

91



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA AMPLIACION DE LA OBRA  
DE TOMA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA TEMASCAL

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A :**

**ERIKA FABIOLA MORENO GOMEZ**

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. TOMAS G. SANCHEZ REYES

CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO, D. F.

2002.



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/035/99

Señorita  
**ERIKA FABIOLA MORENO GOMEZ**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. TOMAS SANCHEZ REYES, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA AMPLIACION DE LA OBRA DE TOMA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA TEMASCAL"**

- I. INTRODUCCION
- II. GENERALIDADES
- III. ESTUDIOS HIDROLOGICOS
- IV. CONCEPTOS BASICOS PARA LA AMPLIACION DE LA PLANTA
- V. DISEÑO ESTRUCTURAL E HIDRAULICO D ELA OBRA DE TOMA
- VI. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA AMPLIACION
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted 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 le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá 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 3 de marzo de 1999  
EL DIRECTOR

  
**ING. GERARDO FERRANDO BRAVO**  
JFB/GMP/mstg.

Envío a la Dirección General de Docu.  
UNAM a difundir en formato electrónico e imp.  
contenido de mi trabajo recepc.

NOMBRE: Erika Fabiola

Moreno Gomez

CHA: 21/NOV/02

CA: EPJ

---

A Dios

Con infinito amor y agradecimiento por todo lo que me ha concedido en la vida, como el privilegio de llegar a este día.

A mi Madre

Ana María Gómez Mijez

Con profundo amor le brindo este logro por su amor incondicional para mi hermano y para mí y con infinito agradecimiento por enseñarme a seguir adelante aún en momentos difíciles impulsándome a lograr mis metas en la vida.

A mi hermano

Edgar Oswaldo Moreno Gómez

Con amor por todo lo que hemos compartido juntos, por su amor, compañía y apoyo brindado en todo momento..

A mi sobrina

Mariana Moreno Blancas

Con amor por lo que significa para nosotros y por traer tanta alegría a la casa, esperando que esto sea un estímulo para que se esfuerce en conseguir lo que desee en la vida.

A la memoria de mis abuelitos

Arcadia Mijez Sandoval (q.e.p.d.)

Jose Carmen Gómez Gómez (q.e.p.d.)

Que siguen presentes en mí, con respeto y agradecimiento por todo su amor y enseñanzas

A mi tío

Juan Otero Mijez (q.e.p.d.)

Con agradecimiento y cariño por su apoyo, compañía y confianza en mí

A Raymundo Herrera Chávez

Con cariño por tantos hermosos momentos compartidos.

Con agradecimiento por motivarme y apoyarme en muchos momentos de mi vida.

A mis amigos

Tere, Lolita, Pedro Chávez, Miguel Angel Viguera, Alanis, Lolita Garcia, Esther del Razo, Claudia López, Olga Gómez, Angel Montes de Oca, Jose Luis Urbina, Francisco Millán, Nabor Mendoza y Ezequiel Zavala.

Por brindarme su apoyo y amistad

---

---

**A la Universidad Nacional Autónoma de México  
Por la gran oportunidad brindada a todos los que egresamos de sus aulas.**

**A la Facultad de Ingeniería y a sus profesores  
Por formar Ingenieros con alto nivel humano y profesional.**

**A la Comisión Federal de Electricidad  
Por la información proporcionada, en especial**

**Al Ing. Tomás Sánchez Reyes  
Por su gran apoyo para la realización de este trabajo, por ser tan paciente, por brindarme sus enseñanzas, tiempo y apoyo.  
Por compartir de una manera auténtica sus conocimientos con todos los que tuvimos la suerte de ser sus alumnos.**

**Al Ing. Oscar Ruíz Peña  
Por brindarme su tiempo y apoyo**

**Al Ing. Jorge Alberto Canseco Rendón y a la Señorita María de los Angeles Ramírez Castillo por todo su apoyo para la realización de este trabajo.**

---

---

A ARIES

Con agradecimiento porque el conocimiento y experiencias adquiridas han sido de gran utilidad en mi vida.

A Ing. Ramón X. Carreón Arias Maldonado  
A M. en Arq. Arturo Linares Herrera  
A Arq. Edith Pacheco Velasco

Gracias por aceptarme en ese gran equipo de trabajo, por enseñarme tanto y por creer en mí pero sobre todo por ser mis amigos.

---

# I N D I C E

Página  
1

## INTRODUCCIÓN

### CAPITULO I. Generalidades

<b>1.1. Antecedentes</b>	<b>4</b>
1.1.1. Beneficios que aporta la ampliación	4
<b>1.2. Descripción y características físicas del sitio</b>	<b>5</b>
1.2.1. Ubicación	5
1.2.2. Clima	6
1.2.3. Geología	6
1.2.4. Sismicidad	6
<b>1.3. Descripción de la presa antes de la ampliación</b>	<b>7</b>
1.3.1. Elementos que componen la presa original	7
1.3.2. Cortina	7
1.3.3. Diques	7
1.3.4. Obra de excedencias	8
1.3.5. Obra de toma	9
1.3.6. Obra de desvío	10
<b>1.4. Características del almacenamiento</b>	<b>11</b>

### CAPITULO 2. Estudios hidrológicos

<b>2.1. Finalidad de los estudios hidrológicos</b>	<b>12</b>
2.1.1. Estación Hidrométrica	12
2.1.2. Determinación de la Avenida de diseño	12
2.1.3. Métodos para estimar avenidas	13
2.1.4. Selección del método	13
2.1.5. Período de Retorno (Tr)	13
2.1.6. Tránsito de Avenidas	13
<b>2.2. Estudio Hidrológico previo a la ampliación (1978)</b>	<b>14</b>
2.2.1. Características de la Cuenca del Papaloapan	14
2.2.2. Características de los vasos Presidente Alemán-Cerro de Oro	15
2.2.3. Registro de Gastos Máximos	15
2.2.4. Avenida máxima probable	16
2.2.5. Tránsito de la avenida máxima probable	16
2.2.6. Política de operación	16
<b>2.3. Actualización al Estudio Hidrológico</b>	<b>18</b>
2.3.1. Resultados de los estudios de control de avenidas (1988)	21
2.3.2. Otras alternativas analizadas	24
<b>2.4. Conclusiones del Estudio Hidrológico</b>	<b>26</b>

