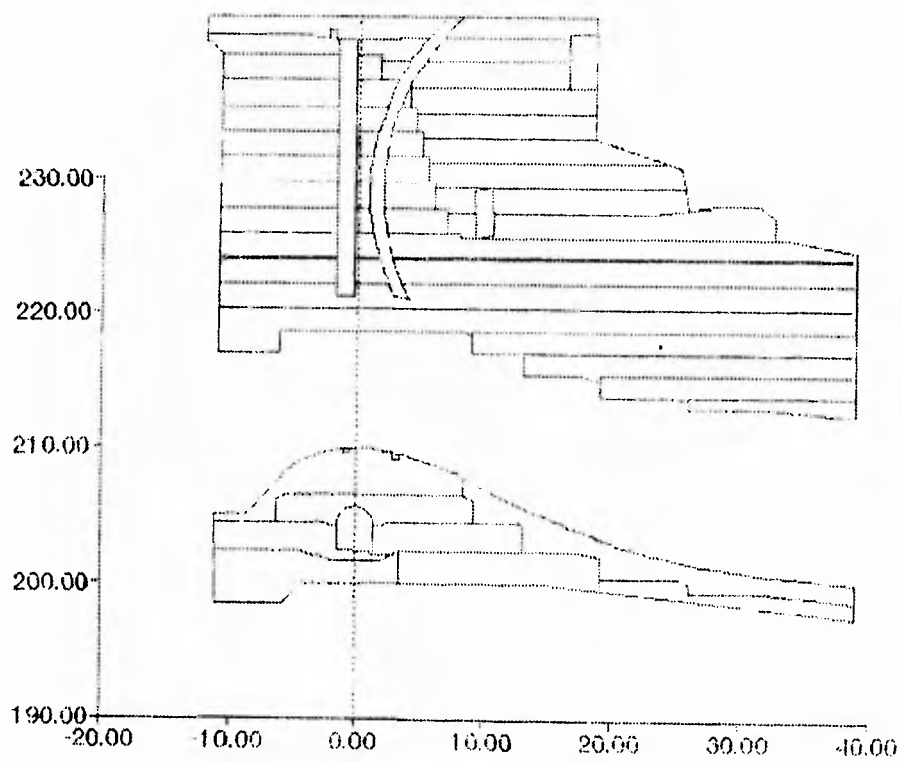


FIGURA III.5.8

PRESUPUESTACION DE LA OBRA



CAPITULO IV

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

IV.1 INVERSION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

TablaIV.1 Inversión de la Obra de Excedencias.

OBRA	OBRA CIVIL NS	IMPORTE SUPERVISION NS	SUMA
CANAL DE LLAMADA Contrato 891049	114'551,267		114'551,267
ESTRUCTURA DE CONTROL Contratos locales	1'631,909		
Contrato 891049	107'572,170		109'204,079
CANAL DESCARGA Contratos locales	3'054,238		
Contrato 891049	229'762,269		232'816,507
CUBETA DEFLECTORA Contrato 891049	50'549,972		50'549,972
SUPERVISION DE OBRA		8'668,233	8'668,233
T O T A L	507'121,025	8'668,233	515'790,058

El importe de supervisión TablaIV.1 corresponde únicamente a la Jefatura de Obra de Excedencias, sin incluir el importe de supervisión de las áreas de apoyo, como son, Laboratorio de Concretos, Mecánica de Rocas, Mecánica de Suelos, Geología de Construcción, Hidrometeorología e Instrumentación.

IV.2 Importe original, Variaciones y Causas

La CFE a través de NAFIBSA recibió préstamo del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento -BIRF- para financiar la construcción del P.H. Aguaniña.

Para cubrir las erogaciones que se derivaron del presente contrato la Secretaría de Propiedad y Presupuesto autorizó la inversión correspondiente de la obra en el oficio No. 5891-55 y 68 de fechas 03 de agosto de 1989 y 30 de octubre de 1989.

FALLA DE ORIGEN

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

De manera global la fuente de recursos referido al total de obra, el 85% corresponde a préstamo del Banco Mundial y el 15% a recursos propios de CFE, en la Tabla IV.2 se desglosa la obra ejecutada a julio de 1994.

Tabla IV.2 Costo de la Obra de Excedencias a precios originales en N\$

1.- Obra de Contrato	73,573'736,364	Tabla IV.3
2.- Actualización	118,363'840,044	Tabla IV.4
3.- Obra Cancelada	3,346'481,268	Tabla IV.5
4.- Obra Base	70,227'255,096	Tabla IV.6
5.- Obra Adicional	48,136'584,947	Tabla IV.7
6.- Aceleramiento	70,618'958,455	Tabla IV.8
7.- Obra Extraordinaria	37,910'168,403	Tabla IV.9-IV.13
8.- Obra Pendiente por ejecutar	2,535'314,892	En proceso
S U M A	299,811'174,172	

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV.3 Importe del contrato original

No.	CLAVE ICA CFE	CONCEPTO	UNID.	P.U.	DATOS CONTRATO	
					VOLUMEN	IMPORTE
62	50 2111	Gasolina	m	1.824.288,85	14,00	33.540.041,30
63	50 2181	Gasolina	m3	2.878,96	100,000,00	261.200.000,00
64	50 2121	Excavación a cielo abierto	m3	8.867,75	3.548.217,00	34.799.264.317,41
65	50 2171	Excavación en drenabones	m3	102.119,90	1.000,00	102.119.900,00
70	50 2141	Remoción y acarreo libre de taludes	m3	10.834,81		
71	50 2011	Anclaje de fijación de 1"0 de 5.5 A 8.0 m	m	91.662,11	19.040,00	1.870.000.360,00
71a	50 2011	Anclaje de fijación de 1"0 de diam. a 17.0 m a cielo abierto	m	140.432,53	840,00	117.963.205,20
71b	50 2011	Anclaje de fijación de 1"0 de diam. a 18.0 m a cielo abierto	m	156.507,97	120,00	19.781.203,63
73	50 2071	Anclaje tensión 1"0 de 4 m a cielo abierto	m	107.262,75	700,00	75.059.275,00
73a	50 2071	Anclaje tensión 1"0 de 8 m a cielo abierto	m	20.201,84	200,00	34.003.204,00
73b	50 2071	Anclaje tensión 1"0 de 12 m a cielo abierto	m	47.021,47	84,00	3.940.003,40
73c	50 2071	Anclaje tensión 1"0 de 16 m a cielo abierto	m	52.270,12	100,00	5.227.012,00
77	50 2111	Barranación para drenaje a cielo abierto de 3' diam. a 12 m	m	62.370,12	4.000,00	310.520.700,00
78	50 2411	Barranación pátanoje en mortero tendido 1" diam. a 0.50 m	m	30.978,70	1.000,00	30.978.700,00
79	50 2421	Barranación para drenaje en canal 3' x 1.0 m	m	30.814,21	1.750,00	30.874.007,00
81	50 2011	Mortero tendido	m3	603.647,69	1.207,00	608.473.543,00
82	50 2011	Barranación para inyección de consolidación	m	70.431,87	2.000,00	340.811.440,00
84	50 2221	Inyección de consolidación a cielo abierto	m3	421.522,20	112,00	47.210.500,00
86	50 2311	Inyecciones cemento concreto - roca	m3	745.700,03	40,00	30.016.357,44
88	50 4011	Concreto en muros, bordos, pilas y techos	m3	260.511,70	40.000,00	10.420.470.800,00
89	50 4011	Concreto en pilas, drenabones y techos	m3	205.004,26	47.000,00	9.014.200.141,30
91	50 4321	Acero de refuerzo	ton	2.677.002,16	3.048,00	7.980.107.162,88
92	50 2021	Malla electrosoldada de 10 x 10 cm a 310'	m2	23.093,00	10.000,00	230.930.000,00
93	50 2101	Sobrecosto a de raso a raspa	m3-km	1.476,00	2.130.000,00	3.146.360.700,00
97	50 5311	Suministro de vigas testeros	ton	2.747.402,64	100,00	2.747.402.640,00
98	50 5321	Fabricación y transporte de vigas testeros	ton	755.932,87	100,00	755.932.870,00
99	50 5321	Montaje y cobradas de vigas testeros	ton	841.348,41	100,00	841.348.410,00
100a	50 1221	Drenaje superficial a boca de manpostera de 3a	m3	115.869,13	100,00	13.300.000,00
100b	50 2171	Bombas con bomba de 2"0	hms	18.257,83	200,00	3.651.566,60
110	50 2101	Bombas con bomba de 4"0	hms	24.270,35	120,00	2.912.440,20
111	50 2101	Bombas en exceso diámetro 8"	hms	58.030,25	200,00	11.606.045,00
112	50 2101	Bombas en exceso diámetro 8"	hms	60.810,10	50,00	3.640.505,50
113	50 5371	Acero para postentado	kg	10.000,30	20.000,00	200.006.000,00

TOTALES 73.676.730.394,43

TABLA IV.4 Importe de actualización

No ICA	CLAVE CFE	CONCEPTO	UNID.	P.U.	ACTUALIZACION		IMPORTE
					VOLUMEN	DEFERENCIA	
62	50 2 111	Desmonte	ha	1 684,396 55	16 460	4 461	31 093 967 70
63	50 2 121	Despalme	m3	2 678 16	58 140 900	142 859 101	155 710 632 74
64	50 2 31	Excavacion a cielo abierto	m3	9 807 73	5 353 747 000	1 805 530 001	52 508 105 064 31
69	50 2 171	Excavacion en dentellones	m3	109 115 98	22 998 000	21 998 001	2 508 358 148 24
70	50 2 141	Remosion y acarreo libre de caidos	m3	19 834 51	6 096 000	6 096 001	120 911 172 96
71	50 3531	Anclaje de friccion de 1 1/2" de diam x 12 0 m a cielo abierto	m	85 682 11	5 889 000	(13 711 001)	504 581 945 79
71a	50 3531	Anclaje de friccion de 1 1/2" de diam x 12 0 m a cielo abierto	m	148 432 53	30 780 000	29 940 001	4 322 513 273 40
71b	50 3531	Anclaje de friccion de 1 1/2" de diam x 18 0 m a cielo abierto	m	156 597 57	26 970 000	26 844 001	4 223 438 482 90
72	50 3551	Anclaje tension 1 1/2" de 6 m a cielo abierto	m	107 262 75		(700 001)	
73	52 352	Anclaje tension 1 1/2" de 9 m a cielo abierto	m	99 981 04		(350 001)	
73a	52 352	Anclaje tension 1 1/2" de 12 m a cielo abierto	m	47 021 47		(84 001)	
73b	50 3542	Anclaje tension 1 1/2" de 18 m a cielo abierto	m	52 270 12		(126 001)	
73c	50 3 111	Barrenacion para orena a cielo abierto de 3" diam x 12 m	m	52 270 12	2 424 000	(3 574 001)	126 702 770 80
78	50 3 111	Barrenacion para orena en mortero lanzado 3" diam x 0 50 m	m	30 078 78	109 500	(890 501)	3 293 626 41
79	50 3 121	Barrenacion para orena en revest. c/diam 3" x 1 0 m	m3	50 614 21	10 131 200	8 924 20	6 970 748 351 66
81	50 16 11	Mortero lanzado	m3	688 047 65	1 701 000	(1 799 001)	119 804 610 87
82	50 3 111	Barrenacion para inversion de consolidacion	m	70 431 87		(1 799 001)	19 995 854 73
84	50 12 11	Inversion de consolidacion a cielo abierto	m3	621 522 38	24 340	(81 661)	
86	50 1 111	Inversiones con mortero y concreto - loca	m3	755 799 63		(88 001)	
88	50 4 111	Concreto en muros bovedas, diaz y osas	m3	256 913 79	58 107 100	8 152 101	14 928 513 286 91
89	50 15 11	Concreto en pisos, rampas, muros y sumacas	m3	205 904 24	75 436 800	27 747 80	15 525 213 292 03
91	50 15 11	Concreto en pisos, rampas, muros y sumacas	ton	2 077 902 18	4 820 443	1 172 44	10 016 409 018 27
92	50 16 11	Malla electrosoldada de 10 x 10 cm x 3/16"	m2	23 692 09		(18 000 001)	
93	50 16 11	Sobreacarreos de loca en las tablas	m3 + km	1 476 69	4 233 994 000	2 103 996 001	6 252 299 583 24
94	50 12 11	Suministro de vigas testijas	ton	2 707 482 54		(100 001)	
95	50 12 11	Armazon y montaje de vigas testijas	ton	793 852 87		(100 001)	
96	50 12 11	Mortaje y acabados de vigas testijas	ton	941 948 41		(100 001)	
97a	50 11 11	Troncos cuadrados para el montaje de la	m3	118 868 17	4 5 000	174 711	16 933 719 15
97b	50 11 11	Troncos cuadrados para el montaje de la	m3	19 357 03	4 16 000	2 111	7 911 185 30
97c	50 11 11	Troncos cuadrados para el montaje de la	m3	24 272 35		(120 001)	
97d	50 11 11	Troncos cuadrados para el montaje de la	m3	50 550 31	25 000	(172 001)	1 316 809 10
97e	50 11 11	Troncos cuadrados para el montaje de la	m3	68 610 15		(172 001)	
97f	50 11 11	Bombas en acero galvanizado	kg	18 008 30		(26 001)	
97g	50 11 11	Acero para posea	kg				

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO B

TABLA IV.5 Importe de obra cancelada

No ICA	CUAVE CFE	CONCEPTO	UNID.	P.U.	OBRA CANCELADA VOLUMEN	IMPORTE
62	50 2111	Desmonte	ha	1.684.396,95		
63	50 2121	Despunte	m3	2.578,16	46.859,10	125.495.187,26
64	50 2131	Excavacion a cielo abierto	m3	9.807,73		
69	50 2171	Excavacion en cunetas	m3	109.115,98		
70	50 2181	Remosion y acarreo libre de caídos	m3	19.894,51		
71	50 3511	Anclaje de inyeccion de 1"0 de Ø a 9,0 m	m	85.682,11	13.711,00	1.174.787.410,21
71a	50 3531	Anclaje de inyeccion de 1 1/2" de diam x 12,0 m a cielo abierto	m	140.432,53		
71b	50 3531	Anclaje de inyeccion de 1 1/2" de diam x 18,0 m a cielo abierto	m	156.597,57		
72	50 35F1	Anclaje tension 1"0 de 6 m a cielo abierto	m	107.262,75	700,00	75.083.925,00
72a	50 35F2	Anclaje tension 1"0 de 9 m a cielo abierto	m	99.961,04	350,00	34.986.364,00
73	50 35M1	Anclaje tension 1 1/2" de 12 m a cielo abierto	m	47.021,47	84,00	3.949.803,48
75	50 35M4	Anclaje tension 1 1/2" de 18 m a cielo abierto	m	52.270,12	125,00	6.535.035,12
75a	50 35M2	Anclaje tension para tiras a cielo abierto de 3" diam x 12 m	m	52.270,12	3.576,00	186.917.949,12
77	50 3111	Barranacion para tiras a cielo abierto en madero lanzado 1" diam x 0,50 m	m	30.078,78	890,50	26.785.153,69
79	50 3421	Barranacion para tiras en revest 1" diam 3" y 4" de Ø	m	50.614,21	1.750,00	88.574.867,90
81	50 3611	Moderolanzas	m3	688.047,65		
82	50 3211	Barranacion para inyeccion de consolidacion	m	70.431,87	1.799,00	126.705.834,10
84	50 3231	Inyeccion de consolidacion a cielo abierto	m3	821.522,38	87,66	72.014.651,83
86	50 3311	Inyecciones contacto concreto - roca	m3	755.799,63	88,00	66.510.367,44
88	50 4511	Concreto en muros, bovedas, pilas y basas	m3	256.913,79		
89	50 4531	Concreto en pisos, demarcaciones y climacos	m3	205.804,24		
91	50 4521	Acero de refuerzo	ton	2.077.902,18		
92	50 3521	Malla electrosoldada de 10 x 10 cm x 3116"	m2	23.893,09	18.000,00	428.475.622,00
93	50 2161	Sosmalante de roca o vezaga	m3 - km	1.476,69		
97	50 5311	Suministro de vigas lesteras	ton	2.707.482,54	100,00	270.748.254,00
98	50 5321	Fabricacion y transporte de vigas lesteras	ton	795.852,87	100,00	79.585.287,00
99	50 5331	Montaje y acabados de vigas lesteras	ton	941.948,41	100,00	94.194.841,00
108a	50 7231	Grana sujecion a base de manpostera de 2"Ø	m3	115.889,19	14,20	1.645.391,66
109	50 2171	Bombas con bomba de 2"Ø	h/m	19.357,03		
110	50 2181	Bombas con bomba de 4"Ø	h/m3	24.270,35	100,00	2.427.035,00
111	50 2191	Bombas en exceso diametro 6"	h/m	50.550,25	174,00	8.795.754,50
112	50 2141	Bombas en exceso diametro 8"	h/m	68.570,15	80,00	5.485.611,80
113	50 5971	Acero para sostenes	kg	18.008,36	25.000,00	450.217.850,00
TOTALES						3.342.441.258,02

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO B

TABLA IV.6 Importe de obra base

NO	CUAVE	CONCRETO	UNID	P U	OBRA BASE	
					VOLUMEN	IMPORTE
62	50 211*	Desmone	Pa	1,664,395.95	14.00	23,501,557.30
63	50 212*	Despalle	m3	2,578.16	58,140.900	155,710,632.14
64	50 213*	Excavacion a cielo abierto	m3	9,807.73	3,548,217.00	34,799,954,317.41
65	50 214*	Excavacion en demoliciones	m3	109,115.98	1,000.00	109,115,950.00
66	50 214*	Remosion y acarreo libre de caidos	m3	19,834.51		
67	50 351*	Anclaje de friccion de 1/4 de 6.0 a 9.0 m	m	85,682.11	5,885.00	504,591,845.79
68	50 353*	Anclaje de friccion de 1/4 de diam x 12.0 m a cielo abierto	m	140,432.53	840.00	117,963,325.20
69	50 353*	Anclaje de friccion de 1/4 de diam x 18.0 m a cielo abierto	m	156,597.57	128.00	19,731,293.02
70	50 354*	Anclaje tension 1/4 de 6 m a cielo abierto	m	107,262.75		
71	50 354*	Anclaje tension 1/4 de 9 m a cielo abierto	m	99,951.04		
72	50 354*	Anclaje tension 1/4 de 12 m a cielo abierto	m	47,021.47		
73	50 354*	Anclaje tension 1/4 de 18 m a cielo abierto	m	52,270.12		
74	50 354*	Anclaje tension 1/4 de 24 m a cielo abierto	m	52,270.12	2,428.00	126,702,770.88
75	50 341*	Eliminacion para drenaje a cielo abierto de 3' diam x 1.2 m	m	30,078.78	105.50	3,263,626.41
76	50 341*	Eliminacion para drenaje en monolitizado 1' diam x 0.50 m	m	50,614.21		
77	50 342*	Eliminacion para drenaje en reves: cilindro 3' x 1.0 m	m3	688,047.65	1,207.00	830,473,513.55
78	50 351*	Monolitizado	m	70,431.87	1,701.00	119,604,610.87
79	50 321*	Batimentacion para inyeccion de consolidacion	m3	821,522.38		
80	50 321*	Inyeccion de consolidacion a cielo abierto	m3	755,799.63	24.34	19,995,854.73
81	50 301*	Inyecciones compacto concreto - roca	m3	256,913.79	49,955.00	13,834,128,379.45
82	50 451*	Concreto en muros, bovedas, pilas y loses	m3	295,804.24	47,689.00	9,814,595,401.36
83	50 451*	Concreto en pisos, demoliciones y cimencos	ton	2,077,902.18	3,648.00	7,580,187,152.64
84	50 452*	Acero de refuerzo	m2	23,693.09		
85	50 462*	Malla electrosoldada de 10 x 10 cm x 3/16"	m2 - km	1,476.69	2,130,000.00	3,145,349,700.00
86	50 216*	Subcarreo de roca o relleno	ton	2,707,482.54		
87	50 201*	Suministro de vigas laterales	ton	795,852.87		
88	50 221*	Fabricacion y transporte de vigas laterales	ton	341,946.41		
89	50 531*	Montaje y acabados de vigas laterales	m3	115,859.13	145.80	16,893,719.15
90	50 123*	Drenaje superficial base de membrana de 3/8"	hme	19,357.03	200.00	3,871,406.00
91	50 217*	Bombas con bomba de 2"0	h/m2	24,270.35		
92	50 217*	Bombas con bomba de 4"0	h/m2	50,450.35	24.00	1,216,809.10
93	50 215*	Bombas en exceso diametro 6"	h/m2	68,610.16		
94	50 218*	Bombas en exceso diametro 8"	h/m2	18,008.38		
95	50 501*	Acero para enlucado	kg			70,000,000,000.00