### CAPITULO 3. Conceptos básicos para la ampliación de la planta

<b>3.1. Finalidad y clasificación de obras de toma para plantas hidroeléctricas</b>	<b>27</b>
3.1.1. Obras de toma de conducción a superficie libre	28
3.1.2. Obras de toma a pie de presa	31
3.1.3. Obras de toma con galería a presión	35
<b>3.2. Descripción general del proyecto de ampliación</b>	<b>36</b>
3.2.1. Canal de llamada	37
3.2.2. Estructura de control	37
3.2.3. Conducción a presión	38
3.2.4. Pozos de oscilación	38
3.2.5. Casa de máquinas	39
3.2.6. Desfogues	41
3.2.7. Subestación	41
<b>3.3. Datos técnicos del proyecto de ampliación</b>	<b>43</b>

**CAPITULO 4. Diseño Estructural e Hidráulico de la Obra de Toma****Página**

<b>4.1</b>	<b>Diseño Hidráulico de la Ampliación de la Obra de Toma</b>	<b>44</b>
4.1.1	Modelo Hidráulico	44
4.1.1.1.	Distribución de velocidades	45
4.1.1.2.	Vorticidad	51
4.1.1.3.	Pérdidas de carga	53
4.1.2.	Dimensionamiento de la Bocatoma	57
4.1.3.	Análisis de la sumergencia de la bocatoma	60
4.1.4.	Dimensionamiento de la Transición	61
4.1.5.	Funcionamiento Hidráulico del canal de desfogue	64
4.1.5.1.	Niveles de sumergencia	64
4.1.5.2.	Erosión local en los escalones	65
4.1.5.3.	Funcionamiento hidráulico del modelo modificado	66
<b>4.2.</b>	<b>Diseño Estructural de la Ampliación de la Obra de Toma</b>	<b>69</b>
4.2.1.	Materiales	70
4.2.2.	Análisis Estructural	71
4.2.2.1.	Estructura de Agujas	71
4.2.2.2.	Estructura de compuertas	71
4.2.2.3.	Estructura guía para compuertas	72
4.2.2.4.	Transición de rectangular a circular	72
4.2.2.5.	Zona de montaje	72
4.2.2.6.	Rejillas	72
4.2.3.	Cargas a considerar	74
4.2.4.	Combinaciones de carga	76
4.2.4.1.	Estructura de Agujas	76
4.2.4.2.	Estructura de compuertas	76
4.2.4.3.	Estructura guía para compuertas	77
4.2.4.4.	Transición de rectangular a circular	77
4.2.4.5.	Zona de montaje	78
4.2.4.6.	Rejillas	79
4.2.5.	Criterios de diseño	80
4.2.6.	Normas y especificaciones para el diseño	80
4.2.7.	Factores de carga	81
4.2.8.	Métodos de diseño	82

**CAPITULO 5. Proceso constructivo de la ampliación**

<b>5.1.</b>	<b>Aspectos relevantes de la construcción de la ampliación</b>	<b>83</b>
5.1.1.	Trabajos preliminares	83
5.1.2.	Excavaciones	83
5.1.2.1.	Estabilidad de taludes en casa de máquinas	84
5.1.2.2.	Control en el uso de explosivos	84
5.1.3.	Tratamientos a base de inyección a la cimentación	86
5.1.4.	Construcción del tajo en el dique Pescaditos	86
<b>5.2.</b>	<b>Aspectos contractuales</b>	<b>87</b>
5.2.1.	Proyectos llave en mano	87
5.2.2.	Aspectos Técnicos	87
5.2.3.	Aspectos Administrativos	89
5.2.4.	Aspectos Financieros	90
5.2.5.	Aspectos Legales	90

**CAPITULO 6. Conclusiones****92****Referencias Bibliográficas****93**

---

# INTRODUCCIÓN

---

Dentro del campo de la Ingeniería Civil existen disciplinas o especialidades que cuando interactúan pueden lograr la satisfacción de muy diversas necesidades para el ser humano; una de ellas de gran importancia es el abastecimiento de agua para múltiples fines como consumo doméstico, riego, generación de energía, control de avenidas, etc.; los cuales proporcionan satisfactores imprescindibles hoy en día.

En el caso de la generación de energía eléctrica, la satisfacción de esta necesidad constituye un reto para los profesionistas que trabajan en esta, ya que tanto el incremento del precio del petróleo como el de los combustibles nucleares, aunado a la contaminación que se produce al utilizar este tipo de combustibles, que habitualmente son utilizados para la generación de energía eléctrica, representan desventajas considerables que han obligado a buscar nuevas fuentes de generación. Los recursos hidroenergéticos ofrecen una alternativa favorable ya que el agua, en muchos casos está disponible, además no es contaminante y produce trabajo a temperatura ambiente; sin embargo, como es lógico pensar también existen desventajas para su utilización, entre las que destacan: que no siempre se cuenta con condiciones topográficas adecuadas y que las variaciones en las cantidades de agua que transportan los ríos son muy diferentes según las estaciones del año.

Afortunadamente, en nuestro país existe un gran sistema orográfico, con una altura que varía entre los 2100 y 3000 m. s. n. m., este sistema está constituido principalmente por las Sierras Madre Occidental y Oriental, los ríos que en ellas se originan y que descienden a la vertiente del Pacífico han erosionado gravemente el cuerpo de esta Sierra lo que ha modelado un curso accidentado de los ríos, que, al descender de las sierras madres después de recorrer amplias zonas altas, se vierten rápidamente hacia las planicies costeras, por lo general reducidas. Debido a estas condiciones, existe la ventaja de aprovechar el agua de numerosos ríos para producir energía eléctrica y evitar inundaciones en la costa mediante la construcción de cortinas en los sitios montañosos, sobre todo de las Sierras Madres Occidental, oriental y de Oaxaca.

En la actualidad la autoridad responsable de administrar la energía eléctrica en México es la Comisión Federal de Electricidad, C.F.E., responsable también de planear la generación a futuro; de acuerdo con datos estadísticos de 1998 publicados por esta comisión, se observa que en nuestro país la energía eléctrica producida mediante la energía hidráulica constituye poco menos del 30% del total. Ver Tabla 1.

Aunque su uso se restringe por la disponibilidad de sus recursos hidrológicos, la energía hidráulica existe de forma natural y es suministrada por las precipitaciones pluviales, pero se requiere construir obras civiles que permitan su aprovechamiento, condición que en la actualidad está limitada por la carencia de recursos presupuestales, que impiden la inversión en proyectos de esta magnitud, por esto, se han estudiado alternativas en las políticas de inversión, permitiendo la inversión de particulares, sin comprometer los recursos presupuestales y buscando que los proyectos sean autofinanciables, tal es el caso de los proyectos llave en mano, adoptados por la C.F.E. para la construcción de nuevas obras, sin embargo sigue siendo una tarea prioritaria el aprovechar los recursos existentes y optimizar al máximo estos, como se podrá observar en el proyecto que se aborda en este trabajo la Comisión Federal de Electricidad realizó estudios de factibilidad a fin de aprovechar la infraestructura hidráulica existente, realizando la ampliación de la misma para incrementar con esto los beneficios y realizando las obras con montos de inversión viables.

Este trabajo tiene como principal objetivo el mostrar de manera general los diversos trabajos que se desarrollaron para llevar a cabo *La Ampliación de la Obra de Toma del Proyecto Hidroeléctrico Temascal*. Teniendo en cuenta que, la obra de toma en una central hidroeléctrica tiene una función prioritaria ya que es la parte que controla y conduce el agua a la planta para la generación de energía.

En 1988 la Comisión Nacional del Agua realizó los estudios hidrológicos, previos a la unión de los vasos de las presas Presidente Alemán y Cerro de Oro, con la finalidad de conocer los niveles de operación del embalse en conjunto y conocer si la unión de los embalses permitiría tener mayor control de avenidas en los ríos Tonto y Santo Domingo, de manera tal que los gastos de extracción pudieran ser congruentes con la política de control de la Cuenca del Papaloapan. Los resultados de estos estudios constituyeron la base para el proyecto de la ampliación de la Central Temascal, para permitir aprovechar

la infraestructura de dos vasos, obteniendo un mayor beneficio en el control de avenidas, así como el beneficio en la generación de energía eléctrica y mejora en el riego de cultivos en la región.

Un aspecto destacable en este proyecto fue la geología del terreno en que se desplanta la ampliación de la obra, ya que debido a lo fracturado de las calizas se requirió de tratamientos a base de inyecciones en el sitio para estabilidad del macizo rocoso donde se desplantaron las nuevas obras.

Es importante destacar que la central hidroeléctrica anterior no dejó de operar, con los trabajos de construcción de la ampliación de la planta, inclusive durante la excavación de la nueva casa de máquinas, en la cual se utilizaron explosivos. Así, todos estas características que hacen de este proyecto un caso especial; se abordan en cada uno de los capítulos de que se conforma este trabajo.

En el Capítulo 1 *Generalidades* se mencionan los antecedentes de la ampliación y se exponen la ubicación y características físicas del sitio donde se ubica el proyecto, además se hace referencia general de la Presa Presidente Alemán y sus componentes, ya que es en la obra de desvío de la Presa Presidente Alemán en donde se generó la ampliación de la Obra de Toma y la central hidroeléctrica.

En el Capítulo 2 *Estudios Hidrológicos* se expone la finalidad de los estudios hidrológicos en proyectos hidráulicos, así como conceptos elementales en la realización de estos estudios, de igual forma se presentan los resultados de los estudios hidrológicos desarrollados por la Comisión Nacional del Agua mismos que se obtuvieron con la aplicación de un modelo hidráulico-matemático desarrollado especialmente para este proyecto.

El Capítulo 3 *Conceptos Básicos para la Ampliación de la Planta* está conformado por una descripción general de los elementos que constituyen las obras de toma en plantas hidroeléctricas, así como las diferencias básicas entre estos tres principales tipos de toma. Se presentan también cada uno de los elementos que constituyen la ampliación y sus características.

El Capítulo 4 *Diseño Estructural e Hidráulico de la Obra de Toma* consta de dos partes, la primera muestra la geometría de la nueva obra de toma, derivada del diseño hidráulico en donde se corrobora la operación hidráulica del diseño utilizando un modelo hidráulico; y, en la segunda parte se exponen de manera general los criterios del diseño estructural en la ampliación de la obra de toma.

En el Capítulo 5 *Proceso Constructivo de la Ampliación* se destacan únicamente los aspectos más relevantes ocurridos durante la construcción de esta obra y se incluye una perspectiva de lo que significa un "Proyecto llave en mano", sus aspectos técnicos, legales, financieros y administrativos, es importante conocer esta modalidad de ejecutar proyectos, ya que fue bajo esta que se contrató el presente trabajo.

El Capítulo 6 *Conclusiones* presenta las conclusiones y comentarios globales del trabajo.