TOTALES

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO B

TABLA IV.7 Importe de obra adicional

No. ICA	CLAVE CFE	CONCEPTO	UNID	PU	ADICIONAL	
					VOLUMEN	IMPORTE
62	50 2111	Desmonte	HA	1,664,396.95	4.46	7,512,410.40
63	50 2121	Despalme	M3	2,678.161		
64	50 2131	Excavación a cielo abierto	M3	9,807.731	1,805,530.00	17,708,150,746.90
65	50 2171	Excavación en demiellos	M3	103,115.981	21,988.00	2,399,242,168.24
69	50 2141	Remoción y acarreo libre de caudal	M3	19,834.511	6,096.00	120,911,172.96
71	50 3511	Andale de incción de 1"0 de 6 0 a 9 0 m	M	85,682.111		
71a	50 3531	Andale de incción de 1"6" de diam x 12 0 m a cielo abierto	M	149,432.531	29,940.00	4,204,549,948.20
71b	50 3571	Andale de fricción de 1"6" de diam x 16 0 m a cielo abierto	M	156,557.571	26,844.00	4,203,705,169.08
73	50 3571	Andale tensión 1"0 de 6 m. a cielo abierto	M	107,262.751		
73a	52 35F2	Andale tensión 1"0 de 5 m. a cielo abierto	M	39,961.041		
75	50 35M1	Andale tensión 1"6"0 de 12 m. a cielo abierto	M	47,021.471		
75a	50 35M2	Andale tensión 1"6"0 de 18 m. a cielo abierto	M	52,270.121		
77	50 3111	Barrenación para drenaje a cielo abierto de 3" diam x 12 m	M	35,078.791		
78	50 3411	Barrenación Diagonal en mortero lanzado 1" diam x 0 50 m	M	50,614.211		
79	50 3421	Barrenación para drenaje en teves. c/diam. 3" y 1 0 m.	M3	689,047.651	8,924.20	6,140,274,838.13
81	50 3611	Mortero lanzado	M	70,431.871		
82	50 3211	Barrenación para inyección de consolidación	M3	821,522.381		
84	50 3031	Inyección de consolidación a cielo abierto	M3	755,799.631		
85	50 3311	Inyecciones contacto concreto - roca	M3	258,913.751	8,152.10	2,094,366,907.48
89	50 3021	Concreto en muros, bovedas, pilas y losas	M3	205,804.241	27,747.50	5,710,614,850.67
89	50 3021	Concreto en pisos, demiellos y cimbras	TON	2,377,902.181	1,172.44	2,436,221,865.63
91	50 4621	Acero de refuerzo	M2	23,693.091		
92	50 4621	Malla electrosoldada de 10 x 10 cm x 3"6"	M2 - KM	1,476.691	2,103,996.00	3,106,945,853.24
93	50 4621	Sobreacero de placa de refuerzo	TON	2,707,482.541		
94	50 4621	Suministro de vigas laterales	TON	755,852.871		
94	50 4621	Suministro y transporte de vigas laterales	TON	541,948.411		
95	50 4621	Mortales y acabados de vigas laterales	M3	115,669.131		
95a	50 4621	Ornate superior a base de mampostería de 3a	HME	19,357.031	210.00	4,054,976.30
95b	50 4621	Bombas con bomba de 4"0	HME	24,270.351		
95c	50 4621	Bombas con bomba de 4"0	HME	50,650.351		
95d	50 4621	Bombas en exceso diámetro C.	HME	69,610.161		
95e	50 4621	Bombas en exceso diámetro B.	HME	18,308.381		
95f	50 4621	Acero para reforzar	KG			48,136,594,847.20

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV.8 Importe de obra por aceleramiento

No. CLAVER CA. CFE	CONCEPTO	UND	P.U. CONTRATO	P.U. ACTUALIZADO	DIFERENCIA	OBRA BASE		ADICIONAL	
						VOLUMEN	IMPORTE	VOLUMEN	IMPORTE
60	1 000 2018	Quilómetros	1 000,000.00						
62	00 2121	Distibutos	2,675.15						
64	00 2131	Estradas a cruz abierta	8,007.72	14,684.90	6,677.18	16,082,766.50	12	1,699,528.00	8,643,288.315.00
66	00 2171	Aceleración en rampas	100.110.00						
68	00 2181	Reversión y aceleración de rampa	14,834.81						
71	00 2031	Reversión de rampa de 18.00 m a 8.00 m.	96,082.11						
76	00 2021	Reversión de rampa de 1.0° de elev. a 12 m a cruz abierta	167,422.51						
78	00 2041	Reversión de rampa de 1.0° de elev. a 100 m a cruz abierta	107,262.79						
79	00 2051	Reversión rampa 1.8 m a 3 m a cruz abierta	80,881.86						
79	00 2061	Reversión rampa 1.0 m a 12 m a cruz abierta	47,961.47						
79	00 2082	Reversión rampa 1.0 m a 10 m a cruz abierta	52,270.22						
77	00 3111	Reversión para ómnibus a cruz abierta de 2° de elev. a 12 m	52,270.22						
79	00 3421	Reversión para ómnibus a rampa abierta 1° de elev. a 8.00 m	20,875.76						
79	00 3421	Reversión para ómnibus a rampa abierta 2° de elev. a 7.0 m.	98,814.21						
81	00 3811	Reversión vertical	600,947.85						
82	00 3811	Reversión para vehículos de motorización	70,451.87						
84	00 3231	Reversión de pavimentación a cruz abierta	261,688.20						
88	00 3311	Reversión de rampa a cruz abierta - 6.0 m	700,700.00	600,202.24	90,497.76	12,012,000.00	75	6,125.10	8,101,811,200.00
88	00 4011	Cambio de rampa de 20 m a 15 m a cruz abierta	200,000.00	200,000.00		16,000,000.00	47,000.00	87,147.00	8,773,742,280.00
82	00 4121	Cambio de rampa de 20 m a 15 m a cruz abierta	200,000.00	200,000.00					
91	00 1131	Acera de concreto	8,877,000.10						
88	00 2021	Reversión para ómnibus de 18.10 m a 8.00 m	23,053.90						
82	00 2181	Aceleración de rampa a través	1,470.00	8,874.81	7,404.81	3,148,773,850.00	2,100,000.00	3,148,773,850.00	3,148,773,850.00
87	00 5111	Reversión de rampa vertical	8,197,000.00						
88	00 5121	Reversión y aceleración de rampa vertical	700,000.27						
88	00 5131	Reversión y aceleración de rampa vertical	301,200.11						
88	00 1221	Cruce perpendicular a rampa de pavimentación de 20 m	74,000.11						
109	00 2171	Reversión con fondo de 7.5 m	16,207.02						
110	00 2181	Reversión con fondo de 6 m	24,273.50						
117	00 2181	Reversión con fondo de 6 m	60,000.00						
118	00 2141	Reversión de rampa abierta 2°	60,015.49						
118	00 2171	Reversión de rampa abierta 1°	15,000.00						
TOTALES									
						48,878,523.87			88,617,916.15

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Hoja 1/4
 TABLA IV.9 Importe obra extraordinaria de Excedencias

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	P. U.	PROYECTO	
				VOLUMEN	IMPORTE
17	Barrenación para anclaje de 3" diámetro x 6.0 m	m	51,213.92	11,574.00	592,749,910.08
18	Anclaje de fricción de 1 1/2" diámetro x 6.0 m	m	62,585.00	11,574.00	724,358,790.00
19	Concreto hidráulico en muro de berma 285.0	m3	393,460.34	42.00	16,525,334.26
20	Acero de refuerzo en muro berma 285.0	ton	2,327,075.54	2.21	5,145,164.02
21	Barrenación pantalla profunda 2" de 40.0 A 50.0 m	m	85,207.36	102.50	8,733,754.40
22	Inyección alta presión pantalla de 40.0 A 50.0 m	m3	419,575.75	2.10	881,109.08
23	Colocación y compactación de entrocamiento	m3	536.88	917.400	492,533.71
24	Barrenación para drenaje de 3" diámetro x 6.0 m	m	50,063.90	933.00	46,709,618.70
25	Barrenación para drenaje de 3" diámetro x 9.0 m	m	50,063.90	3,492.00	174,823,138.80
26	Barrenación para drenaje de 3" diámetro x 15.0 m	m	50,063.90	3,585.00	179,479,081.50
27	Barrenación para drenaje de 3" diámetro x 18.0 m	m	50,063.90	6,930.00	346,942,827.00
28	Barrenación para drenaje de 3" diámetro x 30.0 m	m	50,063.90	618.00	30,939,490.20
29	Barrenación para drenaje de 3" diámetro x 36.0 m	m	52,276.74	7,703.00	402,740,004.96
40	Anclaje de fricción de 1 1/2" x 15.0 m	m	156,597.57	30,040.00	4,704,191,002.80
170	Anclaje de fricción de 1 1/2" diámetro x 9.0 m	m	140,432.63	30,297.00	4,254,684,361.41
186	Preparación en talud canal de llamada	m2	36,508.58	474.80	17,334,273.78
199	Sondeos con recuperación de núcleos y herramienta NO	m	1,036,417.40	312.05	323,414,049.67
200	Recursos activos e inactivos film documental	Loje	30,950,906.28	1.00	30,950,906.28
203	Apoyo a laboratorio de Mecánica de Rocas	hrs	46,831.28	158.00	7,399,342.24
206	Suministro y colocación de sello pvc en juntas estructurales	m	83,749.55	2,825.20	236,609,228.66
209	Suministro y colocación de material celular (Celcra)	m2	51,888.49	3,118.40	161,809,067.22

FALLA DE OBRA

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Hoja 2/4
 TABLA IV.9 Importe obra extraordinaria de Excedencias

NO	CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	P. U.	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
246-E	Extraordinario	Concreto lanzado de $f_c = 200$ kg/cm ²	m ³	748,400 11	1,650 60	1,235,309,221.57
269-E	Extraordinario	Dren metálico media caña en muros	m	65,482.10	714 61	46,794,163.48
270-E	Extraordinario	Escalera marina para inspección	Esc	28,060.26	21 00	589,265.46
271-E	Extraordinario	Suministro y colocación de sello elastico (Sika - Iglas)	m	13,309.77	153 40	2,041,718.72
276-E	Extraordinario	Acero de refuerzo 1/2" x 1.15 m soldado al anclaje	Pza	34,736 01	1,186 00	41,195,907.86
295-E	Extraordinario	Anclaje de piso 1/2" x 12.0 m	m	89,376 01	1,368 00	115,725,901.88
295-E	Extraordinario	Suministro y colocación inyección de anclas 1/2 de 12 A 15 m en espolón	m	192,525 94	1,926 00	370,804,960.44
300-E	Extraordinario	Fabricación de vigas preesforzadas puente manobras	Pza	13,034,401 55	48 00	625,651,274.40
308-E	Extraordinario	Anclaje de piso de 1/2" x 3.0 m	m	88,957 92	7,290 00	648,503,236.80
309-E	Extraordinario	Anclaje de piso de 1/2" x 6.0 m	m	95,281 74	1,764 00	168,076,989.36
310-E	Extraordinario	Anclaje de piso de 1/2" x 9.0 m	m	100,916 36	1,395 00	140,778,322.20
311-E	Extraordinario	Anclaje de piso de 1" x 6.0 m	m	85,453 97	30,000	2,563,619 10
328-E	Extraordinario	Barrenación y colocación de anclas de 1" con resina epoxica	m	135,315.47	264 280	35,761,172.41
344-E	Extraordinario	Remoción carga y acarreo de material 3C aim - Contina	m ^{3a}	3,775.77	438,187 00	1,654,493,328.99
349-E	Extraordinario	Malta electrosoldada de 1.5 x 15 cm x 3/16"	m ²	24,064.54	16,823 82	404,857,489.34
350-E	Extraordinario	Malta electrosoldada de 1.5 x 15 cm x 1/8"	m ²	21,207.59	26,692 60	566,085,716.83
351-E	Expansivo	Concreto de relleno en remodelación de pilas	m ³	294,873 24	89 600	26,420,642.30
356-E	Extraordinario	Formación y retro de rampa acceso grua 150 ton	m ³	25,534 07	294 00	7,507,016.58
363-E	Extraordinario	Inyección de ductos postensado acero de viga testera	mm	19,964 19	2,892 35	57,743,624.59
364-E	Extraordinario	Inyección concreto - lamina en apoyo de viga testera	Pza	108,927.42	230 00	2,5053,306 60
373-E	Extraordinario	Concreto hidráulico puente de manobras	m ³	1,139,276 30	318 10	392,493,791.03
375-E	Extraordinario	Habitación y ensamblado de estrado de madera	Lote	5,514,228.59	1 00	5,514,228.59

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO B'

TABLA IV.9 Importe obra extraordinaria de Excedencias

Hoja 3/4

NO	CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	P U	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
381-E	Extenso	Barrenación para anclaje de 1½" x 0.7 A 1.0 m	m	48,772.40	39.80	1,941,141.52
382-E	Extenso	Anclaje de fricción de 1" x 0.7 A 1.0 m	m	59,900.73	39.80	2,384,049.05
383-E	Extenso	Barrenación de 3"0 de 0 a 30.0 m para extensómetros	m	56,101.46	778.00	43,646,935.88
384-E	Extraordinario	Suministro y colocación de aditivo te stergout	Lts	5,344.71	3,387.06	18,102,853.45
400-E	Extraordinario	Rejillas para puente de maniobras	m2	685,951.97	229.50	157,425,977.12
406-E	Extraordinario	Construcción de estrado en canal de descarga	Pza	7,692,626.64	1.00	7,692,626.64
428-E	Extraordinario	Suministro y colocación de placas y vgas A-36	kg	6,754.21	1,003.82	6,780,011.08
431-E	Extraordinario	Tapas para tlncheras ductos oleodinamicos	Pza	111,914.15	258.00	28,985,764.85
444-E	Extraordinario	Construcción de helipuerto y templete	Lote	72,522,374.80	1.00	72,522,374.80
462-E	Extraordinario	Barandal en puente de maniobras	kg	7,918.36	5,578.45	44,172,167.42
495-E	Extraordinario	Suministro y colocación Sikallex en juntas de construcción	ml	12,815.78	2,027.31	25,981,558.95
428-E	Extenso	Suministro e instalación de elementos metálicos en los muros de realce	kg	6,754.21	10,340,000	69,835,531.40
CASETA DE CONTROL ELECTRICO (Z.C.)						
580-E	Extraordinario	Dales y castillos de 15 x 20 cm	m	27,094.34	69.700	1,886,475.50
91	Extenso	Acero de refuerzo	ton	2,077,902.18	0.178	369,866.59
567-E	Extraordinario	Aplonaco terminado serrileado	m2	30,859.95	271.970	8,420,177.60
570-E	Extraordinario	Instalacion de panel W	m2	15,077.36	277.970	4,191,053.76
476-E	Extraordinario	Sarpeado de cemento - arena	m2	19,172.58	555.940	10,658,659.72
476-E	Extraordinario	Enjere apallado	m2	19,172.58	35.000	682,547.41
398-E	Extraordinario	Tubería de pvc de 3" diámetro	ml	32,163.78	7.940	255,503.21
428-E	Extraordinario	Bastidor P.T.R. de 2½" x 2½"	ton	6,754.21	2.540	17,765.69

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Hoja 4/4
 TABLA IV.9 Importe obra extraordinaria de Excedencias

No	CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	P. U.	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
CASETA DE INSTRUMENTACION (Z.C)						
282-E	Extraordinario	Demolicion de marquesina	m3	1,426,333.48	0.512	730,282.74
587-E	Extraordinario	Aplanado terminado serrateado	m2	30,959.95	32,750	1,013,938.36
579-E	Extraordinario	Pretiles de tabiques	m2	39,120.22	6,656	260,384.18
476-E	Extraordinario	Aplanado liso apallado	m2	19,172.68	7,220	138,426.75
591-E	Extraordinario	Filetes en puertas, ventanas y muros	m2	30,560.60	37,360	1,141,744.02
489-E	Extraordinario	Loseta de barro en losa	m2	40,428.26	5,760	232,866.78
467-E	Extraordinario	Manto impermeable en losa	m2	21,512.80	5,760	123,913.73
466-E	Extraordinario	Relleno de tezontle para pendiente	m3	53,713.69	0.750	40,285.27
CASSETAS DE CONTROL OLEODINAMICO						
282-E	Extraordinario	Demoliciones en casetas	m3	1,426,333.48	17.640	25,160,522.59
357-E	Extraordinario	Concreto hidráulico en casetas	m3	894,873.24	30,072	26,910,628.07
428-E	Extraordinario	Suministro e instalación de elementos metálicos para muros de resaca	Kg	6,754.21	2,607,000	17,608,225.47
328-E	Extraordinario	Barrenación y colocación de anclas de 1" con resina epoxica	ml	185,315.47	62,100	8,403,090.69
478-E	Extraordinario	Sellador vinílico y pintura vinil - acrílica	m2	11,648.00	97,200	1,132,185.60
9.	Expensivo	Acero de refuerzo	ton	2,077,902.18	2,937.	6,102,799.70
CASSETAS DE INSTRUMENTACION (C.D)						
357-E	Extraordinario	Concreto en losas y muros	m3	894,873.24	44,100	39,463,909.88
586-E	Extraordinario	Suministro, habilitación y colocación de puerta de aluminio 1.0 x 2.0 m	Pza	1,943,153.32	3,000	5,929,459.96
479-E	Extraordinario	Sellador vinílico y pintura vinil - acrílica	m2	11,648.00	129,200	1,504,921.60
582-E	Extraordinario	Suministro, levant y coloc. de variana corregida de aluminio 2.0 x 1.0 m	m2	281,399.20	10,600	2,813,903.00
9.	Expensivo	Acero de refuerzo	ton	2,077,902.18	2,937.	5,812,136.10
T O T A L E S						19,461,176,258.47

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV.10 Importe de obra Extraordinaria en galerías

No. I.C.A.	CLAVE C.F.E.	CONCEPTO	UNID.	P. U.	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
GALERIA No. 8						
61	Extensivo	Sobrecarreo de roca o retaza	m ³ -km	1,502.65	973.00	1,462,078.45
77	Extensivo	Barrenación drenaje taludes 3' x 9.0 m	m	52,270.12	99.00	5,174,741.88
246-E	Extensivo	Concreto lanzado en talud de portal	m ³	748,400.11	36.00	26,942,403.96
246-E	Extensivo	Concreto lanzado en galería	m ³	748,400.11	2.00	1,496,800.22
38-E	Extensivo	Excavación túnel en galería de drenaje	m ³	224,821.43	9,290.30	2,088,658,531.13
301-E	Extraord.	Barrenación para drenaje 3' de 0 a 40.0 m	m	137,855.26	9,385.00	1,293,781,000.10
380-E	Extensivo	Barrenación para drenaje boveda 1 1/4' x 2.4 m	m	42,974.55	84.00	3,609,862.20
380-E	Extensivo	Barrenación para anclaje 1 1/4' x 3.0 m en talud	m	48,772.40	150.00	7,315,860.00
381-E	Extensivo	Barrenación para anclaje 1 1/4' x 2.4 m en boveda	m	48,772.40	55.20	2,692,236.48
381-E	Extensivo	Anclaje de fijación de 3/4" x 3.0 m en talud	m	59,900.73	150.00	8,985,109.50
382-E	Extensivo	Anclaje de fijación de 3/4" x 2.4 m en boveda	m	59,900.73	55.20	3,306,520.30
S U M A						
GALERIA No. 5						
81	50 36 11	Mortero lanzado en galería	m ³	688.07 65	36.00	26,145,810.70
83	50 45 11	Concreto en muros y bóvedas	m ³	256,913.79	34.17	8,778,744.20
89	50 45 31	Concreto en pisos	m ³	205,804.24	2.00	411,608.48
91	50 45 21	Acero de refuerzo	ton	2,077,902.19	3.72	7,731,874.05
35-E	Extensivo	Malla electrosoldada de 15 x 15 cm x 1/8"	m ²	21,207.59	241.40	5,119,512.23
21-E	Extensivo	Barrenación pantalla profunda 2 1/4" de 40.0 a 60.0 m	m	85,207.36	1,367.00	118,192,608.32
228	Extensivo	Concreto en pantalla de galería	m ³	239,518.30	76.50	18,323,149.95
38-E	Extensivo	Excavación en túnel en galería de drenaje	m ³	224,821.43	1,163.70	261,624,598.09
272-E	Extraord.	Suministro, almacenamiento, manejo de material p/invecciones	bacha	20,561.68	739.00	15,174,519.84
273-E	Extraord.	Barrenación drenaje 3' de 0.0 a 67.0 m	m	158,115.39	751.50	118,823,715.59
274-E	Extraord.	Barrenación pantalla profunda 3 5/8" de 0.0 a 82.0 m	m	137,336.78	305.00	41,887,717.90
291-E	Extraord.	Pruebas permeabilidad luzón de 0.0 a 102.0 m	m	311,458.83	11.200	34,863,388.95
315-E	Extraord.	Inyección de a. p. en pantalla profunda de 0 a 80.0 m	ml	133,836.39	1,755.00	234,615,191.57
S U M A						
T O T A L						
						4,335,127,634.19