Con la estructura adoptada en este trabajo se pretende exponer de una manera práctica los trabajos desarrollados. Además mostrar a los futuros ingenieros lo interesante y enriquecedor que puede resultar la participación en trabajos de este tipo, por lo que esta es la principal aportación de este trabajo.

Sistema Eléctrico Nacional								
Tipo de Central	No. Centrales	Unidades	Capacidad Efectiva		Generación media		G máx.	Factor de Planta
			MW	% Participación	GWh	% Participación		
Vapor	29	97	14,283	40.51	86,206	50.42	125,119	0.6890
Ciclo Combinado	7	33	2,463	6.99	13,184	7.71	21,576	0.6111
Turbina de Gas	36	87	1,929	5.47	1,087	0.64	16,898	0.0643
Combustión interna	8	83	120	0.34	314	0.18	1,051	0.2987
Germoeléctrica	5	28	750	2.13	5,657	3.31	6,570	0.8610
Dual	1	6	2,100	5.96	12,692	7.42	18,398	0.6899
Carbón	2	8	2,600	7.37	17,957	10.50	22,776	0.7884
Nuclear	1	2	1,309	3.71	9,265	5.42	11,467	0.8080
Termoeléctrica	89	344	25554	72.48	146362	85.60	223853	0.6538
Hidroeléctrica	79	219	9,700	27.51	24,616	14.40	84,972	0.2897
Eololéctrica	1	7	2	0.006	5	0.003	18	0.2854
Total	169	570	35,256	100.00	170,983	100.00	308,843	0.5536

Tabla 1 Centrales Generadoras de Energía Eléctrica. Datos Estadísticos de 1998.<sup>1</sup><sup>1</sup> Fuente: Comisión Federal de Electricidad, Subdirección de Generación, Gerencia de Energéticos y Gerencia de Laguna Verde

---

# CAPITULO 1

## GENERALIDADES

---

### 1.1. Antecedentes.

La Presa Presidente Alemán fue construida por la Comisión del Papaloapan, entre los años 1949 a 1955. Como parte del estudio Integral para el control de la Cuenca del río Papaloapan, la hoy extinta Comisión del Papaloapan, contempló además la construcción de la Presa Cerro de Oro, la construcción de esta Presa se realizó entre los años 1973 a 1989. Así la presa Presidente Alemán controlaría el cauce del río Tonto, mientras que la Presa Cerro de Oro controlaría el cauce del Río Santo Domingo, ambos afluentes del río Papaloapan.

Aprovechando el embalse de la presa Presidente Alemán, la Comisión Federal de Electricidad C. F. E. construyó entre los años 1953 a 1959 la Central Hidroeléctrica Temascal para la generación de energía eléctrica. La Central aprovechó dos de los cuatro túneles utilizados como desvío del río Tonto durante la construcción de la cortina y fue equipada con cuatro unidades turbogeneradoras con una potencia de 38.5 MW cada una. Desde la construcción de la presa se planteó la posibilidad de ampliar esta central hidroeléctrica. En el año de 1993, tomando en consideración el factor de planta histórico de la central, se dio inicio a la construcción de las obras relativas a la "Ampliación de la Central Hidroeléctrica Temascal", aprovechando la infraestructura existente en el sitio, considerando la unión de los vasos de las presas Presidente Alemán y Cerro de Oro.

La unión de ambas presas fue posible a través de la construcción de un canal de intercomunicación, formado con la apertura de un tajo en el Dique Pescaditos, el cual se localiza aproximadamente a 12 km. al sur de la cortina de la presa Temascal y fue a partir de agosto de 1995 en que se inició la comunicación de ambos embalses.

#### 1.1.1. Beneficios principales de la ampliación

Con la unión de los embalses de ambas presas se logró:

- a. El control de avenidas e inundaciones en la parte baja de la cuenca del Río Papaloapan
- b. Abastecimiento de agua de riego de 64,250 ha.
- c. El incremento en la generación de energía eléctrica.

Los vasos conjuntos de las presas Presidente Alemán y Cerro de Oro, tienen una capacidad de almacenamiento de 13,797.86 Hm<sup>3</sup>. Convirtiéndose por su volumen en el segundo embalse de la república mexicana y el quinto en extensión con 773.02 km<sup>2</sup>, con la unión de los embalses se estimó captar un escurrimiento medio anual de 14,758 hm<sup>3</sup> lo cual permitiría obtener una generación media anual de 1401 GWH, que permitiría ubicar esta central en oclavo lugar respecto a capacidad de generación por hidroelectricidad del país. (Ref 10).

## 1.2. Descripción y características físicas del sitio.

### 1.2.1. Ubicación

El proyecto hidroeléctrico Ampliación Temascal está ubicado al norte del Estado de Oaxaca en el municipio de Soyaltepec, aproximadamente a unos 275 km al norte de la ciudad de Oaxaca y aproximadamente a 125 km al sureste del Puerto de Veracruz, Ver. Las coordenadas geográficas del sitio son: Longitud Oeste  $96^{\circ} 25'$  Latitud Norte  $18^{\circ} 15'$

Se puede acceder a la Central por la carretera Córdoba-Veracruz, tomando en la Tinaja la desviación hacia Tuxtepec Oaxaca; hasta llegar al poblado de Temascal Oaxaca. Donde se ubica el proyecto. Ver figura 1.1.

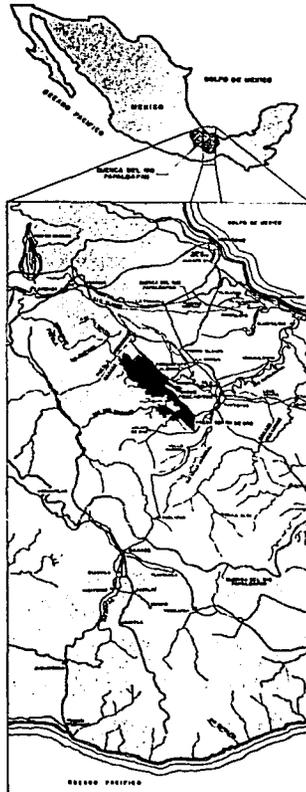


Figura 1.1. Ubicación de las presas Presidente Alemán (donde se ubica la Central Hidroeléctrica Temascal) y Cerro de oro.

1.2.2. Clima

En la región en que está ubicada esta obra, se tienen precipitaciones medias anuales muy altas además de ser una zona afectada por ciclones tropicales.

Temperaturas registradas	
Temperatura ambiental máxima registrada	45°C
Temperatura promedio	32°C
Temperatura mínima	11°C
Humedad relativa	60 a 80%
Temperatura promedio máxima mensual del agua	28°C
Temperatura promedio media anual	26°C
Temperatura promedio mínima mensual	22°C

Hidrología	
Área total de la cuenca (río Papaloapan)	46,517 km <sup>2</sup>
Área de la cuenca hasta el sitio	18,035 km <sup>2</sup>
Escorrentamiento medio anual hasta el sitio	14,758 hm <sup>3</sup>
Volumen medio mensual	1,230 hm <sup>3</sup>
Volumen medio anual aprovechado	14,082 hm <sup>3</sup>
Gasto medio aprovechado	453 m <sup>3</sup> /s

1.2.3. Geología

En el sitio afloran rocas sedimentarias cretácicas de la formación Guzmanita, con estratos de 40 a 50 cm de espesor y con presencia de rellenos de arcilla de 1 a 5 cm de espesor formando parte de un anticlinal con el echado de uno de sus flancos buzando hacia aguas arriba en prácticamente toda la zona del proyecto y hacia aguas abajo en la zona del desfogue. En términos generales la calidad de la roca mejora a mayor profundidad, ya que tanto la alteración como la carsticidad se reducen. El macizo rocoso está afectado por 3 sistemas de fracturamiento con orientaciones N13°E/70°SE, N70°W/50°NE y N13°E/85°NW y la estratificación N75°W/70°SW en la mayor parte del proyecto.

Por las obras existentes en el sitio y por las condiciones geológicas, así como por la cercanía de las instalaciones de la central existente, se debió realizar una detallada planeación de los trabajos geotécnicos, a efecto de que se resolvieran adecuadamente los problemas a enfrentar en la construcción de la ampliación, este tema se abordará más ampliamente en el capítulo 5.

Se realizó la clasificación del macizo rocoso para diferentes zonas de la obra y se puede concluir que este es de mala a regular calidad, siendo las principales propiedades de la roca intacta las siguientes. (Ref.12)

Geología	
Peso volumétrico	2.65 t/cm <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión uniaxial	520 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de deformabilidad	150 t/cm <sup>2</sup>
Módulo dinámico de deformabilidad	370 t/cm <sup>2</sup>
Relación de Poisson dinámica	0.28
Módulo dinámico de rigidez	144 t/cm <sup>2</sup>
Módulo de deformabilidad estático	100 t/cm <sup>2</sup>

1.2.4. Sismicidad

La obra se localiza en la zona denominada de "Sismos frecuentes" y según sus características geotectónicas, pertenece a la provincia sísmica No. 14, dentro del cinturón circumpacífico.

En un radio de 100 km. con centro en el sitio del proyecto se han registrado 44 eventos en este siglo, con magnitudes entre los 3 y 7.7 grados Richter, habiéndose presentado el de mayor intensidad el 17 de abril de 1928, con una profundidad local de 100 km y distancia al sitio de 88 km.

Se identificaron dos fallas geológicas en el área del proyecto, una inversa de 45 km de longitud y otra normal de 35 km de extensión, ambas ubicadas al SW de la presa, a 19 km y 85 km de distancia respectivamente.

### 1.3. Descripción de la presa antes de la ampliación

#### 1.3.1. Elementos que componen la presa original

La obra antes de la ampliación, consistía esencialmente en una cortina de roca, 3 diques de tierra, una obra de excedencias, descargando sus aguas al río Tonto, 4 túneles en la margen derecha para obra de desvío, de los cuales dos fueron aprovechados para la obra de toma de la planta hidroeléctrica original situada al pie de la cortina, así como para hacer extracciones eventuales.

#### 1.3.2. Cortina

Tipo: De roca con corazón impermeable central amplio y simétrico; la cortina está constituida por tres zonas:

Zona 1. Corazón impermeable formado por suelos arcillosos y limosos compresibles de alta plasticidad, predominando el primero de ellos; localmente se le conoce como Tierra Colorada, son suelos residuales compuestos por una mezcla de arcilla laterítica y gravas intemperizadas.

Zona 2. Filtro de grava y arena formado con grava y arena con algo de finos, su densidad de sólidos es 2.65, su peso volumétrico seco 1900 kg/m<sup>3</sup> y su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en  $s = p \tan 40^\circ$ .

Zona 3. Respaldo permeable, formado con el producto de canteras localizadas en la margen derecha con las siguientes características: roca caliza contaminada con arcilla (se aceptó hasta un 15 por ciento de arcilla) densidad de sólidos 2.60 y peso volumétrico seco de 1600 kg/m<sup>3</sup>. Debido a la presencia de la arcilla en el enrocamiento la resistencia al esfuerzo cortante se estimó en  $s = p \tan 40^\circ$ .

La altura total de la cortina es de 76 m; teniendo una altura sobre el lecho del río de 70 m de longitud de corona 830 m; ancho de la misma 10 m; ancho en la base 350 m, bordo libre de 3.50 m.