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Hoja 1/5

TABLA IV.11 Importe obra extraordinaria vialidades de Construcción

No. I.C.A.	CLAVE C.F.E.	CONCEPTO	UNID.	P. U.	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
VERTEDOR - CORTINA						
L = 3.690 km						
115	14 21214	Cones en material que no requieren uso de explosivos	m3	8,941.68	251,798.00	2,251,497,140.64
116	14 21314	Cones en material que requieren uso de explosivos	m3	13,184.53	125,010.00	1,648,198,095.30
118	14 14114	Formación y compactación de terraplenes	m3	8,909.88	(38,905.60)	(346,644,227.33)
119	14 14214	Formación de terraplenes de relleno	m3	8,865.23	52,205.00	462,809,332.15
122	14 21414	Sobrecarros	m3-km	823.65	1,588.00	1,291,483.20
123	14 21514	Rellenos con cualquier clase de material	m3	27,444.95	70.00	1,921,146.50
124	14 12314	Mampostena de tercera clase	m3	108,468.22	37.00	4,013,324.14
131	14 16114	Revestimiento	m3	24,071.74	475.00	11,434,076.50
19-E	EXTRAORD	Alcantarilla acero galvanizado de 1.05 m calibre 14	m	255,762.72	25.50	6,556,678.16
20-E	EXTRAORD	Alcantarilla acero galvanizado de 1.75 m calibre 10	m	929,032.51	33.00	30,858,272.83
70-E	EXTRAORD	Alcantarilla acero galvanizado de 3.20 m calibre 10	m	3,077,004.49	44.20	135,003,595.46
137-E	EXTRAORD	Persona y equipo empleado p/mejoramiento del cam. de geología	Lote	110,660,365.70	1.00	110,660,365.70
S U M A						
L = 1.509 km						
CAMINO DE RECUPERACION DE VIALIDAD ELEVACION 170.0						
115	14 21216	Cones en material que no requieren uso de explosivos	m3	8,941.68	37,935.00	299,202,530.80
116	14 21316	Cones en material que requieren uso de explosivos	m3	13,184.53	69,070.00	778,910,167.10
119	14 14216	Formación y compactación de terraplenes	m3	8,865.23	7,657.00	67,891,066.11
122	14 21416	Sobrecarros	m3-km	823.65	2,684.00	2,219,913.10
123	14 21516	Rellenos con cualquier clase de material	m3	27,444.95	330.00	9,056,833.50
124	14 12316	Mampostena de tercera clase	m3	108,468.22	12.90	1,399,240.04
125	14 12416	Zampeados de mampostena	m3	69,409.02	6.20	554,330.96
131	14 16116	Revestimiento	m3	24,071.74	1,115.70	26,912,235.32
19-E	EXTRAORD	Alcantarilla acero galvanizado de 1.05 m calibre 14	m	255,762.72	35.90	9,800,544.37
137-E	EXTRAORD	Construcción de rampa de acceso al camino elev. 170.0	m3	9,133.40	6,465.00	68,843,400.30
S U M A						
1,304,691,451.60						

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV.11 Importe obra extraordinaria vialidades de Construcción Hoja 2/5

No. ICA	CLAVE C.F.E.	CONCEPTO	UNID.	P. U.	PROYECTO VOLUMEN	IMPORTE
		CAMINO DE CONEXION		L = 1.240 km		
115	14 21217	Cortes en material que no requieren uso de explosivos	m3	8.941,68	89.771,00	802.703.555,28
116	14 21317	Cortes en material que requieren uso de explosivos	m3	13.184,53	179.250,00	2.363.327.002,50
119	14 14217	Formación de terraplenes de relleno	m3	8.865,23	2.341,00	20.753.503,43
122	14 21417	Sobreacarreos	m3-km	823,65	5.023,00	4.137.190,95
123	14 21517	Rellenos con cualquier clase de material	m3	27.444,95	1.463,00	40.151.961,85
124	14 12317	Mamposena de tercera clase	m3	108.468,22	77,70	8.427.980,69
131	14 16117	Revestimiento	m3	24.071,74	1,947,00	46.867.677,78
EXTRAORD.		Alcantarilla acero galvanizado de 1.50 m calibre 12	m	623.708,14	39,10	24.386.988,27
EXTRAORD.		Alcantarilla acero galvanizado de 1.75 m calibre 10	m	929.032,51	56,90	52.861.549,82
S U M A						3.363.617.813,58
CAMINO VERTEDOR - ELEVACION						
168 (PERA No. 3) L = 0.550 km						
		Cortes en material que no requieren uso de explosivos	m3	8.941,68	24,777,00	221.549.005,36
		Cortes en material que requieren uso de explosivos	m3	13.184,53	6,431,00	85.053.403,02
		Formación de terraplenes (sub-rasante)	m3	8.909,88	572,00	5.149.910,64
		Formación de terraplenes relleno	m3	8.865,23	11,329,00	100.434.190,67
S U M A						412.165.509,72

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Hoja 3/5

TABLA IV. 11 Impone obra extraordinaria vialidades de Construcción

No. I.C.A.	CLAVE C.F.E.	CONCEPTO	UNID.	P. U.	PROYECTO VOLUMEN	IMPORTE
		CAMINO DE LIGA BERMA ELEV. 235 PLANTA DE CONCRETO ROSS II		L = 0.320 km		
115	14 21219	Cortes en material que no requieren uso de explosivos	m3	8,941.68	33,323.00	297,963,602.64
116	14 21319	Cortes en material que requieren uso de explosivos	m3	13,184.53	65,198.00	872,789,516.94
		S U M A				1,170,753,119.58
		CAMINO DE ACCESO LUMBRERA DE CIERRE FINAL T-2 - CANAL DE LLAMADA VERTEDOR		L = 0.760 km		
115	14 2121N	Cortes en material que no requieren uso de explosivos	m3	8,941.68	53,625.00	479,354,523.12
116	14 2121N	Cortes en material que requieren uso de explosivos	m3	13,184.53	91,157.00	1,201,852,201.21
119	14 1421N	Formación de terraplenes de relleno	m3	8,865.23	12,596.00	111,666,437.08
412-E	14 2111N	Formación de terraplen con material producto de excavación	m3	1,149.17	6,727.00	7,730,466.59
		S U M A				1,800,613,928.00
		CAMINO DE LIGA MARGEN IZ- QUIERDA - MARGEN DERECHA DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS		L = 0.200 km		
115	14 2121P	Cortes en material que no requieren uso de explosivos	m3	8,941.68	34,002.00	304,571,504.16
116	14 2131P	Cortes en material que requieren uso de explosivos	m3	13,184.53	5,920.00	130,645,507.77
122	14 2111P	Subrearcos	m3	923.65	23,949.00	19,725,593.85
412-E	14 2111P	Formación de terraplen con material producto de excavación	m3	1,149.17	32,310.00	44,024,702.70
		S U M A				498,967,308.48

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Hoja 4/5

TABLA IV.11 Importe obra extraordinaria vialidades de Construcción

No. ICA.	CLAVE C.F.E.	CONCEPTO	UNID.	P. U.	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
CONSTRUCCION RAMPA CARPINTERIA - E.C. CORTINA (PERA No.3) L = 0.580 km						
115	14 2111D	Cortes en material que no requieren uso de explosivos	m3	8,941.68	49,655.00	443,999,120.40
122	14 2121D	Sobrecarreo de materiales	m3-km	823.65	35,297.00	29,072,374.05
412-E	14 2111D	Formación de terraplenes con material producto de excavación	m3	1,149.17	114,596.00	131,690,285.32
604,761,779.77						
CAMINO (TEPIC - AGUAMILPA) - OBRA DE EXCEDENCIAS - EMBARCADERO M.I.						
114	14 2151R	Desmonte	ha	930,360.97	0.30	279,108.29
115	14 2111R	Excavación sin uso de explosivos	m3	8,941.68	97,248.00	869,560,496.64
116	14 2131R	Excavación con uso de explosivos	m3	13,184.54	27,361.00	360,742,198.94
119	14 2121R	Formación terraplenes de relleno y/o para formar la subrasante	m3	8,865.23	35,196.00	312,020,635.06
121		Excavaciones para material 'B'	m3	10,259.22	2,165.00	22,439,245.70
124	14 1261R	Mamposena	m3	108,468.22	365.90	39,688,521.70
126	14 4171R	Concreto simple de f'c=150 kg/cm2	m3	217,790.08	1,261.30	279,054,429.50
127		Concreto simple de f'c=200 kg/cm2	m3	393,460.34	33.30	15,317,411.04
128		Concreto armado de f'c=250 kg/cm2	m3	446,634.39	231.70	103,485,188.16
129		Acero para concreto hidráulico	ton	2,327,075.54	5.11	11,891,356.01
131	14 1681R	Revestimiento (sub-base y base)	m3	24,071.74	12,720.00	306,192,532.80

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV.11 Imponde obra extraordinaria vialidades de Construcción

Hoja 5/5

No. I.C.A.	CLAVE C.F.E.	CONCEPTO	UNID.	P. U.	PROYECTO	
					VOLUMEN	IMPORTE
132	14.1791R	Riego de impregnación	ha	6,949,362.66	4.33	30,090,740.32
123		Riego de liga	ha	2,851,124.34	4.31	12,289,345.91
124		Carpeta asfáltica	m3	97,686.01	2,439.90	238,344,095.80
135		Riego de sello	ha	11,292,313.69	4.34	49,008,641.41
136		Pintura	m	762.60	17,589.00	13,413,371.40
140		Guarnición	m	26,658.26	287.40	7,661,593.92
20-E		Alcantarilla circ. galvanizada de 0.90 m de diam. calibre 12	m	430,303.44	53.95	23,214,870.59
21-E		Alcantarilla circ. galvanizada de 1.05 m de diam. calibre 12	m	468,195.13	15.27	7,149,339.64
73-E		Alcantarilla circ. galvanizada de 3.20 m de diam. calibre 10	m	3,077,004.49	44.20	136,003,598.46
412-E		Formación de terraplen con material producido de excavación	m3	1,149.17	6,166.00	7,055,782.22
493-E	14.1211R	Sum. de alcantarilla de 0.90 m calibre 12	m	273,225.07	39.80	10,874,357.79
498-E		Suministro y colocación de tubo de concreto de 8" perforado	m	36,316.02	545.55	12,549,000.71
						2,968,353,852.02

16,342,643,548.99

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO B'

TABLA IV. 12 Importe obra extraordinaria acuerdo Superintendencia de Estudios
Zona Pacífico Norte.

		19 abr 1994
DESCRIPCION	MONTO	
01 ACUERDO GIC/014/91 Perforación de 02 (dos) barrenos con recuperación de núcleo y un total de 144.50 m para la exploración de la Zona de Descarga del Vertedor.	86,847,000.00	
02 ACUERDO GIC/015/91 03 (Tres) sondeos con recuperación de núcleo, con un total de 190.0 m para la exploración de la nueva localización de la Cubeta Delfectora en el cadenamamiento 0+422.0 del Vertedor del P.H. Aguamilpa	194,802,000.00	
03 ACUERDO GIC/021/91 Perforación de 07 (siete) barrenos sin recuperación de 2 7/8" y 3 7/8" de diámetro, con un total de 1,440.0 m con reperfectoración y ampliación, en la Zona de bermas del Vertedor.	828,934,890.00	
04 ACUERDO GIC/024/91 Perforación de 03 (tres) barrenos sin recuperación de 6" de diámetro para la instalación de inclinómetros en el talud izquierdo de la Obra de Excedencias.	540,800,000.00	
05 ACUERDO GIC/014/93 Perforación de 06 (seis) barrenos para la instrumentación del deposito del talud adyacente al Canal de Llamada del Vertedor del P.H. Aguamilpa.	375,805,350.00	
SUMA	2,027,189,240.00	

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV. 13 Importe obra extraordinaria contratos locales.

		Hoja 1/3
No. CONTRATO	OBJETO DEL CONTRATO	IMPORTE REAL
PHA-CLO-55/90	Construcción de traves de concreto para el mantenimiento general de obturadores y equipo de izaje en las instalaciones de Jesus Maria Corte en el Estado de Nayarit.	51,166,009.00
PHA-CS-12/90	Levantamiento topografico del terreno natural en la zona de construcción de la Obra de Excedencias del P. H. Aguamilpa, Nayarit.	17,623,120.00
PHA-CLO-64/90	Construcción del patio de prueba de malacates y porticos de obturadores en el campamento el Corte del P.H. Aguamilpa, Nayarit.	24,853,702.00
PHA-CS-15/90	Estudio y proyecto del camino de enlace de vialidad margen izquierda y levantamiento topografico para estudio geofisico en el P. H. Aguamilpa.	6,533,800.00
PHA-PS-10/90	Reparación y rehabilitación de seis malacates de 17 ton. de capacidad	396,200,000.00
PHA-CLO-86/90	Cimentación de los malacates y del portico para obturadores de 6 x 14 m H=27 en el Corte, Nayarit	49,391,353.00

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV.13 Importa obra extraordinaria contratos locales.

Hoja 2/3

No CONTRATO	OBJETO DEL CONTRATO	IMPORTE REAL
PHA-CS-20/90	Servicios de control y verificación topografica y relocalización de los caminos de la Obra de Excedencias del P. H. Aguamilpa	252,290,935.00
PHA-CLO-11/91	Desmantelamiento, traslado, montaje y terminación de caseta de campo para supervisión de la construcción de la Obra de Excedencias del P. H. Aguamilpa.	17,099,321.00
RGA-CS-10/91	Levantamiento topografico en la zona de descarga de la Obra de Excedencias del P.H. Aguamilpa.	12,418,063.00
PHA-CLO-14/92	Revestimiento en las bermas de las elevaciones 285.0 Y 260.0 de la Obra de Excedencias del P.H. Aguamilpa.	230,693,120.00
RGA-CLO-37/92	Rehabilitación de las oficinas de la Jefatura de Supervisión de la Obra de Excedencias.	35,288,603.00
RGA-CLO-64/92	Construcción de muros de tierra armada en los bancos de desperdicio de la Obra de Excedencias del P. H. Aguamilpa, plataformas 4 Y 6	706,770,475.00

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

TABLA IV. 13 Importe obra extraordinaria contratos locales.

		Hoja 3/3
No. CONTRATO	OBJETO DEL CONTRATO	IMPORTE REAL
RGA-CLS-01/93	Supervisión técnica de la construcción del puente de maniobras y de las pilas en la Zona de Control de la Obra de Excedencias del P. H. Aguamilpa.	120,557,000.00
RGA-CLO-13/93	Construcción de casetas de control electrodinámico en la elevación 235.0 de las pilas números 1, 3 Y 5 en la zona de Control de la Obra de Excedencias, del P. H. Aguamilpa, Nayarit.	134,397,000.00
RGA-CLO-18/93	Construcción de caseta de control de equipos eléctricos de la Obra de Excedencias sobre la plataforma del espaldón margen derecha en la elev. 235.0 del P. H. Aguamilpa, Nayarit.	289,510,000.00
RGA-CLS-18/93	Proyecto ejecutivo del camino de acceso al Embarcadero del P. H. Aguamilpa en margen izquierda del río Santiago tramo: Oficinas Técnicas - Vertedor - Embarcadero en el Estado de Nayarit.	102,010,000.00
RGA-CLO-41/91	Terminación de revestimiento de bermas en la elevación 260.0 msnm. de la Obra de Excedencias del P. H. Aguamilpa Nayarit	102,769,038.00
	SUMA	2,549,678,529.00

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Las principales causas que motivaron la variación del importe original fueron las siguientes:

Reducción del período de ejecución de la Obra
 Incremento en los volúmenes de excavación por cambio de Proyecto
 Incremento en los tratamientos por condiciones distintas a las supuestas
 Incremento en el volumen de concreto por cambio de Proyecto
 Vialidades
 Emergencias.

Se anexa relación de conceptos haciendo una comparativa de volúmenes de proyecto contra real. Tabla IV.14.

El criterio que se rigió para determinar los conceptos y obras que tuvieron influencia del programa acelerado y del trabajo desarrollado para la validez y control del contrato 891049 se definió esto:

Datos de concurso

Corresponde al contenido del catalogo de conceptos, es decir numero de catálogo, descripción del concepto, unidad, cantidad y precto unitario e importe, toda esta información se denomina datos de concurso porque corresponde estrictamente al importe del conjunto de conceptos que ICA presento en su oferta de concurso.

TABLA IV.14 Comparativa volúmenes concurso - real

CONCEPTO	UNIDAD	CONCURSO	REAL	DIFERENCIA
Excavación a cielo abierto	m ³	3'548,217	5'354,544	1'806,327
Anclaje diferentes medidas	m	21,826	155,000	133,174
Barronación para Drenaje	m	8,750	37,500	28,750
Mortero lanzado	m ³	1,207	8,500	7,293
Concreto lanzado	m ³		1,650	1,650
Concreto	m ³	97,644	133,592	35,948
Acero de refuerzo	ton	3,648	4,800	1,152
Excavación en Galerías	m ³		10,454	10,454
Vialidades	km		8,8	8,8
Sobrecarros	m ³ -km	2'130,000	3'695,000	1'565,000

PRESUPUESTACION DE LA OBRA

CAPITULO IV

Importe Obra Base - Concurso

Es el importe de los conceptos de Obra que se están ejecutando tal como están indicados en los datos de concurso, el importe global de este conjunto de conceptos va a ser menor que el de concurso debido a la cancelación de algunos conceptos o cantidades de obra de los datos del concurso.

Importe de Obra adicional

Corresponde al costo de obra que tiene como base los datos de concurso pero que ha sufrido un incremento en las cantidades de trabajo.

Importe de Obra extraordinaria

Corresponde al costo de la Obra nueva que no estaba considerada en los datos de concurso, por lo tanto no existe en el catálogo de conceptos y requiere la autorización de un precio unitario nuevo o bien de la autorización formal escrita de la extensión de un precio del catálogo del contrato.

Importe por reclamos

Corresponde al cambio de precio de algún concepto del catálogo del contrato por cambio de condiciones de ejecución, es decir que se trata de algún concepto que originalmente esta contenido en los datos del concurso pero que finalmente se paga con un precio distinto debidamente autorizado.

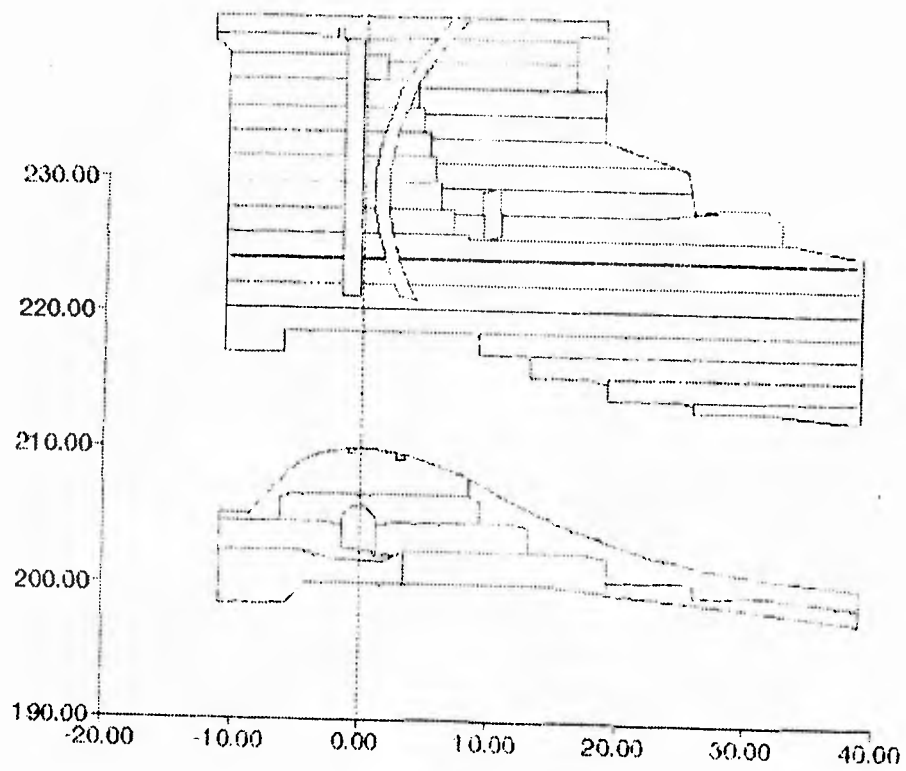
Concepto de obra pagos provisionales

En esta columna de conceptos aparecen los trabajos ejecutados que son distintos a los de curso y que por lo tanto no tiene precio unitario, finalmente debe autorizarse un precio nuevo o la aplicación de un precio de catálogo de algún concepto similar que se llamaría extensivo, toda vez que sea debidamente formalizado. Al final esta columna de costo deberá aparecer en cero.

Sobrecosto por almacenamiento

Corresponde al importe de la obra cuyas actividades van a tener un sobre precio debidamente autorizado y originado por el impacto que sufren el haber recortado un año, el programa global de construcción del proyecto. El sobrecosto será el importe del sobre-precio aplicado al trabajo ejecutado.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR



CAPITULO V

CONSTRUCCIÓN DEL VERTEADOR

El vertedor está ubicado paralelo a la margen izquierda del Río Santiago, casi perpendicular al eje de la cortina de la presa con un desnivel (desde la Elev. 205.00 hasta la Elev. 95.00) de 110.00 m y una longitud de 780.00 m aproximadamente, de los cuales 600.00 m se revistieron de concreto armado.

El vertedor en todo su desarrollo longitudinal está compuesto de 6 estructuras perfectamente definidas que son:

- Canal de llamada
- Estructura de control (Cimacios, pilas y puente de maniobras)
- Canal de descarga ($S=0.10$, curva vertical y el último tramo con $S=0.36$).
- Deflector.

Para su construcción influyeron dos importantes premisas estrechamente ligadas con el proyecto general:

- 1ª Que en la estructura de control intervienen compuertas metálicas siendo por tal motivo necesario quedaran instaladas y probadas paralelamente al término de los concretos en general y por estar montadas sobre estructuras de concreto (pilas), éstas tuvieron prioridad para abrir frentes de montaje de dichas compuertas.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

- 2ª Dadas las características del proyecto, en donde el deflector se encuentra en la Elev. 95.00, también se dió prioridad a su liberación, para así poder dar inicio con los concretos.