#### 1.3.3. Diques

Para cerrar el vaso, fue necesario construir 3 diques que se denominaron Principal, Pescaditos y Macín, aparte la loma natural situada entre la cortina y el dique Principal, que fue rebajada hasta ponerla al nivel de la corona de la cortina y que recibió por tanto el nombre de dique Natural.

##### Dique principal

Está ubicado en la margen izquierda a unos 850 m del extremo de la cortina; la sección de este dique es del tipo de tierra con corazón impermeable central amplio y asimétrico. Toda la estructura está desplantada sobre una capa de arcilla compacta (Tierra Colorada), de 8 m de espesor medio que cubre la caliza. La altura total del dique principal es de 40 m; altura sobre el terreno natural 35 m; longitud de la corona 2100 m; ancho de la corona 10 m; ancho de la base 192.0 m.

##### Dique Pescaditos

Está localizado en la margen derecha a 12 km. al sur de la cortina principal. El dique está formado por una cortina del tipo de tierra, con corazón impermeable central amplio y respaldos de enrocamiento; en ambos lados tiene dos bermas amplias para aumentar su estabilidad. Toda la estructura está desplantada sobre una capa de arcilla compacta (Tierra Colorada), similar a la del Dique Principal; la sección está constituida por dos zonas:

Zona 1. Corazón impermeable, formado con el producto de un banco localizado en sitio próximo, compactado en forma similar al del Dique Principal y cortina.

Zona 2. Respaldo de roca, formado con el producto de una cantera localizada aguas abajo del empotramiento izquierdo, en sitio próximo, obteniéndose una roca similar a la del resto de la obra; este material se colocó con los mismos procedimientos que para las demás estructuras.

La altura total es de 17 m; altura sobre el terreno natural 14 m; longitud de la corona 2260 m; ancho de la corona 5 m; ancho de la base 90 m.

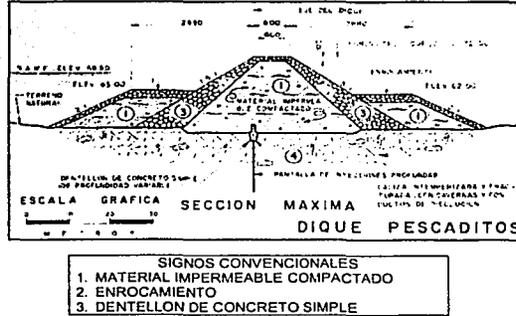


Figura 1.2. Sección del dique pescaditos.

#### Dique Macín

El Dique Macín está situado en la margen derecha, a unos 13 km al suroeste de la cortina. Se construyó de tierra compactada. Fue desplantado en la elevación 68.50 m y cubre solamente el bordo libre. Tiene 120 m de longitud, 3.50 m de altura máxima, 4 m de ancho en la corona y 32 m en la base y taludes exteriores de 3:1 en ambos paramentos.

#### Dique natural

El Dique Natural abarca una loma natural comprendida entre la cortina y el Dique Principal, donde la caliza está cubierta por una potente capa de arcilla roja, que fue rebajada para que quedara al nivel de las coronas de la cortina y Dique Principal. Tiene unos 850 m de longitud.

#### 1.3.4. Obra de excedencias

Está localizada a 8 km al este de la cortina. Es una estructura de gravedad, está constituida por 11 compuertas radiales con pantallas que, en su parte superior, forman una cresta libre vertedora, sobre la que se encuentra el puente de maniobras desde el cual se operan las compuertas. El puerto queda cerrado a ambos lados de esta estructura por secciones de gravedad de concreto. El vertedor derrama sobre un doble tanque dissipador de energía descargando las aguas directamente al río Tonto utilizando el cauce del arroyo del mismo nombre que tiene 40 km de longitud hasta su desembocadura con el río Tonto. Su cresta libre tiene una longitud de 110 m, y la capacidad máxima de descarga es de 5,425 m<sup>3</sup>/s.

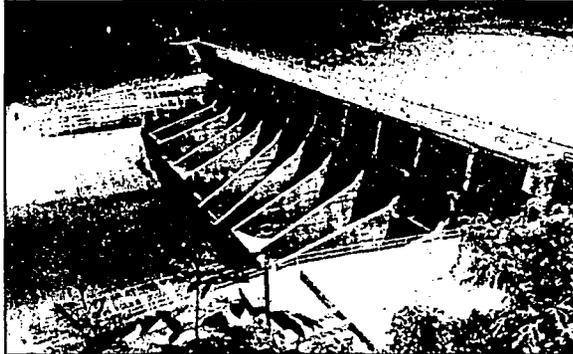


Foto 1.1 Vista general de la obra de excedencias, presa Presidente Alemán.

### 1.3.5. Obra de toma.

Desde la construcción de la presa se clasificó como:

#### 1. Obra de toma alta

Está localizada en el extremo izquierdo del Dique Principal y se planeó para hacer las extracciones para riego; su construcción se realizó en dos etapas. La primera, constituida por 2 conductos de concreto de sección ovoidal, provistos en su extremo de aguas arriba de compuertas deslizantes que se operaron desde una torre, a la cual se tuvo acceso por un puente colocado en la corona del dique. El gasto máximo de diseño fue de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

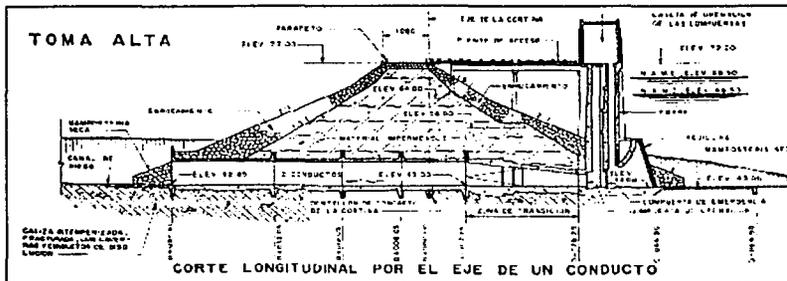


Figura 1.3. Obra de toma alta, presa Presidente Alemán.

#### 2. Obra de toma baja

Está ubicada en la ladera derecha, aprovechando dos de los cuatro túneles que se construyeron para desvío de avenidas durante la construcción de la presa. Mediante la toma baja se extraen los gastos necesarios para generación de energía eléctrica en la planta que está situada al pie de la corina. Los 4 túneles son de sección circular perforados a través de una formación de caliza sana de 8.25 m de diámetro y 425 m de longitud cada uno. Consta de:

- a) Rejilla: En su primera etapa, estos túneles tuvieron las mismas rejillas que las señaladas para los túneles número 1 y 2. En su segunda etapa, también formadas por marcos metálicos, se instalaron en posición inclinada entre las elevaciones 43 m y 54.38 m y horizontales en esta elevación alojados en una estructura de concreto reforzado formada por arcos y trabes.
- b) Compuertas: Se instalaron 4 compuertas deslizantes, de emergencia, de 8.50 x 4.20 m, que fueron operadas desde una caseta ubicada en la elevación 77 m.
- c) Tapones: En el extremo de aguas arriba de ambos túneles, se construyeron tapones de concreto simple, de 32 m de longitud para su obturación. Además, y aproximadamente en la parte media de los mismos se construyeron otros tapones, de 23 m de longitud, de los que se inician las tuberías de presión.
- d) Tubería de presión: Para cada túnel, se instaló una tubería de 7.9 m de diámetro, 3/4" de espesor y una longitud de 425 m. A la salida de los túneles, las tuberías tienen una inflexión hacia abajo, bifurcándose en 2 ramas, cada una provista de una válvula de mariposa, conectándose a 4 turbinas.

La Planta hidroeléctrica original construida por la Comisión Federal de Electricidad, consta de 4 turbinas, Francis, de eje vertical, acopladas directamente a 4 generadores. Están diseñadas de manera que la velocidad de rotación pueda cambiarse de 150 a 180 r.p.m., para trabajar con frecuencias de 50 y 60 ciclos.

- e) Pozos de oscilación: Para la operación de la planta hidroeléctrica original por efecto de los transitorios se construyeron pozos de oscilación, en cada túnel, ubicados a 120 m de la planta. Son de forma cilíndrica, de 17.50 m de diámetro, en su parte superior, comprendidos entre las elevaciones 76 m y 38 m; y cónica en su parte inferior, localizada entre las elevaciones 38 m y la clave del túnel, con diámetros de 17.50 m y 7.90 m, respectivamente. Los pozos fueron revestidos con una camisa de acero empacada en concreto, en su tramo inferior y son de placa de acero de espesor variable de 1 1/4" a 1/2" en su parte superior.

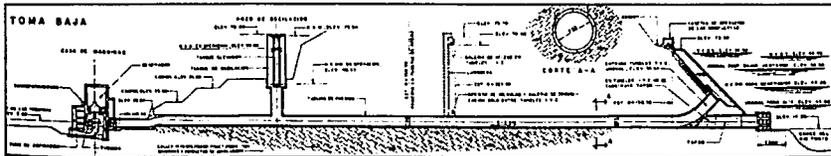


Figura 1.4. Obra de Toma original, central hidroeléctrica Temascal.

### 1.3.6. Obra de desvío

Las obras realizadas para el desvío del río durante los trabajos de construcción, consistieron en la perforación de 4 túneles revestidos de concreto simple de 8.25 m de diámetro y un tajo de desvío en la margen derecha. (Ref. 4)

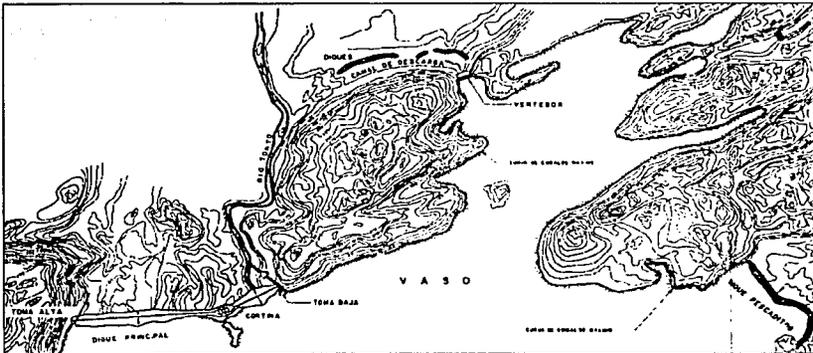


Fig. 1.5 Arreglo en conjunto de la Presa Presidente Alemán y estructuras que la componen.

#### 1.4. Características del almacenamiento

##### *Almacenamiento original*

Área del embalse  
315.00 km<sup>2</sup>.

Capacidades del vaso, en millones de m<sup>3</sup>  
8,119 Mm<sup>3</sup>

Generación Media anual:  
390 GWh

##### *Almacenamiento conjunto*

Área del embalse  
773.02 km<sup>2</sup>.