En las estructuras arriba descritas se colocaron 105,000 m³ de concreto armado, 69% del total de concreto en el vertedor que se atendieron con prioridad.

En éste orden y por la dependencia de terceros (compuertas), se tuvieron las siguientes etapas.

ETAPAS	ESTRUCTURAS	VOLUMEN
1ª	CIMACIO, PILAS Y PUENTE	55, 776 M ³
2ª	CANAL DESC. - DEFLECTOR	47,870 M ³
3ª	CANAL DESC. - S=0.10	28,860 M ³
4ª	CANAL DESC. - S=0.436	11,467 M ³
5ª	CANAL DESC. - CURVA VERTICAL	10,175 M ³

TOTAL

152, 148 M³

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

La primera etapa corresponde a la estructura de control, compuesta por: cimacio, pilas, puente de maniobras y compuertas; está ubicada en una área de aproximadamente 50.00 x 100.00 m desde su desplante. Del cimacio desplantan 7 pilas de concreto armado de sección 3.80 x 50.00 m con una altura de 30.00 m cada una y tajamar en la cara aguas arriba y soportes en la cara posterior para compuertas, en la parte superior aloja una ménsula soporte y un puente de operación de compuertas y rejillas.

CIMACIO

Sus dimensiones son de 50.00 m de ancho por 100.00 m de largo con una cresta de 5.00 m.

Para la construcción de éste elemento masivo, se dividió en losas de altura variable en todo lo ancho y longitud de 15.80 m centrados a los ejes de las pilas en los cuales quedaba integrado el acero de refuerzo correspondiente al anclaje para el desplante de las pilas con una longitud de 1.20 m por debajo del perfil del cimacio mas los colados correspondientes para conformar la cresta del cimacio entre paños de pilas.

Se utilizó cimbra únicamente en los costados de las losas y en promedio en dos caras.

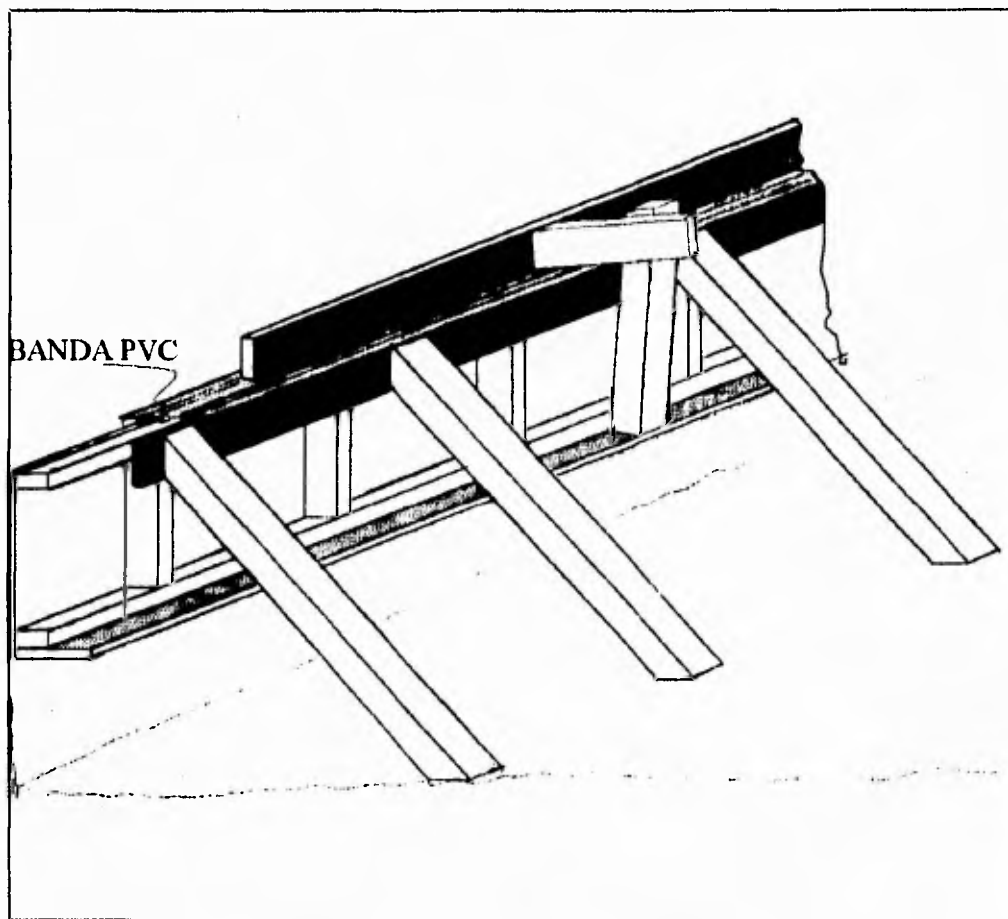
El único acero considerado en estas losas fué el correspondiente a la longitud de anclaje para las varillas verticales de las pilas y el contorno del cuerpo del cimacio por lo que los colados fueron simples y masivos.

En las juntas longitudinales de las losas, se colocó una banda de PVC sobre todo el perfil del cimacio con un bulbo de 1" Ø en el centro, sobre el cual se colocó un material impregnado de asfalto (celotex) y en la parte de la rasante se colocó un sellador elástico de poliuretano

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

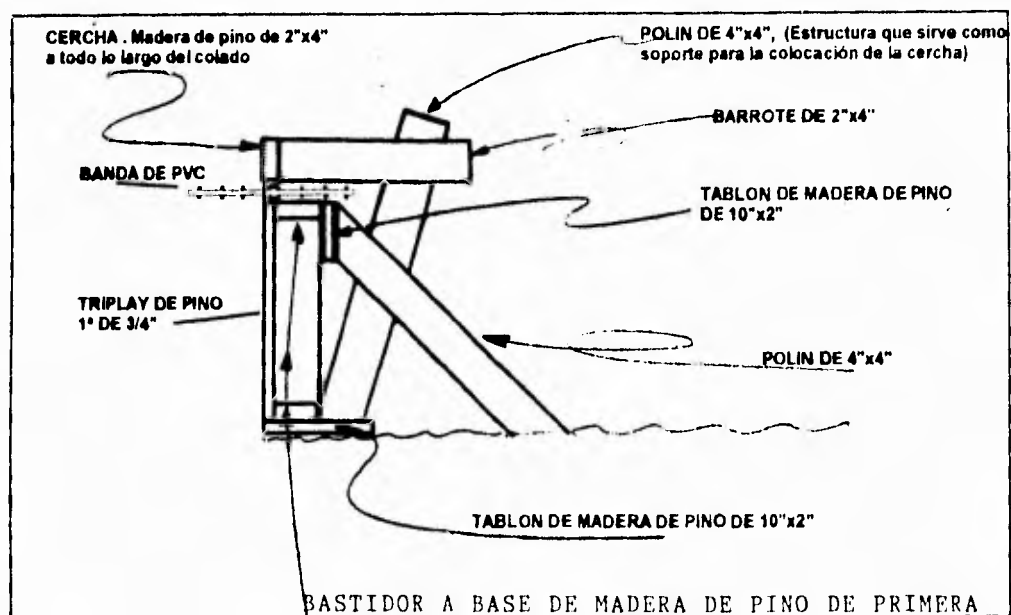
CAPITULO V

(sikaflex 1A) con un espesor de 1". Ver la sig. figura



CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V



Para el desplante de cada una de las losas - 7 eventos en total - del cimacio se realizó una inyección de consolidación del terreno con barrenos de 3" Ø de 12 m de longitud con un gancho de 90° en el extremo superior inyectadas con lechada 8 m en una plantilla de 6 x 6 m.

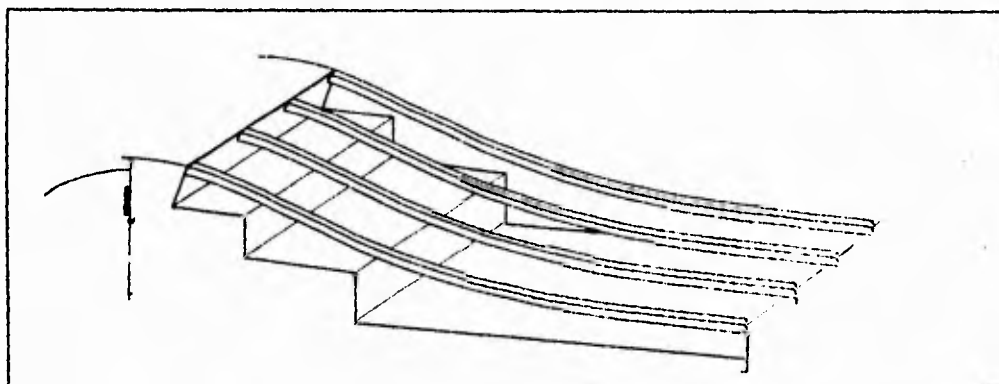
La colocación de concreto en ésta estructura se llevó a cabo con canalones cuando las condiciones así lo permitieron, con una banda transportadora de concreto móvil y bachas de 3 m³ de capacidad apoyadas con grúas; el transporte de concreto se realizó con camiones revolventes de 6 m³ de capacidad; para la compactación del concreto se utilizaron vibradores neumáticos y eléctricos de 3" Ø (de inmersión).

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

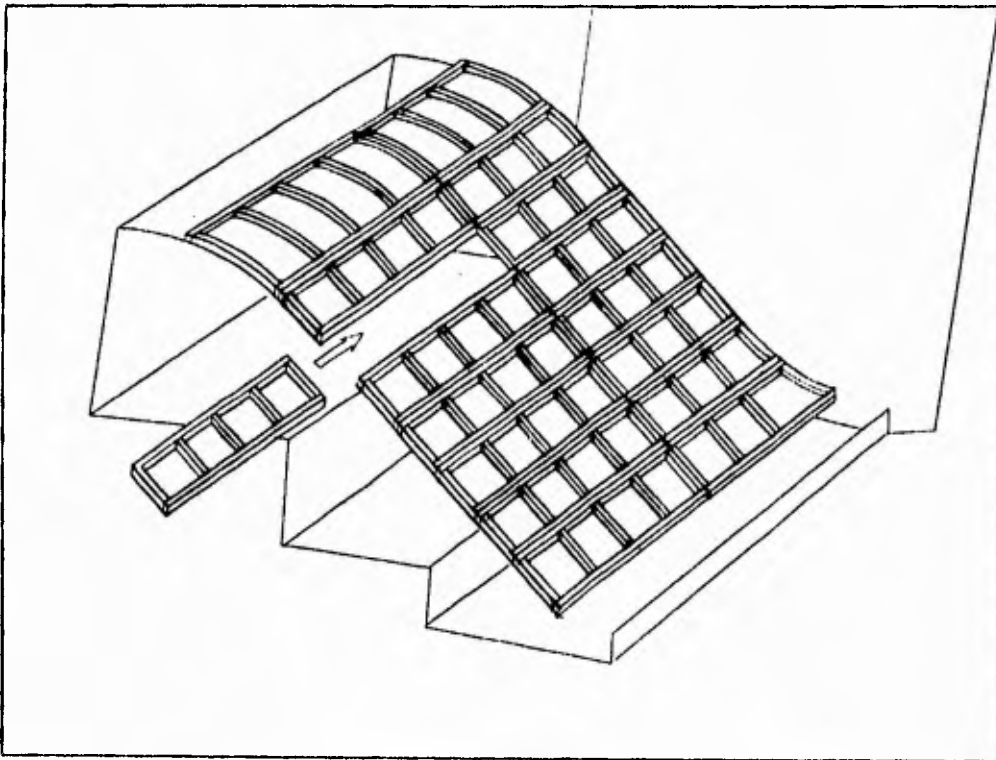
La cimbra utilizada fué de tipo convencional, tableros modulados con superficie de contacto de triplay con tratamiento resina epoxy marino, bastidor, cerchas de madera y articulos de fijación y troquelamiento. Ver figuras siguientes.

CIMBRA UTILIZADA AGUAS ABAJO DEL CIMACIO



La construcción de las losas de esta estructura se hizo en forma alternada para poder tener acceso hacia aguas arriba y así poder realizar la extracción del material producto de la excavación del canal de llamada.

CIMBRA UTILIZADA AGUAS ARRIBA DEL CIMACIO



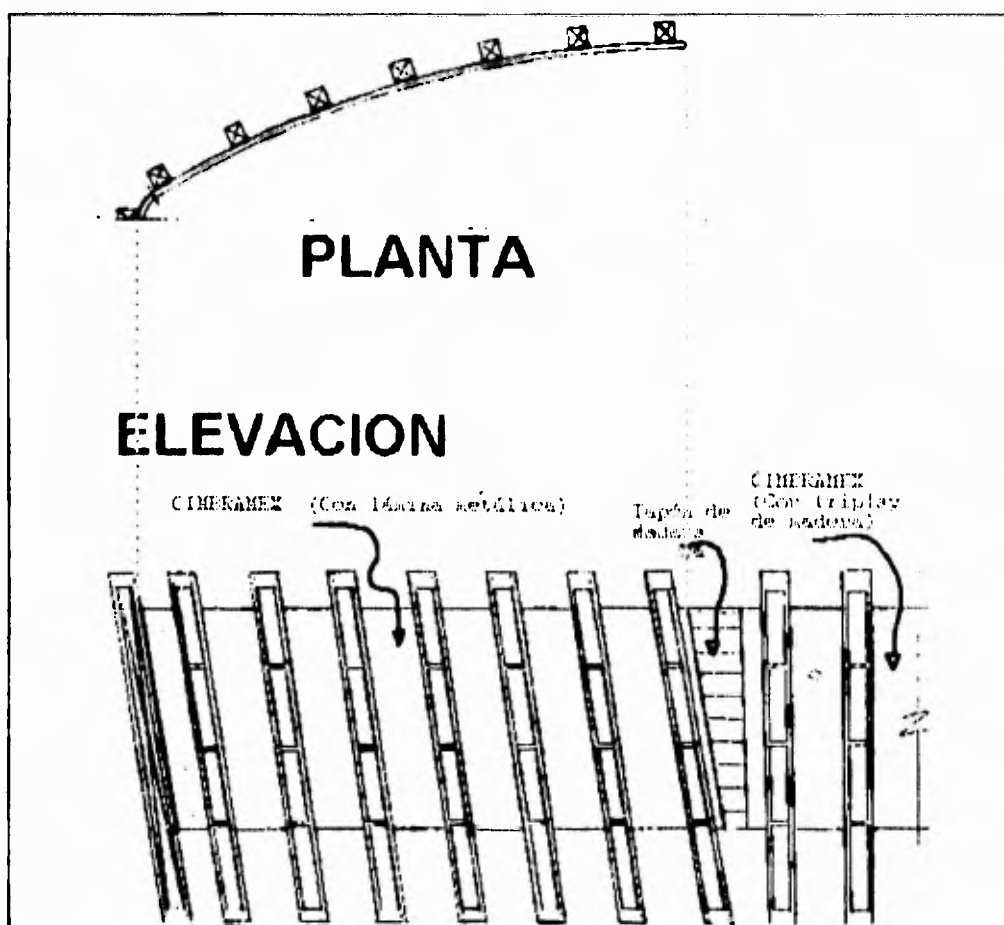
CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

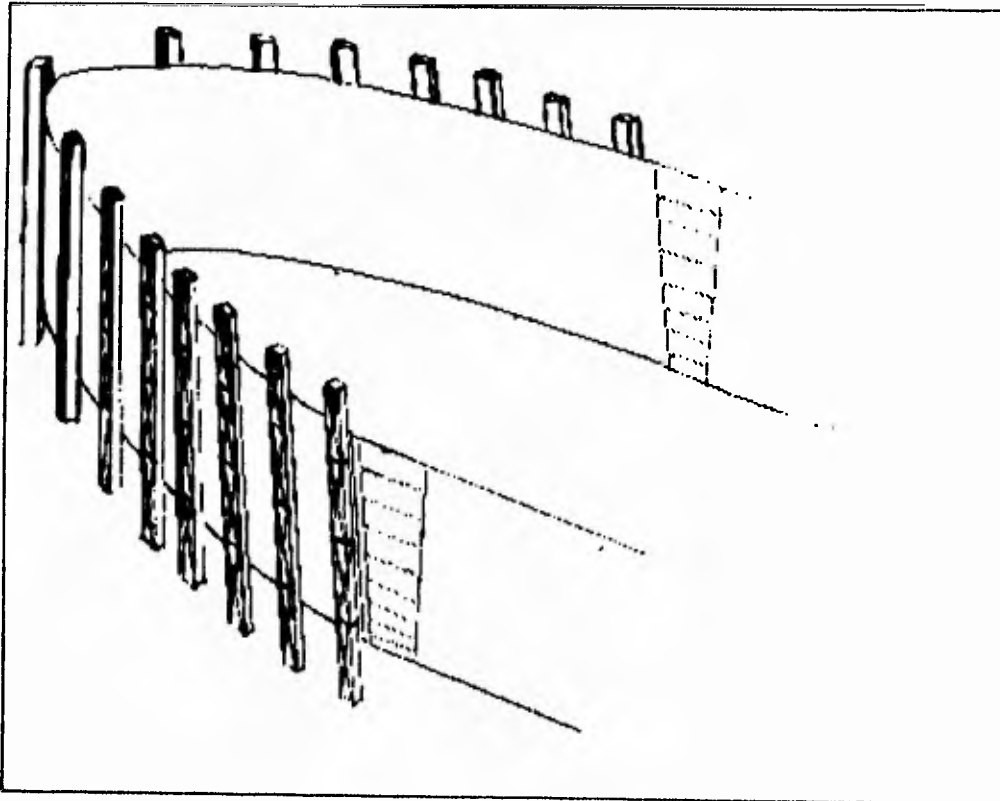
PILAS

Las dimensiones son 3.80 x 50.00 x 30.00 m de altura en cantidad de 7 piezas y separadas una de otra 15.80 m de centro a centro ubicadas sobre el cimacio; en su cara frontal se encuentra la zona de tajar y en la posterior una reducción en ancho a ambos lados (excepto las de los extremos).

CIMBRA METALICA EN NARIZ DE PILA



CIMBRA METALICA EN NARIZ PILA (TAJAMAR)



CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

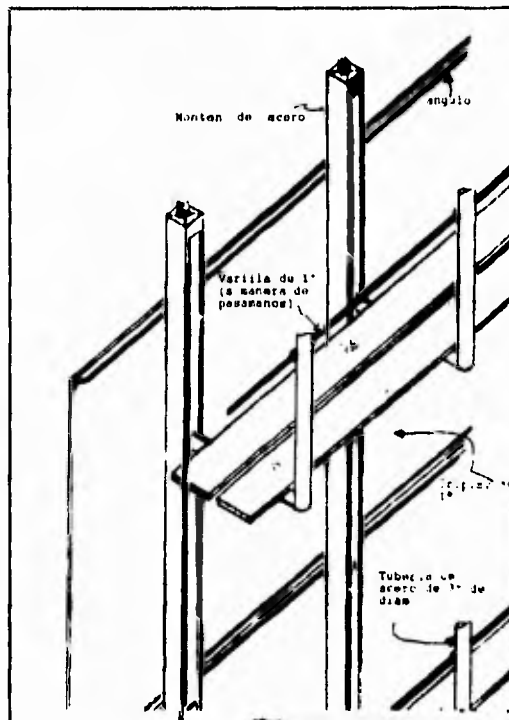
CAPITULO V

Estas estructuras alojan en su parte media las guías de las compuertas en toda su altura y en la parte posterior los soportes o muñones de las compuertas radiales metálicas.

En la parte superior un puente que une todas las pilas propiciado vialidad y soporte del equipo electromecánico que opera el funcionamiento de las compuertas.

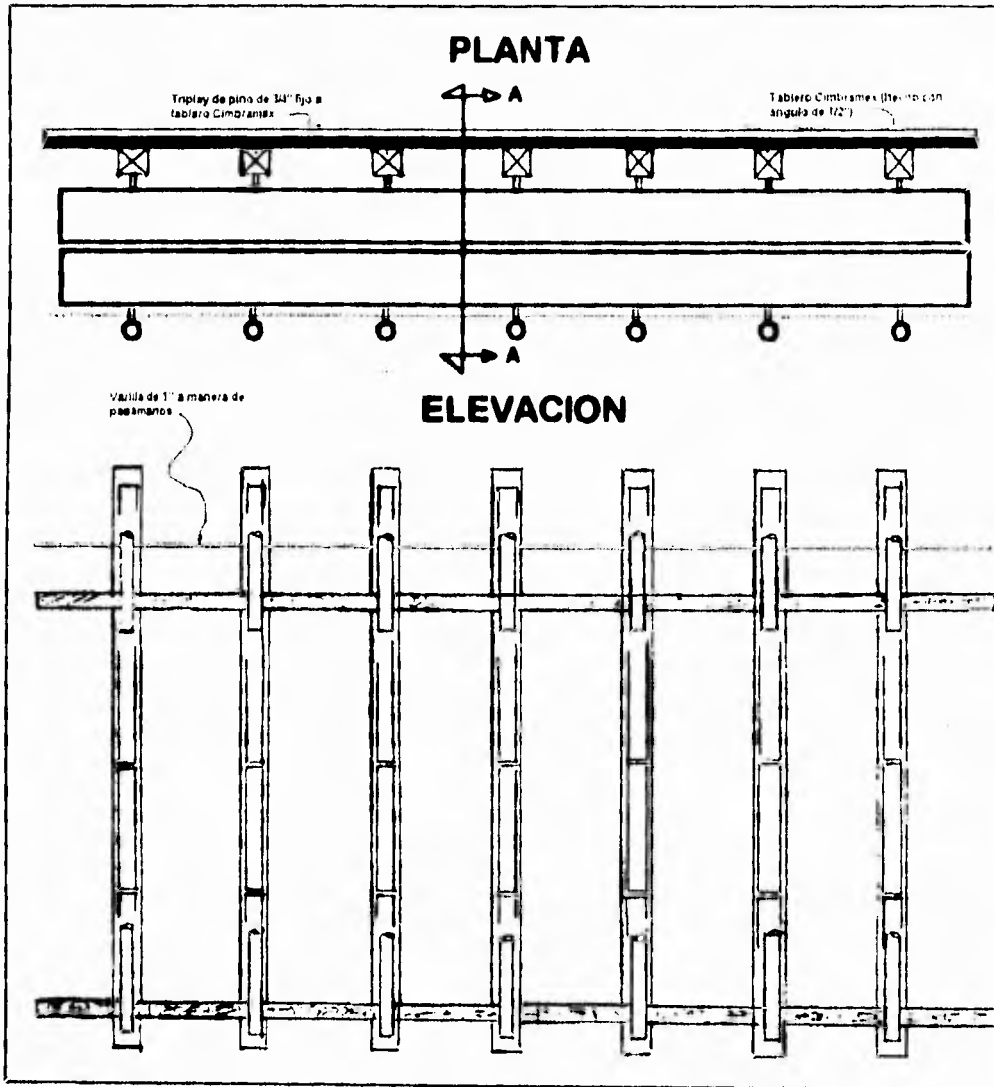
Para su construcción se instalaron dos grúas torre (una aguas abajo y otra aguas arriba) que su función primordial fue el alimentar de acero de refuerzo a cada una de las estructuras además de realizar el cimbrado y descimbrado correspondiente.

Los colados se realizaron por losas de 2.30 m de altura, formando cajones con cimbra trabajando en cantiliver (Ver croquis siguientes) formando módulos de 4.80 m x 2.40 m de alto, dejando preparaciones - she bolt's - a cada 80 cm con un traslape de 5 cm entre cada colado para realizar la fijación de la misma de la siguiente alzada. En la parte correspondiente al tajamar, se utilizó cimbra metálica con la geometría de esa zona realizando los ajustes necesarios con madera conforme se avanzaba en altura en las estructuras, debido al talud existente de 0.15:1 hacia aguas arriba.



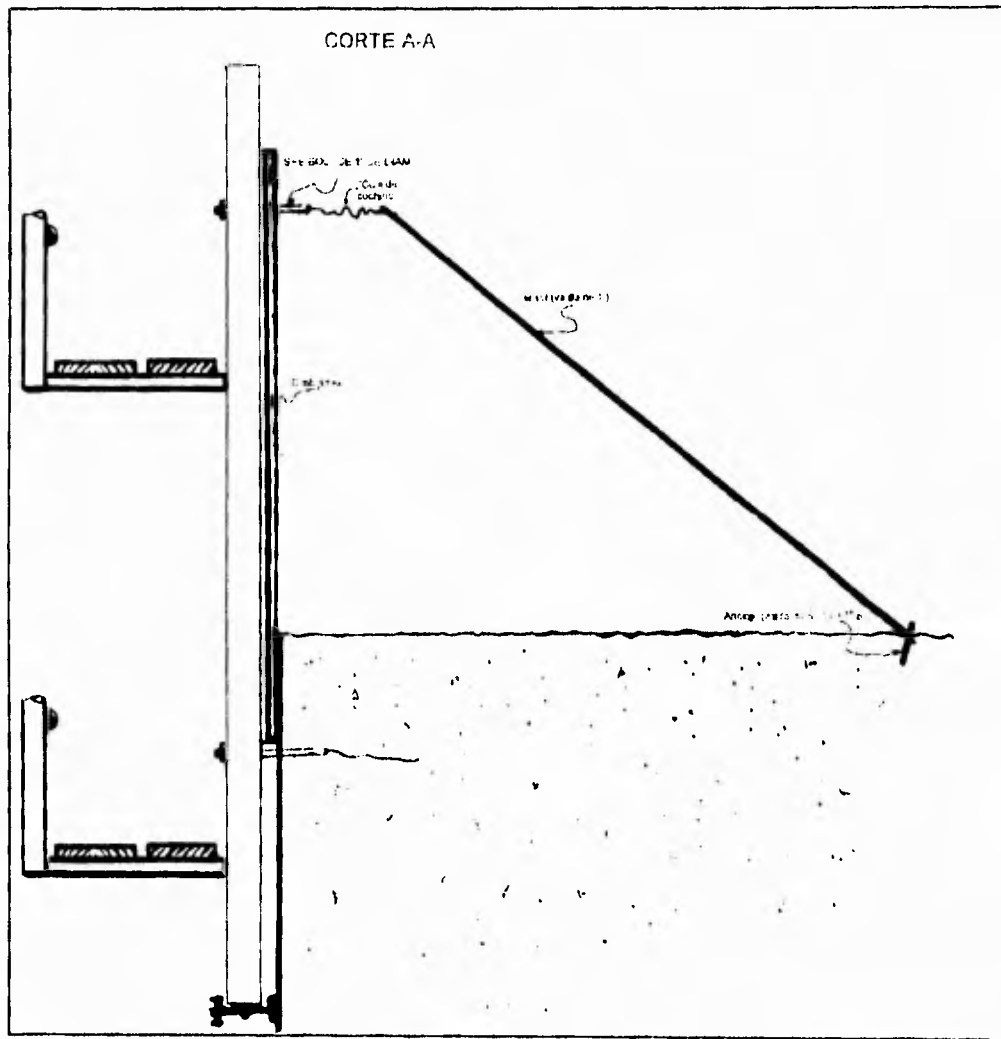
CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V



CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V



CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

La colocación de concreto en estas estructuras fue 100 % con bomba estacionaria y tubería de 5"Ø, el transporte de concreto se realizó en camiones revolventes de 6 m³ de capacidad y para la compactación se utilizaron vibradores neumáticos y eléctricos de inmersión de 3"Ø.

La preparación de juntas frías entre colados se realizó con agua a presión cuando el concreto presentaba las condiciones óptimas para realizarse.

La secuencia de construcción de las pilas se realizó en forma alternada, dando prioridad a las estructuras en las cuales se tenían que dar las condiciones para el montaje de las compuertas.

DEFLECTOR

La estructura base del deflector de dimensiones 72.00 x 100.00 x 8.00 m de espesor con un dintel de 5.00 x 90.00 a todo lo largo (100.00 m) con un volumen de aproximadamente 48,000 m³, se realizó con el mismo criterio aplicado al cimacio.

La colocación de concreto se realizó con banda transportadora móvil y canalón en las zonas próximas al cajón excavado y fronteras del deflector.

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

MURO DIVISORIO (CANAL DE DESCARGA)

El muro divisorio está alojado en el centro de la zona de descarga del vertedor, parte de la pila central de la zona de control hasta la descarga de la cubeta deflectora, dividiendo la zona de descarga en dos canales: canal de servicio y canal auxiliar; en su parte central aloja una galería de drenaje a todo lo largo del mismo.

La construcción del muro divisorio se realizó en 4 etapas, la primera correspondiente al desplante del mismo hasta el nivel de terminación de la losa del canal de descarga dejando un arranque de 15 cm para la colocación de las preparaciones de la cimbra de los colados siguientes; dos eventos de colado sobre los extremos y uno de cierre final del muro.

La superficie de contacto de la cimbra se realizó con triplay con tratamiento de resina epoxy marino en eventos de colado de 15 m de longitud.

La cimbra utilizada en el interior del muro fue habilitada en taller de acuerdo a la geometría de la galería de drenaje que aloja en su interior.

Para la colocación de concreto se utilizó motobomba y para el desplante en donde las condiciones así lo permitieron, se llevó a cabo a tiro directo.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

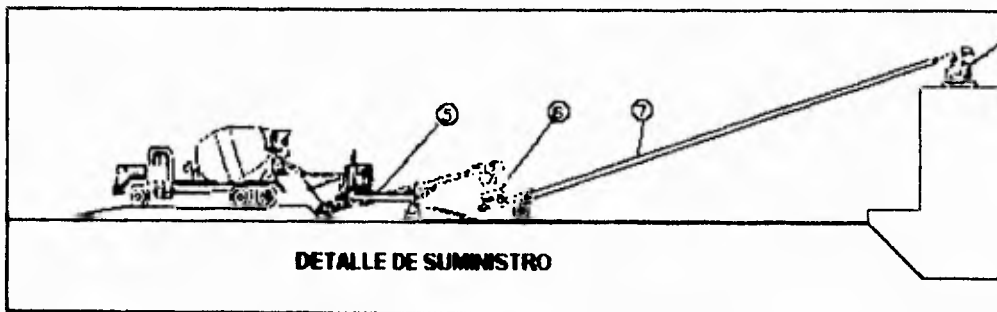
CANAL DE DESCARGA (LOSAS)

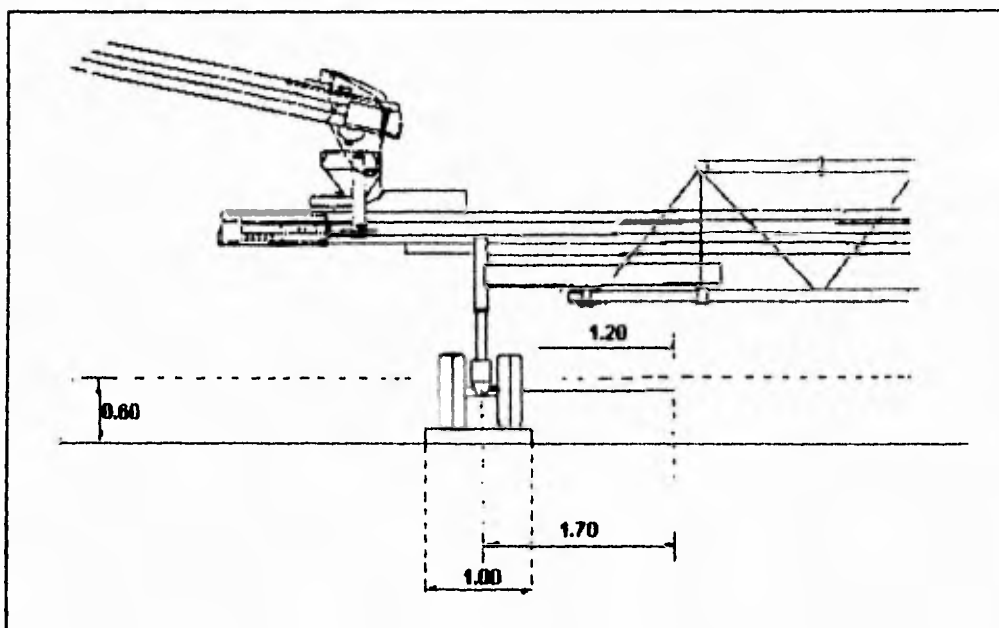
Las losas del canal de descarga son de 45 m de ancho por 0.60 m de espesor a todo lo largo del canal de descarga.

Para la ejecución de éstos colados, se fraccionaron las áreas de tal manera que permitieron acceso a las unidades de suministro de concreto en forma continua y durante todo el tiempo que duraron las actividades sin sufrir cambios en las vialidades y en algunos casos se tuvo tránsito sobre losas terminadas protegidas con una capa de arena.

Se fraccionó el ancho en dos franjas de lado y lado del muro divisorio que permitieron desplantar los muros laterales y el muro divisorio con mayor anticipación quedando las losas intermedias como colados finales y de cierre.

Para la colocación de concreto se utilizó banda transportadora fija y móvil, además de una colocadora de concreto que a la vez enrasaba la superficie dando el nivel de proyecto por medio de sensores.





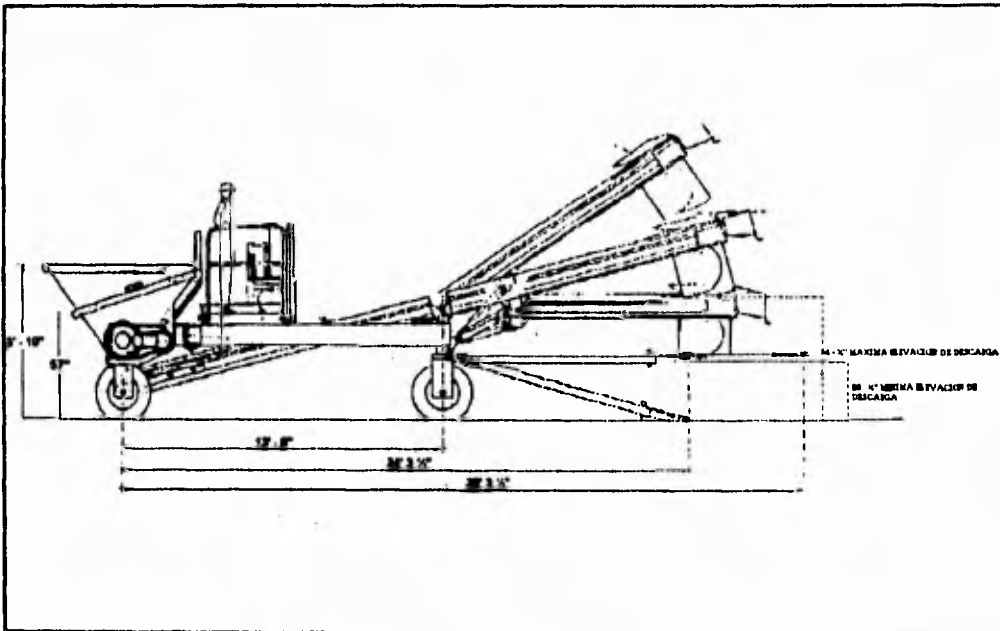
En un principio se tomó la decisión de colar la losa en toda su longitud en un solo evento continuo, pero durante la realización del mismo, no se pudo dar el acabado especificado para esta estructura porque debido a la temperatura existente durante el día, el concreto se reseca rápidamente y comenzaba a sufrir agrietamiento antes de que se pudiera realizar el pulido correspondiente al acabado final, por lo tanto se realizaron eventos de 30 m de longitud aproximadamente. Estos iniciaban a las 18:00 hrs terminando la colocación a las 05:00 hrs colocando un tapón de madera para el tratamiento de la junta, continuando con el pulido por medio de pulidoras mecánicas.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

El acero de refuerzo utilizado en el canal de descarga fue el correspondiente al armado de la losa además del anclaje de la estructura que consistió en varillas de 1 ½" Ø ancladas e inyectadas con lechada a una profundidad promedio de 6 m en una plantilla de 4x4 m con un gancho a 90° en el extremo superior incluido dentro del armado de la parrilla de la losa.

ENRASADORA MECANICA

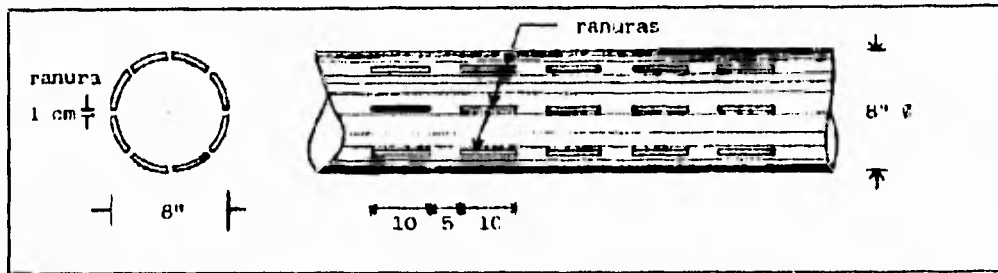


Durante la realización de los colados de reposición de roca en piso, se dejaron como drenes tubería de 8" Ø ranurada con filtros de grava a 45° de eje del canal a una distancia de

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

15 m longitudinalmente, los cuales descargan al interior de la galería de drenaje del muro divisorio, con el objeto de evitar supresión sobre la losa.



CANAL DE DESCARGA (MUROS LATERALES)

Los muros laterales se realizaron en un 50% con cimbra convencional trabajando en cantiliver, constando de 5 eventos cada tramo de 15 mts: el correspondiente al desplante del muro hasta el nivel de la losa definitiva del canal de descarga mas el arranque del muro de 15 cm para los colados subsecuentes, 3 colados de 2.35 m de altura y el colado de cierre.

Para los colados intermedios se formaron módulos de cimbra de 4.80 m de largo x 2.40 m de alto y los ajustes necesarios, éstos módulos fueron movidos por una grúa de 10 ton a través de un balancín fabricado previamente.

El otro 50% se realizó con cimbra metálica en tramos de 15 m de longitud, en este caso se realizaron 3 eventos, el de arranque del muro, un colado intermedio con la cimbra metálica y el colado de cierre, esto es debido a que la terminacion del muro es paralela a la terminación de la losa, es decir, tiene el 10% de pendiente. La cimbra metálica cuenta con ventanas

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

intermedias para el vibrado correspondiente del concreto y se iban cerrando conforme avanzaba el nivel del colado.

El concreto se colocó con motobomba y la compactación del mismo se realizó con vibradores eléctricos y neumáticos de inmersión de 3" Ø.

En todas las estructuras, se realizaron los colados correspondientes a la reposición de roca en piso, posterior al término de las excavaciones.

POSTENSADO DE LAS PILAS Y MUROS

El concreto utilizado para la construcción de las pilas y muros de la obra de excedencias fue de una resistencia de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$; sin embargo, en la zona en la cual dichas estructuras soportan los esfuerzos de izaje de las compuertas fue necesario realizar un postensado de las mismas, por lo cual en las pilas se utilizó concreto con una resistencia de $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. fig. 1

Los colados de ésta zona, se realizan normalmente, dejando una caja en ambos lados del cuerpo de la pila y en el lado correspondiente a los muros como segundo colado para poder anclar en ese extremo los cables y de esa manera realizar el tensado de los mismos por el extremo opuesto. Los detalles de dichas cajas para postensado, se muestran en la figura 2.

La colocación de los ductos de postensado se realizó previamente la ejecución de los colados correspondientes a esa zona, para esto, se colocó una estructura de acero como soporte de los mismos.

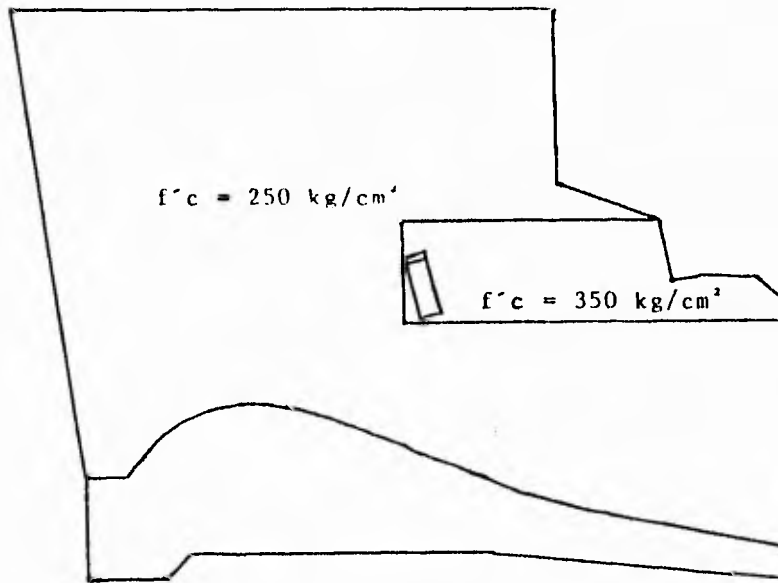


FIGURA 1 .- Zona de postensado en pilas ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$)

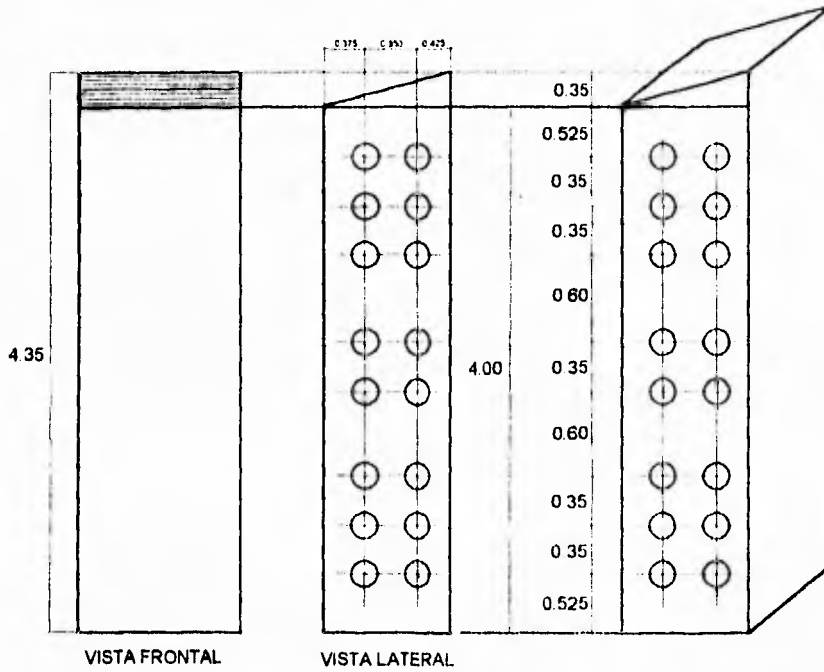


FIGURA 2. CAJAS DE POSTENSADO

POSTENSADO MUROS Y PILAS

Para la realización del tensado de los cables de presfuerzo en las pilas y muros, en el extremo de aguas abajo de los mismos se colocó un placa de acero para acentar la viga testera correspondiente a cada estructura y de ésta manera colocar los gatos para el tensado. Dicha placa de asiento se colocó durante los primeros colados y debido a la contracción del concreto, se formaron "bolsas de aire" o huecos, por lo que fue necesario realizar una inyección para el contacto concreto-placa, siguiendo la siguiente secuencia:

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

- Se detectaron las zonas donde existina estas bolsas de aire golpeando la placa con un martillo y se realizaron barrenos de 3/8"Ø con un taladro neumático.
- Se procedió al lavado de los barrenos con agua a presión para saber si existia comunicación entre los mismos y así determinar el número de inyecciones necesarias.
- Una vez detectados los barrenos comunicantes, se llevó a cabo la inyección con lechada a 2 kg/cm² de presión, taponeando los barrenos en el momento de iniciar la expulsión de la lechada, continuando el procedimiento hasta llenar los huecos existentes.
- Los materiales y dosificación empleados en ésta actividad se mencionan a continuación.
 - a).- Cemento Tolteca Portland puzolánico. 50 kg
 - b).- Agua. 25 lts
 - c).- (673) Sikament NZ. 600 ml.
 - d).- Secuencia de preparación en el turbomezclador:
 - Agua-Sikament-Cemento
 - e).- Propiedades físicas de la mezcla:
 - Vida útil: 30 minutos
 - Relación agua/cemento: 0.50:1
 - Fluidez Mash: 36" - 52"
 - Fluidez Prepak: 5" - 13"

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

Debido a la geometría de las vigas testeras fue necesaria la colocación de mortero expansivo (grout) en la parte vertical de la placa de asiento y la viga testera.

El sistema empleado en el postensado fue el Freyssinet, el cual es similar al utilizado en el postensado de las trabes variando únicamente en que se utilizan torones en vez de barras.

SEGUNDOS COLADOS DE LAS COMPUERTAS Y AGUJAS.

Durante el desarrollo de la construcción de los vanos (6) de la obra de excedencias, en los primeros colados correspondientes a las estructuras en sí, se dejaron ranuras para segundos colados a lo largo del cimacio, pilas y muros, en los cuales quedaron ahogados en forma sistemática y debidamente ancladas "placas de fierro", además del armado adicional correspondiente a esa zona, para poder realizar la colocación, nivelación y fijación de las guías de deslizamiento de las agujas, que consiste en rieles prácticamente, y de las pistas de rodamiento de las compuertas "placas de fierro" en las pilas y muros y las placas de asiento, tanto de las agujas como de las compuertas, en el cimacio.

La realización de los segundos colados correspondientes a las placas de asiento de las agujas y compuertas en el cimacio, se llevaron a cabo por tramos de 12 m, es decir, por cada uno de los vanos, siguiendo el siguiente procedimiento:

- Escarificado de la superficie de contacto.
- Colocación, nivelación y fijación de la placa de asiento, ésta última se realiza a través de soldadura de las anclas de la pieza sobre las placas de fierro previamente colocadas en los primeros colados.
- Lavado y sopleteado de tramo a colar con aire y agua a presión.
- Colocación de mortero por medio de motobomba.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

- Pulido de la superficie para dar el acabado, utilizando llana metálica.
- Aplicación de membrana de curado (curacreto).

Los segundos colados correspondientes a las guías de deslizamiento de las agujas y de las pistas de rodamiento de las compuertas, se realizaron de la siguiente manera:

- Escarificado de la superficie de contacto.
- Colocación, nivelación y fijación de la guía o placa según el caso.
- Lavado y sopleteado de la superficie con agua y aire a presión.
- Colocación y troquelamiento de la cimbra, utilizando triplay de 1ª clase, dejando huecos y los tapones correspondientes preparados a cada 2 m de altura para poder realizar la colocación del mortero utilizado.
- Colocación de mortero por medio de motobomba hasta donde la extensión del brazo alcanzaba y posteriormente con una bacha de 1 m³ de capacidad a la cual se le adaptó un tubo de 2.00 m de longitud de 5"Ø con un obturador manual para realizar la descarga en el hueco correspondiente.
- Descimbrado del colado 48 hrs después de realizado como mínimo.
- Aplicación de la membrana de curado (curacreto)

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

PROCEDIMIENTO DEL POSTENSADO DE LAS TRABES PRECOLADAS DEL PUENTE SOBRE EL VERTEDEDOR.

El tensado de los cables dentro de las trabes que servirán de soporte al puente sobre el vertedor, se llevó a cabo de la siguiente manera:

1.- Se realiza un anclaje de concreto (constituido por un cono hembra y un cono macho; el cable es retenido por el efecto de cuña que aprieta el cable contra el cono hembra), en la parte posterior a donde se aplicará la fuerza de tensión (Extremo B). Ver dibujo (1)

El anclaje se compone de:

a).- Un cuerpo llamado cono hembra que presenta una cavidad cónica. Esta fabricado de concreto armado de zunchos en forma de espiral.

b).- Un sistema de acunamiento llamado cono macho, constituido de concreto zunchado de alta resistencia que tiene ranuras de clasificación y un orificio central para la inyección con lechada, su área está recubierta de un polvo de carborundum que impide deslizar al cable. Al centro tiene un anillo o tubo de fierro que servirá para que no se obstruya el paso a la inyección de la lechada.

TENSADO DE LOS CABLES

Operación que consiste en tensar el cable y bloquearlo en su anclaje de tal manera que conserve su tensión.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

CONTROLES ANTES DE EFECTUAR EL TENSADO

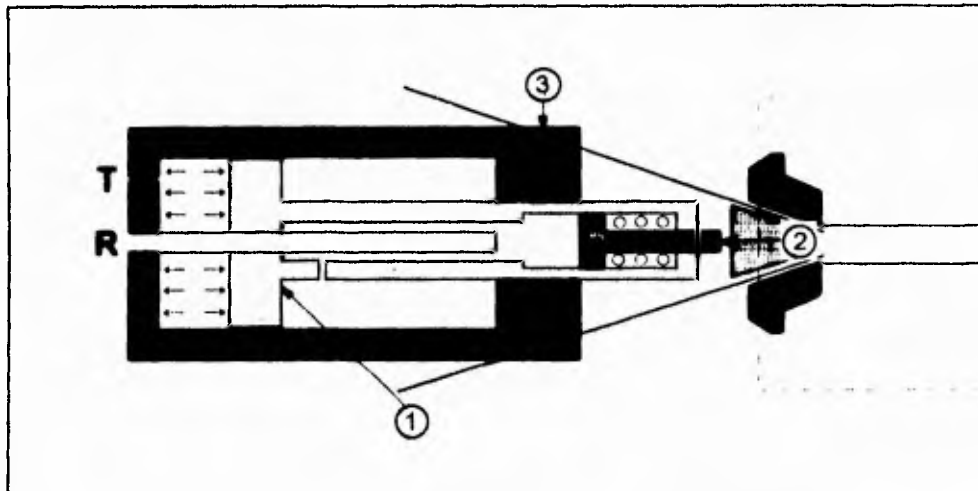
- Checar que las sobrelongitudes correspondan a las requeridas para el gato.
- Que el cable esté libre en su ducto.
- Que el anclaje esté en coaxialidad con relación al eje del cable.
- Que el anclaje no esté oxidado.
- Que los cables no se crucen dentro del anclaje.
- Que estén instaladas todas las cuñas o conos machos.
- Que el concreto tenga la resistencia.

La presión es aplicada por medio de gatos hidráulicos que tensan los cables de los ductos 1 y 2 ó 3 y 4 simultáneamente (ver dibujo 2) y; en sentido contrario pero con la misma presión. Ver dibujo (3)

Los gatos de tensado, son gatos de doble efecto que permiten:

- Tensar los cables.
- Hundir los conos machos y cuñas.
- Destensar cables en caso de necesidad.

GATO DE DOBLE EFECTO FREYSSINET.



TENSADO.- Se inyecta el aceite en T, R está totalmente libre para que se vacíe la cámara de regreso.

El pistón 1 se apoya sobre el anclaje. El cuerpo 3 se mueve hacia atrás.

BLOCAJE.- Se cierra una válvula sobre el circuito T; el aceite de la cámara de tensión a presión se queda atrapado.

Se inyecta aceite a presión en el orificio R y como no hay salida el pistón de bloqueo 2 se abre.

REGRESAR EL GATO.- Se abre la válvula T y la presión baja, dejando abierta la válvula en T, se bombea de nuevo en R. El pistón de bloqueo se abre hasta que topa y como no hay

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

salida la presión se transmite por medio del pistón I y hasta expulsar el aceite de la cámara de tensión. El gato se cierra.

REGRESAR EL PISTÓN DE BLOCAJE. Dejando al final el libre paso de R a la bacha de la bomba con la acción del resorte, el pistón de bloqueo regresa sólo.

El tensado por trabe se realiza en 1 hr 20 min aproximadamente, con una cuadrilla formada por:

- 01 TÉCNICO.
- 04 AYUDANTES.

Cada ducto está constituido por lámina delgada engargolada en forma de espiral, el cual alberga en su interior 12 cables de alta resistencia con un diámetro de 7 mm, una fuerza máxima de tensado de 69.2 Ton y una fuerza a la ruptura entre 140 y 180 kg f/mm².

DATOS PRINCIPALES:	
TIPO DE CABLE	12 Ø 7
MODELO DE ANCLAJE	69
AREA [mm ²]	462.00
AREA DEL GATO [cm ²]	157.80
PESO POR Mt. [Kg]	3.70
FUERZA MÁXIMA DE TENSADO [TON]	69.20
GATOS PARA U5 CON CUÑAS	07

2.- Se acomodan en el extremo donde se colocarán los gatos (Extremo A), los cables de

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

postensado en un cono macho, para que después de ser tensados éstos, poder introducir el cono dentro de la trabe y anclar los cables. Ver dibujo (4)

3.- Se coloca la corona que servirá de base al gato hidráulico en el proceso de tensión. Ver dibujo (5)

Esta corona metálica se apoyará directamente en la trabe alrededor del ducto de cables.

Para fijar los cables a los gatos se utilizan unas cuñas metálicas con rugosidades en los cantos lo que permite asegurar los cables. Ver dibujos (6)

PRESIÓN DEL MANÓMETRO.

Para la fuerza del anclaje.

$$F = \nabla X A$$

Donde:

$$A = \text{Area del cable} \quad 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\nabla = \text{Esfuerzo del acero} = [124 \text{ kg/mm}^2] = [12.40 \text{ Kg/cm}^2]$$

Por especificación de proyecto

De ahí que:

$$F = 12,400 \times 4.62 = 57,286 \text{ Kg} - f$$

Para obtener F el anclaje del gato debe vencer sus propias pérdidas y desarrollar un esfuerzo interno $F' = F + f$ donde f es la contrafuerza (que son pérdidas por rozamiento interior, en

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPTULO V

general 4%), pero en este caso se toma 0% de pérdidas ya que los gatos están debidamente calibrados.

$$F' = 57,286 \text{ Kg -f}$$

PRESIÓN MANOMÉTRICA.

P= Presión (BAR).

$$P = \frac{F'}{A_g}$$

A_g= Area del gato (157.80 cm²)

F' = Fza. que desarrolla el gato (daN).

Tenemos que:

$$1 \text{ daN} = 1.02 \text{ Kg -f} \quad \text{de ahí que;}$$

$$F' = 58,431 \text{ daN}$$

Por lo tanto la presión a aplicar en cada gato es por proyecto:

$$P = 370 \text{ BAR}$$

El procedimiento de aplicación de esta presión se realizó en 4 etapas:

* Se aplica una presión de 100 BAR y se marcan los cables a 20 cm del ras de la trabe, esto es en los 2 extremos; (ver dibujo 7) obteniéndose un alargamiento que no es susceptible de medir físicamente, pero que posteriormente calcularemos con la ayuda de la siguiente gráfica.



- Se duplica la presión a 200 BAR y se mide el alargamiento por el extremo A, a la vez que se mide que tanto se ha introducido el cable por el extremo B. Ver dibujo (8)
- Obteniendo el alargamiento a 200 BAR, se puede obtener el alargamiento a 100 BAR ya que por el comportamiento elástico del acero tenemos que:



De la gráfica

si:

$$2\delta - Al_{200}$$

$$\delta = \frac{Al_{200}}{2}$$

donde:

$$\text{Alargamiento a 100 BAR} = Al_{100 \text{ BAR}}$$

* Al conocer el alargamiento a 100 BAR, se tensan los cables a 300 BAR y se mide el alargamiento. Esto es con el fin de saber si todos los cables están trabajando a la misma presión, ya que de no ser así se tendrían deformaciones muy grandes.

* Se tensan los cables a la presión final de 370 BAR midiendo su alargamiento y sumando a éste el de 100 BAR, el cual no se había tomado en cuenta, obteniendo así el alargamiento final.

El alargamiento final de proyecto es de 74, 73, 72 y 72 mm, para los ductos 1, 2, 3 y 4 respectivamente, teniendo como tolerancia un $\pm 7\%$.

Aunado a esto se debe de tomar en cuenta el alargamiento de el tramo del cable que para fines de tensado es necesario, pero que no está marcado dentro del proyecto. Ver dibujo (9)

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

Al alargamiento que se registra al final de la medición por tanto tiene que sumarse 1.5 mm, al rango de tolerancia, por ejemplo:

Para 74 m:

$$7\% = 5.18 \text{ mm}$$

Rango:

$$68.82 \leq R_{74} \leq 79.18 \quad + 1.5 \text{ mm}$$

RANGO FINAL:

$$70.32 \leq R_{74} \leq 80.68$$

QUEDANDO FINALMENTE:

DUCTO	RANGO
1	$70.32 \leq R_{74} \leq 80.68$
2	$69.39 \leq R_{71} \leq 79.61$
3	$68.46 \leq R_{72} \leq 78.54$
4	$68.46 \leq R_{72} \leq 78.54$

PROCEDIMIENTO DE INYECCIÓN.

Los cables de presfuerzo son muy sensibles a la acción de la corrosión. El hecho de estar tensados los cristalinos que componen el acero, se ven extendidos y favorece el desarrollo de la grieta debido a reacciones químicas.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

PREPARACIÓN DE LOS SELLOS.

Después de tensados los cables se proceden a cortar las puntas de los mismos (por medio de un disco de corte), que a la vez servirán de anclaje, dejando sobresalir 3 cm. de puntas. Ver dibujo (10)

Se coloca un cable en el orificio del cono macho (con el fin de que no se obstruya a la hora de colar el sello), además de una manguera (tubo inyector) por el cual se realizará la inyección, cuidando su estanqueidad a la unión con el anclaje. Ver dibujo (12)

Se coloca una cimbra de madera para colar el sello definitivo de mortero (cemento-arena $f_c= 200 \text{ kg/cm}^2$) dejando los huecos de las mangueras. Ver dibujo (11)

La finalidad de este colado de mortero es cortar la fuga de lechada por los huecos entre los cables tensados y además el de darle a la trabe un buen acabado final.

Se realiza el lavado de los ductos; esto es con dos fines:

- Detectar posibles fugas y;
- La limpieza total de la tubería.

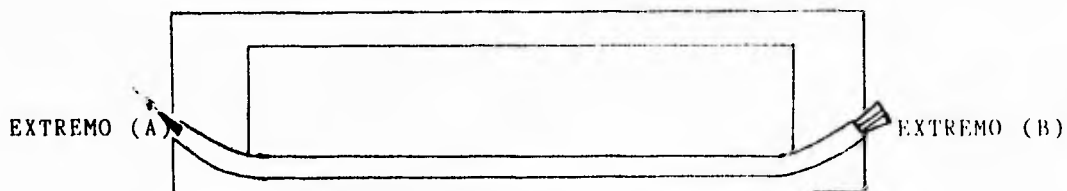
Utilizando un turbomezclador (motor trifásico de 1,700 RPM y de 3.5 HP) se realiza una lechada cemento-agua proporción de 55 lts de agua por 100 kg de cemento con 340 ml de pozzolit (aditivo fluidizante). Esta lechada se bombea a una presión de 10 BAR.

El tipo de cemento utilizado es el Portland Puzolana norma C-2 centenario.

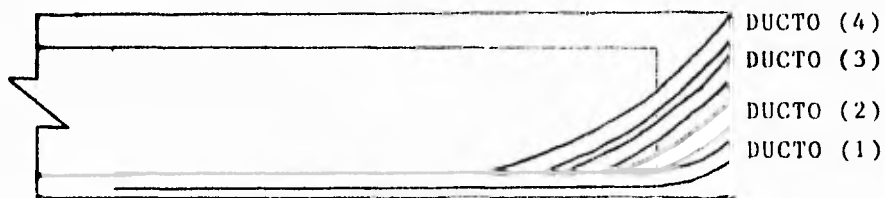
En cada inyección se utilizan aproximadamente 12 lts de lechada, con lo que se tiene que el volumen producto de la lechada fabricado es de 1,150 lts habiendo utilizado 1.45 Ton de cemento.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

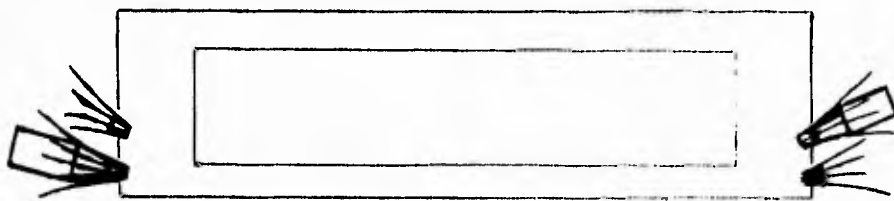
CAPITULO V



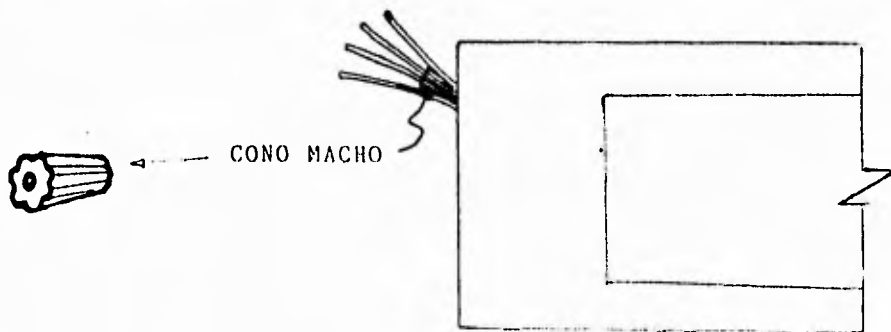
DIBUJO (1)



DIBUJO (2)



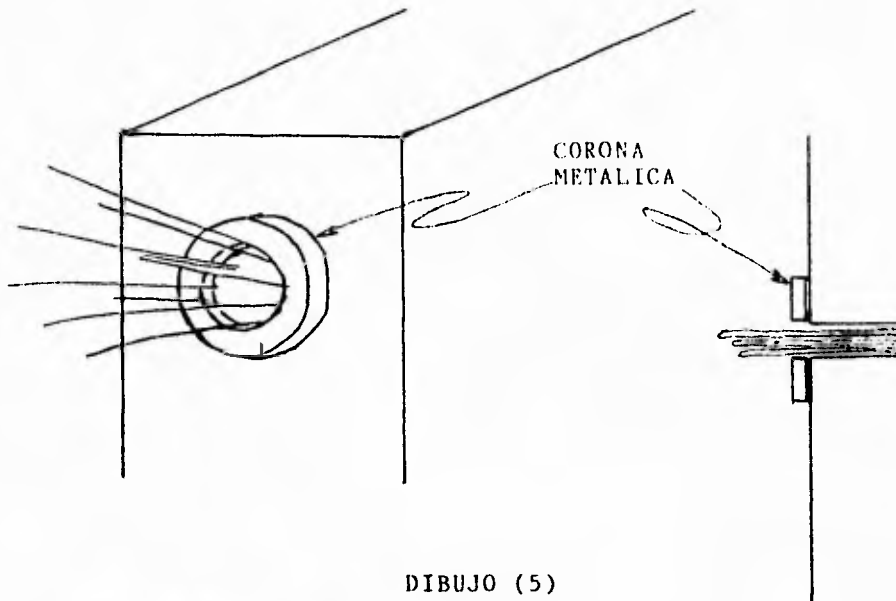
DIBUJO (3)



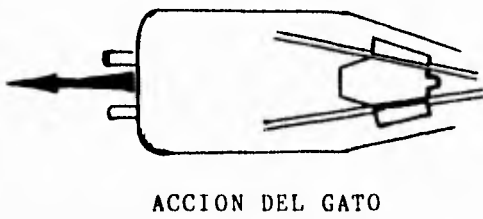
DIBUJO (4)

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V



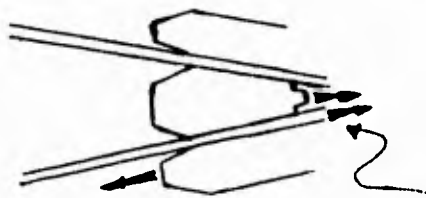
DIBUJO (5)



ACCION DEL GATO



CUÑA

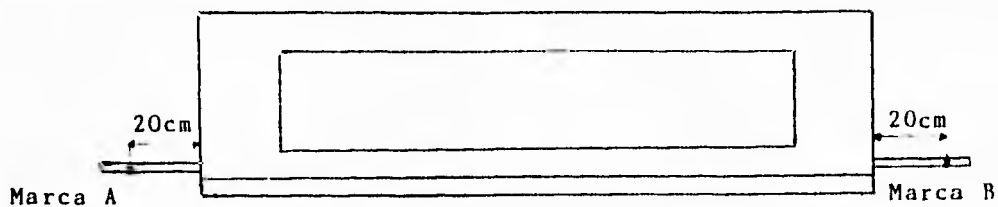


DIBUJO (6)

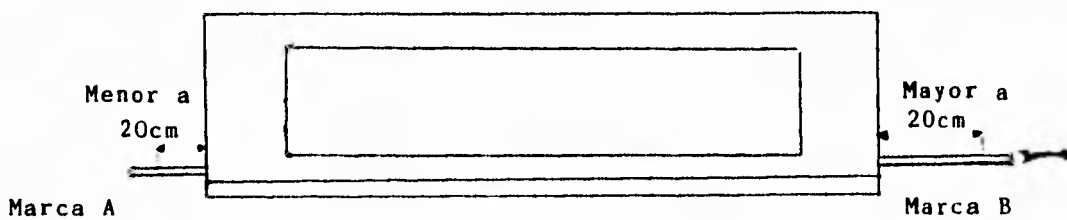
RFACCION CUÑA Y CABLES

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

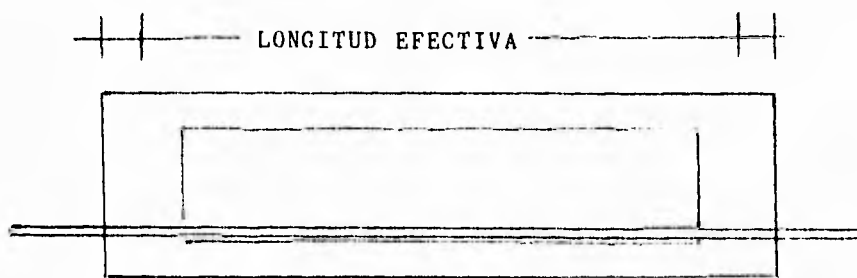
CAPITULO V



DIBUJO (7)



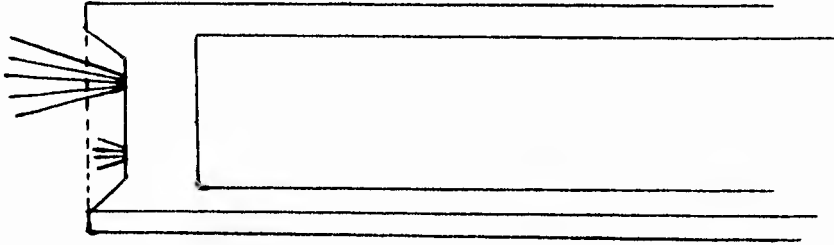
DIBUJO (8)



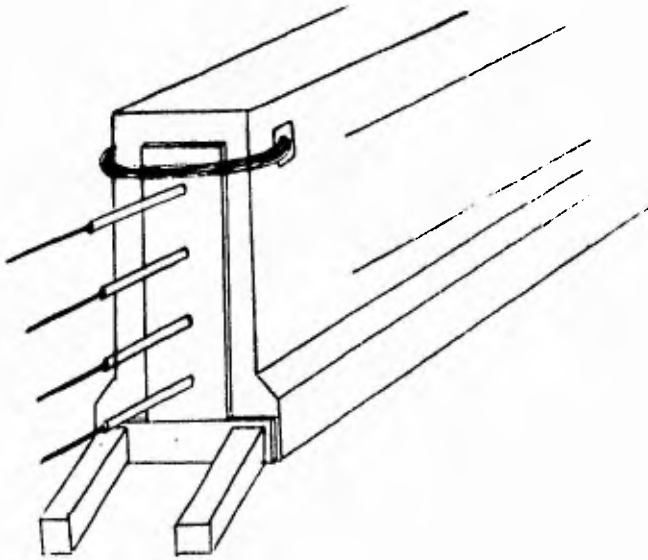
DIBUJO (9)

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V



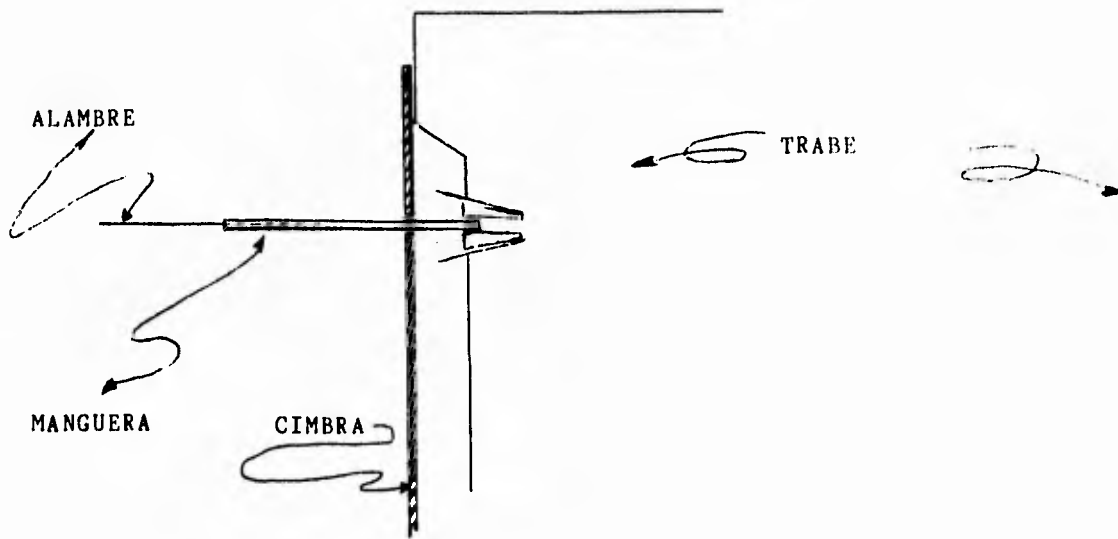
DIBUJO (10)



DIBUJO (11)

CONSTRUCCION DEL VERTEADOR

CAPITULO V



DIBUJO (12)

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL PUENTE SOBRE EL VERTEDOR.

CIMBRADO EN LAS TRABES

El cimbrado se llevó a cabo con madera de pino de 1ª teniendo un rendimiento por tablero de 3 usos. Se utiliza 1 tablero por cada cara de la trabe haciendo las maniobras de los tableros laterales (debido a su tamaño y peso), con la ayuda de una grúa pato.

ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo se armó conforme a lo especificado en los planos, así como los ductos de cables y ganchos de izaje.

COLADO DE TRABES

El colado de las 48 trabes del puente, se llevó a cabo en el patio de habilitado de acero.

Para cada trabe, se realizó un firme de concreto de 20 cm de espesor a manera de base, facilitando con ello el cimbrado posterior y dándole un buen acabado final a la parte inferior de la trabe.

CURADO

En las caras laterales se aplicó una capa de curacreto y; en la parte superior, con un tendido de arena manteniendo ésta saturada de agua por un tiempo de 7 días.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

TRANSPORTE

Una vez que estuvieron elaboradas las traves de puente fueron cargadas por una grúa grove a un tractocamión que jalando una plataforma de cama baja (12 mt y capacidad de 120 Ton) realizó el traslado de las traves de una en una, haciendo un recorrido por la margen izquierda del río Santiago desde el patio de colado hasta el canal de llamada en la elevación 205.00.

La transportación de las traves se llevó a cabo de manera tal que no interfiriera con los montajes de compuertas siendo prioritario el montaje de estas.

Sobre la plataforma de la unidad de transporte se colocó madera de dimensiones robustas que permitieron:

- Primero.- Proporcionar una base uniforme y adaptable a la concentración del peso y absorber la deformación del asiento de las traves y;
- Segundo.- Con la madera en los costados en forma de empaque, amortiguar los impactos verticales y horizontales producto del movimiento en el trayecto.

IZAJE

Se realizó la preparación del área de manera de no lastimar ni interrumpir las estructuras ya construidas.

Se izaron las traves (8 pzas/claro) con una grúa P&H de 120 Ton. ocupando el área aguas arriba de la estructura de control (zona del Tajamar) realizando el mínimo de movimientos con la pluma (giro). Cada trave tiene un peso aproximado de 20 Ton.

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

El ciclo llevado a cabo para el izaje fue el siguiente:

- 1.- Con un mínimo de giro de plana, el gancho de la grúa P&H estará en el centro de la trabe.
- 2.- Se estroba y se tensa.
- 3.- Se eleva y se deja en suspensión a 20 cm de la plataforma hasta que quede estable.
- 4.- Se abre el ángulo de la plana hasta quedar en la posición (eje definitivo de la trabe).
- 5.- Se inicia el izaje en forma continua hasta alcanzar la altura de posición de la trabe (Elev. 235.00).
- 6.- Se gira transversalmente la trabe hasta quedar sobre el eje.
- 7.- Se inicia el descenso hasta quedar apoyada en su posición definitiva.
- 8.- Se fija lateralmente.
- 9.- Se destraban sus soportes de izaje.
- 10.- Se baja el gancho y estrobos y; se inicia el nuevo ciclo de izaje.

Una vez colocadas las trabes en su sitio definitivo se colocó la losa-acero (fijando ésta con clavos Fliti) como cimbra de la losa, realizando únicamente una cimbra de madera para la parte de volado que quedará en los extremos del puente.

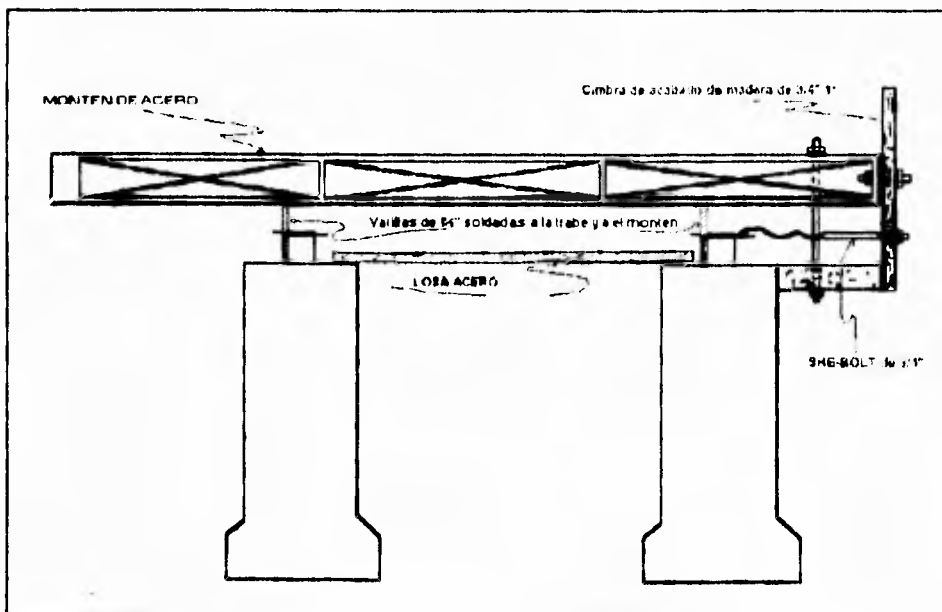
CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

CIMBRA

La cimbra empleada en los diafragmas fue de madera de 2ª. Para la cimbra de la losa se empleó losa-acero fijando ésta de trabe a trabe con clavos hilti. La cimbra en la parte superior se llevó a cabo únicamente con tapones de madera.

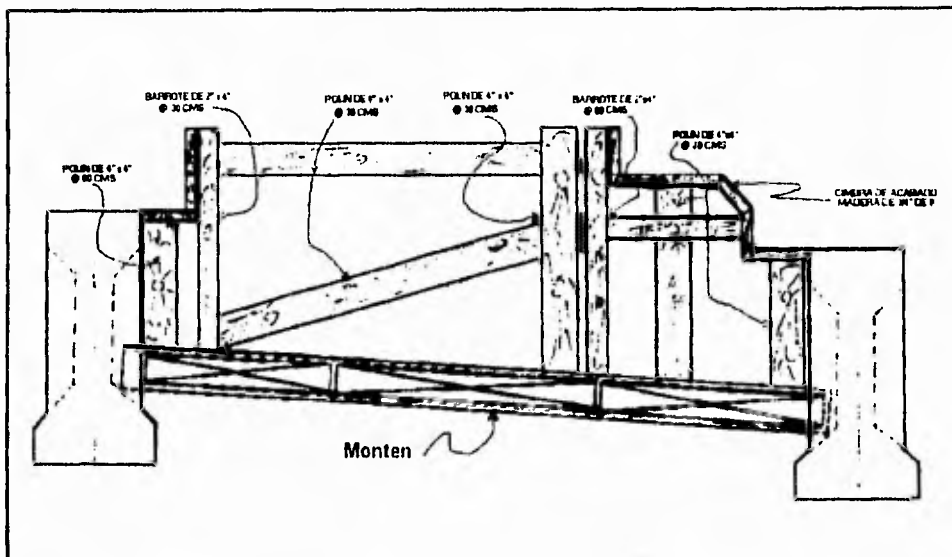
En el siguiente croquis vemos la manera en que se cimbraron los voladizos de las losas tipo I (aguas arriba) y tipo II (aguas abajo).



CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

En los voladizos comprendidos entre las losas tipo I y tipo II se troqueló con montenes colocados de trabe a trabe como se muestra en el siguiente croquis.



SECUENCIA DE COLADOS.

Para realizar los colados del puente se dividieron en tres etapas las cuales son las siguientes:

- ETAPA N° 1.- Esta consistió en el colado de los diafragmas del puente y la losa de un solo vano. Dejando la losa en forma horizontal.
- ETAPA N° 2.- Esta etapa es en la que fueron colados la banqueta y la guarnición.
- ETAPA N° 3.- Como tercera etapa se colocó el parapeto así como la capa de rodamiento.

TRATAMIENTOS DE INYECCION Y CONSOLIDACIÓN

Para el desplante de la Zona de Control o de Estructuras de la Obra de Excedencias, se realizó un tratamiento de consolidación de la roca posterior a la reposición de roca con concreto simple que consistió en las siguientes actividades:

• **Perforación**

Ejecutada en cuadrículas formadas por líneas paralelas y perpendiculares al eje del cimacio (ver figura 1) separadas en cuatro etapas como sigue:

I etapa : Formando cuadrículas a cada 6 m

II etapa : Formando rombos a cada 6 m e intermedios a la I etapa

III etapa : Formando cuadrículas a cada 6 m siendo el barreno central de las etapas I y II

IV etapa : Opcional de acuerdo a consumos de las etapas anteriores

El tratamiento se inició ejecutando los barrenos de las etapas I y II en la periferia de la zona a inyectar.

• **Saturación previa**

- Se saturó previo a la inyección, el terreno en la zona de consolidación a través de los barrenos de consolidación de 10 m de longitud.

- Se utilizó durante la saturación agua limpia, libre de sólidos y grasas inyectada continuamente a una presión de 2 kg/cm² durante una hora, en los casos en los cuales no se levantó presión se inyectó un volumen máximo de 2 m³ por barreno o un equivalente

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

a 200 l/m. En los casos de comunicación a superficie fuera del terreno, se calafatea el lugar de la resurgencia con una pasta de yeso-cemento.

- Después de saturado el barreno se procedió a la inyección de la mezcla en las 24 horas siguientes, cuando por alguna razón se excedió de este intervalo de tiempo, se saturó nuevamente la perforación para posteriormente realizar la inyección.

• Mezcla de inyección

1.- Componentes de la mezcla

- Cemento: Guadalajara puzolánico tipo I, cemento elaborado con puzolana de buena calidad (actividad puzolánica con cal mayor a 55 kg/cm²) y en porcentaje de 15 a 40 %.

Este cemento inhibe la reactividad álcali-silice y es resistente al ataque de los sulfatos.

Densidad 2.86 gr/cm³.

- Aditivo: Sikament N, superfluidizante de concreto, producto sintético adicionado de estabilizadores especiales que produce agregado al concreto fresco plástico, una consistencia superfluida y alta trabajabilidad, no contiene cloruros, no es cáustico, tóxico ni inflamante. Alto poder disipante. Densidad 1.12 kg/l y ph 7 aproximadamente.

- Agua: Limpia, con un bajo contenido de sales y sólidos disueltos y libre de materia orgánica.

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

2.- Proporcionamiento y propiedades de la mezcla

El proporcionamiento de la mezcla es con una relación agua:cemento en peso (A.C) = 0.8 : 1 con aditivo sikament N, de acuerdo a lo indicado por el laboratorio de mezclas.

Las propiedades de la mezcla son:

- Viscosidad al cono Marsh entre 29 y 31 segundos (constante durante 1 hora).
- Densidad 1.55 gr/cm³.
- Decantación (sedimentación) \leq 3 % en dos horas.
- Cohesión (con placa) \leq 0.20 mm.
- Coeficiente de filtración \leq 0.60.
- Cake en el ensaye de filtración con 200 cc $<$ 15 mm.
- Resistencia a la compresión simple, a la edad de 28 días $R_c >$ 100 kg/cm².

3.- Preparación de la mezcla

La preparación de la mezcla se realizó en turbomezclador de altas revoluciones, colocando los materiales en el siguiente orden: agua, cemento y aditivo. Una vez que se adiciona el último componente, se mantiene agitada la mezcla en el turbomezclador durante 3 minutos, después de esto se pasa a un agitador de bajas revoluciones en el cual se mantiene durante su

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

inyección al terreno.

Las mezclas con más de 60 minutos de haber sido preparadas o cuando alcanzaron una temperatura de 450 en estado de agitación, se desecharon.

* Equipo

- Perforadora con martillo de fondo con capacidad para alcanzar la profundidad requerida y el diámetro de 2 1/4" hasta 50 metros de profundidad y mayor de 3" de diámetro a mayores profundidades.

- Bomba de pistón para inyección de lechadas, con adaptador para regular presión.

- Turbomezclador de altas revoluciones para fabricación de la mezcla.

- Mezclador de bajas revoluciones, agitador de la mezcla durante la inyección (60 rpm).

- Manómetros registradores para medir cada una de las presiones especificadas.

- Medidor de volumen, para fluidos que contienen sólidos.

- obturadores mecánicos para barrenos.

* Procedimiento de inyección (presión y volumen máximos).

A.- PANTALLA PROFUNDA

A.1.1.- La inyección de un barreno se inicia a partir del tramo más profundo, ejecutándose en subtramos de 5.0 m en 5.0 m en forma ascendente, hasta los 10.0 m de profundidad, estos últimos se inyectaron como tratamiento de consolidación. Una vez iniciada la inyección se trató de no detenerse por ninguna causa, en los casos de taponamiento del equipo o cualquier otra interrupción, se procedió de la siguiente manera:

- Se bombeo aproximadamente 200 litros de agua para limpiar todo el carril y
- Se reinició la inyección del tramo

A.1.2.- Desde el inicio de la inyección hasta el final se llevó un registro continuo de la evolución de los siguientes parámetros por cada tramo inyectado: presión de inyección, medida en el brocal del barreno, volumen de lechada inyectada y tiempo. Con estos parámetros se elaboraron las siguientes gráficas de control de inyección (fig. 2):

- Presión (kg/cm²) vs Volumen (l/m)
- Presión (kg/cm²) vs Tiempo (min)
- Gasto (l/min) vs Tiempo (min)
- Gasto/Presión (l/min)/(kg/cm²) vs Volumen inyectado (l/m).

A.1.3.- La gráfica de control de inyección para la pantalla profunda contiene la curva de $PV = 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{l/m}$

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

A.1.4.- La presión de inyección medida en el brocal del barreno se aplica en incrementos de 5 kg/cm² cada dos a cinco minutos hasta alcanzar una presión máxima de 40 kg/cm², excepto en el tramo de 10.0 a 15.0 m en el cual deben alcanzarse presiones de 25 ó 30 kg/cm², de acuerdo a lo indicado en el inciso 7.

A.1.5.- El volumen máximo inyectado fue de 500 l/m, este valor depende del comportamiento del tramo inyectado, este punto se explica en el inciso 6.

A.1.6.- El comportamiento de la inyección se sigue a través de la gráfica PV = 2500 kg/cm²*l/m en la cual pueden presentarse 3 casos que se describen a continuación:

6.1.- Durante la inyección no se levanta presión mayor a 5 kg/cm² y llega al volumen máximo inyectado 500 l/m (fig. 3) se procede a:

a.- Al llegar al volumen máximo se para la inyección

b.- Pasadas 6 horas de haberse detenido la inyección se reinicia con un nuevo tramo.

c.- Las operaciones a y b se repiten dos veces como máximo, después de esto si se continúa con el alto consumo sin levantar presión, se realizan barrenos adicionales. Se modifica lo anterior cuando ocurra alguno de los casos que se discuten a continuación.

6.2.- Cuando la inyección levanta presión rápidamente alcanzando la presión máxima (fig. 4) se procede a:

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

a.- Cuando se llega a la presión máxima, ésta se debe mantener constante durante 10 minutos y se mide el gasto

b.- Si el gasto medido es menor a 5 l/m/tramo la inyección se da por terminada

c.- Si el gasto medido es mayor a 5 l/m/tramo, bajar la presión 5 kg/cm², ésta se mantiene constante durante 10 minutos y se mide al gasto

d.- Si el gasto medido es menor a 5 l/m/tramo, la inyección se da por terminada

e.- Si el gasto medido es mayor a 5 l/m/tramo, subir la presión 5 kg/cm² manteniéndose constante y se mide el gasto

f.- Si el gasto medido es menor a 5 l/m/tramo, la inyección se da por terminada

g.- Si el gasto medido es mayor a 5 l/m/tramo, se repiten los pasos c, d, e, f dos veces como máximo

6.3.- Cuando la inyección levanta presión y en su trayectoria intersecta la curva $PV = 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{l/m}$ entre los puntos Q y R (figura 5) se aumenta 5 kg/cm² la presión de inyección.

a.- Partiendo del punto de intersección I de la trayectoria de la inyección y la curva $PV = 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{l/m}$ se aumenta 5 kg/cm² la presión de inyección

b.- Una vez aumentada la presión, dejar que el terreno tome la mezcla por 10 minutos y al término del tiempo medir el gasto

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

- c.- Si el gasto es menor a 5 l/min la inyección se da por terminada
- d.- Si el gasto es mayor a 5 l/min la presión se disminuirá al valor que tenía al intersectar la curva PV en el punto I
- e.- Con este valor de presión, permitir que el terreno tome la mezcla, medir el gasto
- f.- La regla de los 5 l/min (inciso C); en el caso de que ésta siga siendo mayor de dicho valor se debe:
 - g.- A partir del punto en que se encuentre la inyección, en la gráfica se traza una línea vertical descendente a intersectar la curva PV = 2500 kg/cm²*l/m, punto I'
 - h.- Con la nueva presión del punto I' se deja que el terreno tome la mezcla por 10 minutos y se mide el gasto
 - i.- Se vuelve a aplicar la regla del gasto (inciso c) y si el gasto es mayor
 - j.- Se da un incremento de 5 kg/cm² de presión y se deja que el terreno tome la mezcla por 10 minutos y se mide el gasto, aplicando la regla del inciso c.
 - k.- Si el gasto es mayor se repiten los pasos indicados del inciso d y h, estos pasos se repetirán (si no se ha finalizado la inyección) cuando se llega al volumen máximo
 - l.- Al llegar al volumen máximo inyectado, sin cumplir la regla de los 5 l/min, la inyección será suspendida, se lavará el carril del barreno y se dejarán pasar 6 horas y reiniciar la misma como un tramo nuevo

CONSTRUCCION DEL VERTEDEDOR

CAPITULO V

A.1.7.- El tramo de 10 a 15 m se inyectó bajo el siguiente criterio:

- a.- Aplicar los incrementos como se indica en el procedimiento de inyección punto 4. Al alcanzar los 20 kg/cm² observar el volumen inyectado
- b.- Si el volumen inyectado es menor a 40 l/m, continuar y terminar la inyección a ésta presión
- c.- Si el volumen inyectado es menor a 40 l/m, ascender la presión a 25 kg/cm², manteniéndose constante durante 10 minutos y medir el gasto
- d.- Si el gasto no ha aumentado considerablemente que a la presión de 20 kg/cm², aumentar a 30 kg/cm² y a ésta presión terminar la inyección
- e.- Si en cualquier incremento en la presión, aumentara considerablemente el gasto inyectado, se procederá a observar la trayectoria de la inyección en la curva de intensidad de inyección constante

A.1.8.- Terminada la inyección, se mantiene la válvula de la tubería de inyección por un tiempo mínimo de 2 hrs.

A.1.9.- La distancia máxima de conducción entre bomba de inyección y barreno, será de 75 mts.

A.1.10.- En caso de resurgir lechada a superficie (no por el brocal) en el proceso de inyectado, se deberá calafatear la resurgencia como se indica anteriormente. En caso de no lograrse, se dejará en reposo 6 horas y se continúa la inyección del mismo tramo

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

B.- CONSOLIDACIÓN

B.1.- El barreno con longitud de 10 m en roca se inyecta en tres progresiones cuando existe confinamiento superficial con un espesor de concreto que forme parte de una estructura de la siguiente forma:

- Tramo de 5.0-10.0 m : Obturando en roca
- Tramo de 0.30-5.0 m : Obturando en roca inmediatamente abajo del contacto con concreto
- Tramo de 0.0-0.30 m : Obturando en concreto

En roca sin confinamiento superficial de concreto, inyectar en dos progresiones ascendentes de 5.0 m

B.2.- Las presiones máximas de inyección se aplican de acuerdo al volumen inyectado mediante el siguiente criterio:

B.2.1.- Tramo de 5.0 a 10.0 m

- a.- Aplicar incrementos de presión en 5 kg/cm². En 10 kg/cm² observar el volumen inyectado
- b.- Si el volumen inyectado es menor a 40 l/m, aumentar la presión a 10 kg/cm²
- c.- Si el volumen inyectado es mayor a 40 l/m, mantener esta presión hasta

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR

CAPITULO V

terminar la inyección

B.2.2.- Tramo de 0.30 a 5.0 m

- a.- Aplicar la presión de 5 kg/cm² y observar el volumen inyectado
- b.- Si el volumen es menor a 40 l/m, aumentar la presión a 10 kg/cm²
- c.- Si el volumen es mayor a 40 l/m, mantener ésta presión hasta terminar la inyección

B.2.3.- Tramo de 0.0 a 0.30 m

- a.- Aplicar presión de 3 kg/cm² y observar el volumen inyectado
- b.- Si el volumen inyectado es mayor de 20 litros, mantener esta presión hasta terminar la inyección
- c.- Si el volumen inyectado es menor a 20 litros, aumentar la presión a 5 kg/cm² y mantenerla hasta terminar la inyección
- d.- Si el volumen inyectado alcanza 50 litros se da por terminada la inyección del tramo.

CONSOLIDACION EN ESTRUCTURA DE CONTROL

OBRAS DE EXCEDENCIAS

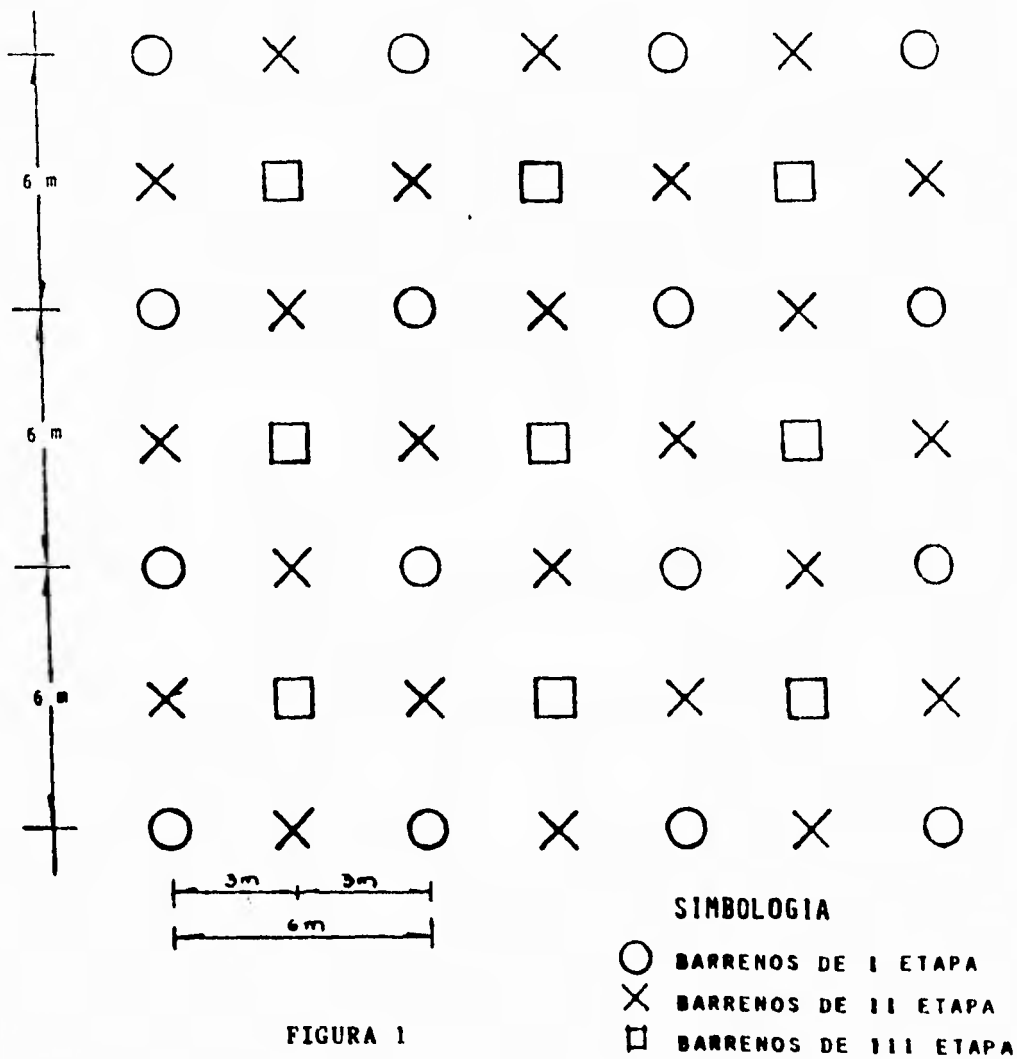


FIGURA 1

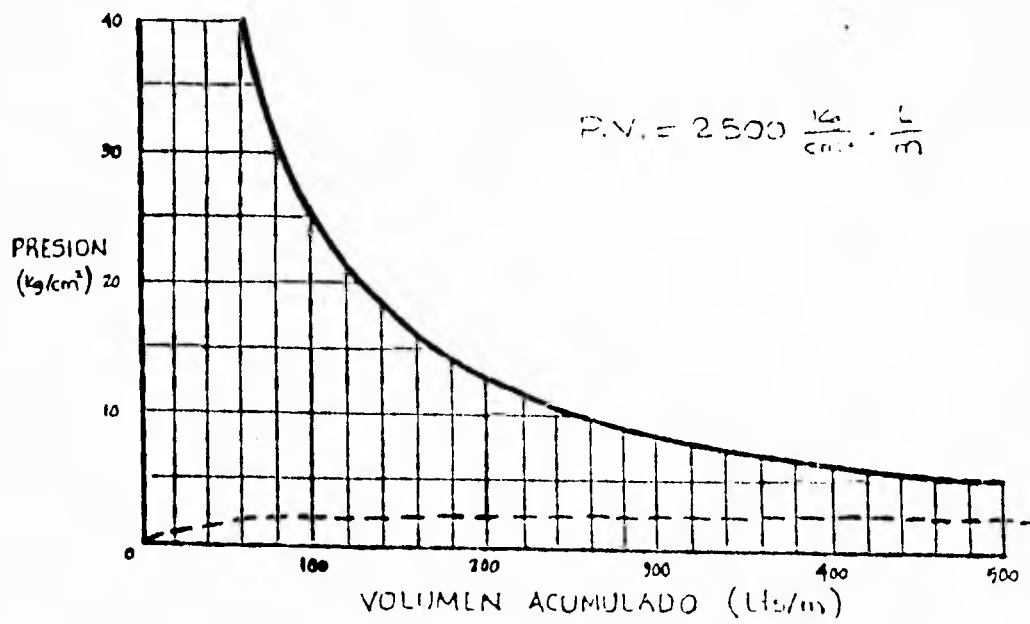


FIGURA 3

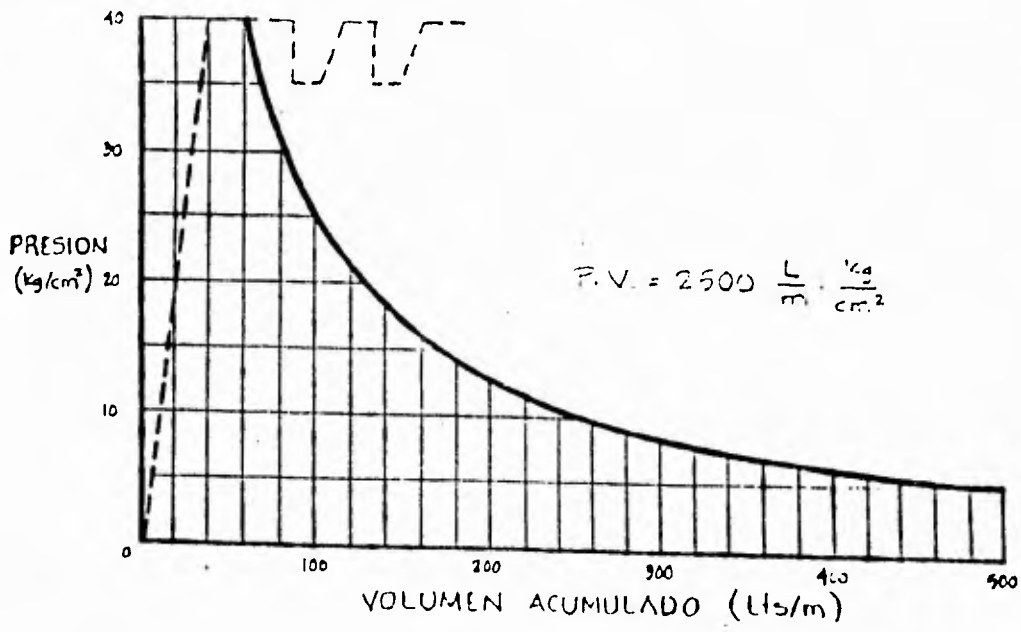


FIGURA 4

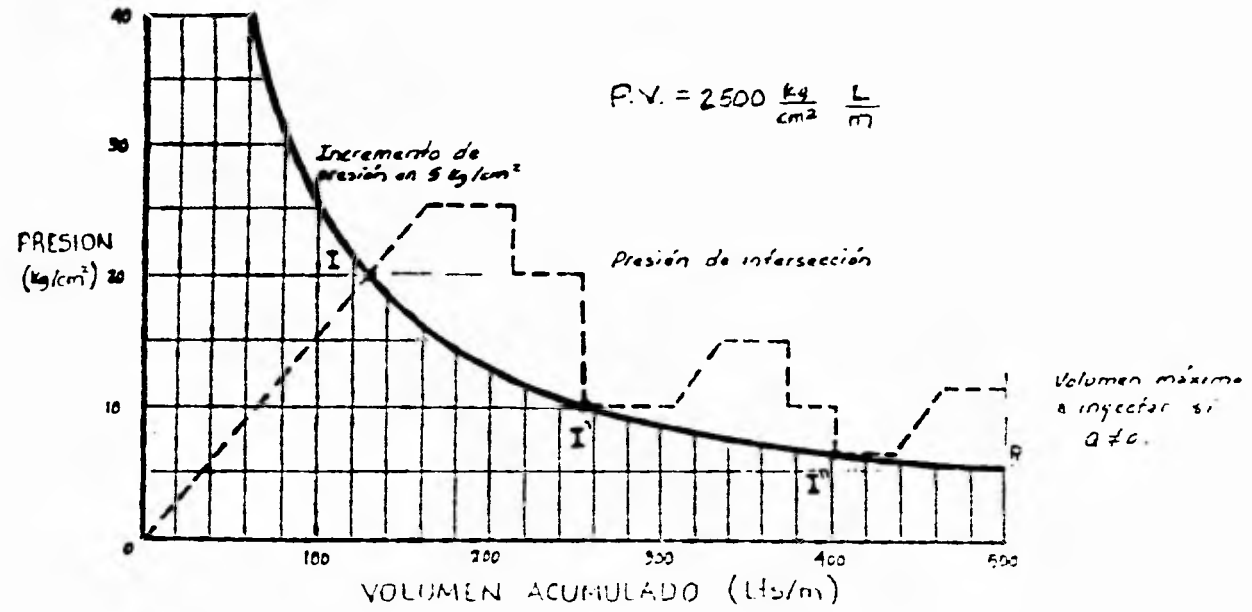
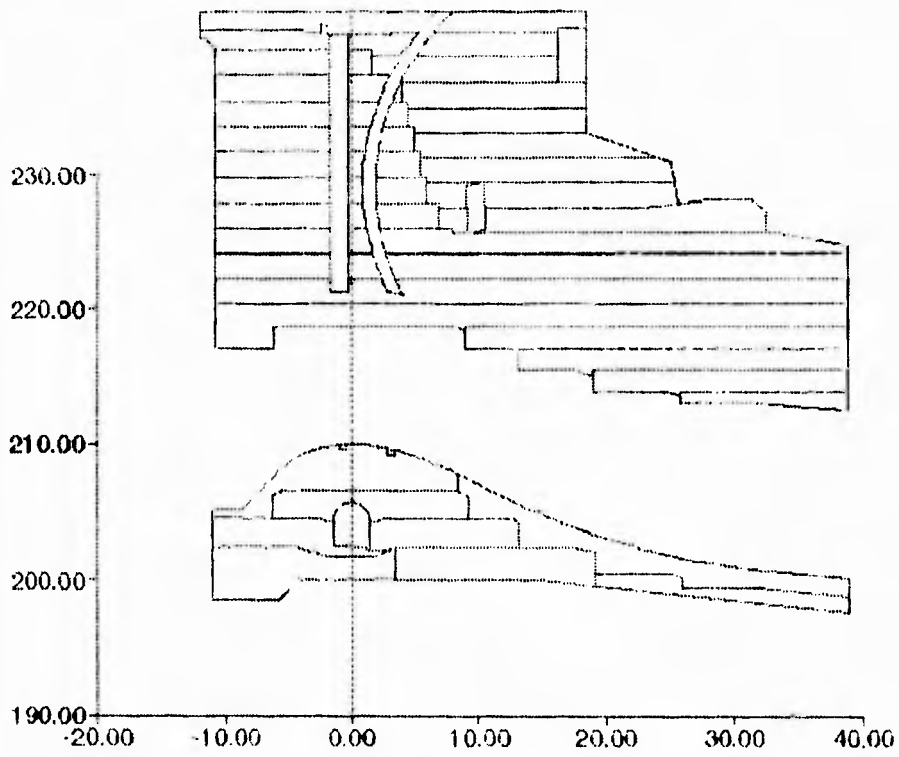


FIGURA 5

CONCLUSIONES



CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Diseño y comportamiento

Con la aportación de los estudios geológicos, hidráulicos, etc., se pudo llevar a cabo la construcción de la Obra de Excedencias, se jerarquizaron las mejores alternativas de su ubicación y diseño, adicionando en el canal de descarga un aireador, que una vez probado en el modelo hidráulico, demostró que el comportamiento del agua en el Canal de Descarga con la inclusión de aireadores es más controlada.

Procedimientos constructivos y aportaciones

En la construcción de la Obra de Excedencias, se emplearon los sistemas más modernos de cimbras y equipo para la colocación de concreto, considerando como una aportación importante el sistema de colocación de concreto en la losa del canal de descarga con el equipo (SLOPE-MASTER) que permitió colocar el concreto en las losas de grandes dimensiones del canal en lapsos muy cortos de tiempo.

Programa de obra

Al oficializarse el programa recortado fue un requisito indispensable mantener un seguimiento diario de cada una de las actividades, lo que llevó a cumplir exitosamente con el cierre final en junio de 1993 para el llenado del vaso un año antes del programa original, acarreado con esto la generación de energía eléctrica y la regulación de avenidas que año con año afectaba la planicie costera del Estado de Nayarit.

CONCLUSIONES

CAPITULO VI

Supervisión y control de calidad

Las alternativas planteadas en el manual de organización del P.H. Aguamilpa de las características y tipo de supervisión en donde se señala la necesidad de optimizar recursos con un mínimo de cantidad y un máximo de calidad, llevó al plantel supervisor a ser promotor directo de los trabajos que se ejecutaron, concluyendo que el grupo supervisor de CFE en todas sus disciplinas demostró su capacidad y experiencia para el buen desarrollo de los trabajos.

Aportaciones

A pesar de la serie de eventos extraordinarios que ocurrieron en el proceso de construcción de la obra, avenidas, deslizamientos, huelgas, etc.; el haber cumplido con el programa recortado es un éxito, el hecho de tener la zona de control en condiciones para efectuar el cierre final en junio de 1993 sin contratiempos acortando con esto un año la prueba de compuertas.

El Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa es una gran obra, su ingeniería es 100 % mexicana, por sus características debe ubicarse entre las obras más relevantes a nivel mundial, la ocurrencia de eventos extraordinarios le han dado un toque especial al proceso de ejecución, ya que su solución oportuna ha permitido que la construcción cumpla con el programa, lo que seguramente marcará tiempos récord, principalmente en la ejecución de obras subterráneas.

En el proceso de construcción de la cortina se han hecho aportaciones importantes que seguramente serán aplicadas en nuevos proyectos, principalmente en la colocación de los materiales de respaldo de la cara de concreto y en la construcción de esta losa.

CONCLUSIONES

CAPITULO VI

El aspecto de interpretación geológica merece un análisis especial porque se tuvieron divergencias entre lo real y lo supuesto originalmente, se han tenido caídos importantes, tratamientos adicionales notables y el proceso de excavaciones se vio seriamente afectado por estos tratamientos.

El Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa se construyó por contratistas y las vicisitudes presentadas forman una experiencia también interesante, porque se han tenido cambios en el diseño y cambios en las bases del contrato, lo más importante se deriva del adelanto de un año del programa, otras causas importantes son los eventos extraordinarios, propiciando obras adicionales que han duplicado el costo de la obra.