Capacidades del vaso, en millones de m<sup>3</sup>  
13,797 Mm<sup>3</sup>

Generación Media anual:  
1401 GWh

(Ref. 10 y Ref. 11)

---

CAPITULO 2  
ESTUDIOS  
HIDROLÓGICOS

---

## 2.1. Finalidad de los estudios Hidrológicos.

Un Estudio Hidrológico es un primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica se determinan desde luego, de acuerdo con volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transitar. En este sentido, se requieren estudios hidrológicos para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si el abastecimiento de la fuente es adecuado en todo tiempo, o si se requerirá de otras estructuras para corregir deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua. La seguridad de las presas en lo que concierne a la capacidad del vertedor y a la elevación máxima del embalse, depende en gran medida de la determinación de una tormenta de diseño y de su conversión a una avenida generada en la cuenca, o bien directamente de la última, y en menor grado de las olas y la marea generadas por el viento. Asimismo la estabilidad de muros y terraplenes depende de los estudios hidrológicos e hidráulicos que definen los niveles probables del agua, así como la duración y cambios en el tiempo de dichos niveles. La hidrología juega un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente aquellas que se destinan a la generación de energía eléctrica y control de avenidas donde se requiere con frecuencia de pronóstico de avenidas y sequías (Ref. 5). Es importante destacar que un adecuado estudio hidrológico permitirá optimizar recursos así como evitar inundaciones y pérdidas considerables.

### 2.1.1. Estación Hidrométrica.

Los datos hidrológicos más directamente utilizables para determinar los gastos en las avenidas son los registros directos de los aforos durante un largo tiempo en las estaciones hidrométricas del lugar donde se va a construir la presa. No es común disponer de esta información por lo que el ingeniero debe obtener los datos de aforos que existan para la región en general donde se vaya a construir la presa. Si se dispone de esta información se pueden analizar las avenidas que tenga el registro para determinar las frecuencias de las avenidas.

Las características que deben tomarse en cuenta al instalar una estación hidrométrica considerando que se busca que un registro sea continuo y que esté formado en un mismo sitio, sin estar afectado por tomas o desvíos son:

- a. *Accesibilidad* en cualquier tiempo y bajo cualquier condición, especialmente durante avenidas.
- b. *Suficiencia*, la estación debe ser capaz de cubrir todo el rango de gastos que pueda ocurrir,
- c. *Estabilidad*, la sección transversal del río donde se instale la estación debe estar en un tramo recto lo más estable posible, de manera que las variaciones que tenga la curva elevaciones-gastos sean razonablemente pequeñas.
- d. *Permanencia*, la estación debe estar situada de tal manera que nunca sea destruida por una avenida.

### 2.1.2. Determinación de la Avenida de diseño.

Una avenida se puede definir como el aumento más o menos rápido del gasto de una corriente ocasionado por una tormenta o sucesión de tormentas ocurridas en la cuenca de captación de dicha corriente. Los factores que determinan las características de una avenida se pueden clasificar en 2 grupos

- a. Factores que influyen en su volumen o magnitud : estos pueden ser climáticos o fisiográficos
- b. Factores que influyen en su distribución en el tiempo: Estos pueden ser meteorológicos, humanos, etc.

Para determinar tales avenidas se requiere, en primer término definir las avenidas que pueden ocurrir en el río, independientemente de la posible presa que regule su comportamiento.

Una vez determinadas las avenidas en el río, en particular la de diseño, se procede a calcular el efecto regulador que la presa ejerce sobre ellas, para obtener el gasto máximo que descargará la obra de excedencias, esta última operación implica un proceso de aproximaciones sucesivas, puesto que para estudiar la regulación en el vaso se requiere suponer conocidas las dimensiones del vertedor.

Para diseñar una obra de excedencias se necesita determinar las avenidas con las que se va a trabajar, ya sea las que se presentan únicamente en condiciones extraordinarias, o las que frecuentemente se tendrán que manejar, para establecer la política de operación del vertedor.

La determinación de la avenida de diseño requiere de información hidrológica. Brevemente, puede decirse que está información consiste en registros de la variación en el tiempo de la altura de lluvia en la cuenca que drena hacia ese sitio, esto es, de hidrogramas e hietogramas, de preferencia obtenidos simultáneamente.

La avenida que se utilice se le llamará avenida de proyecto. En la mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la avenida de proyecto es la máxima avenida probable que se define como la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente determinada en un punto que se elija. La adopción de una avenida de proyecto menor que la avenida máxima probable es una decisión administrativa, que debe hacer el propietario, la dependencia oficial o la organización responsable del proyecto. (Ref 5).

### 2.1.3. Métodos para estimar avenidas.

En la hidrología existen varios métodos analíticos y estadísticos que permiten la determinación de eventos, los resultados de estos métodos son normalmente estimaciones con aproximaciones limitadas en algunos casos, sin embargo estas estimaciones rara vez son menos aproximadas que las cargas usadas en el análisis estructural y son en mayor o menor grado aceptados en la profesión ingenieril, podemos clasificarlos en:

- a. Métodos empíricos ejemplo de estos son: Envolventes de Creager, Envolventes de Lowry, Fórmula Racional Americana.
- b. Métodos probabilísticos, estos son más precisos que los empíricos y se basan únicamente en gastos máximos anuales lo que permite un enfoque diferente del problema, estos pueden ser: Método de Gumbel, Método de Lebediev, Método de Nash, entre otros.
- c. Métodos basados en relaciones lluvia escurrimiento, estos requieren más datos que los 2 tipos anteriores pero arrojan resultados más precisos, entre estos se encuentran: Método del hidrograma unitario, Método de Chow, de Temez, entre otros. (Ref. 6)

### 2.1.4. Selección del método.

Los principales factores que influyen en la selección del método o los métodos más apropiados para calcular la avenida de diseño son la información disponible, las características de la obra y la magnitud de los daños que podrían causarse en caso de que se presentara una avenida mayor a la de diseño

### 2.1.5. Período de Retorno (Tr).

Es el número promedio de años en que un evento es igualado o excedido.

### 2.1.6. Tránsito de Avenidas.

Es la técnica que utilizan los hidrólogos para determinar la transformación que sufre una onda de avenida al pasar por un vaso o canal. Las aplicaciones más usuales del tránsito de avenidas son:

- a. Conocer la evolución de las elevaciones en el agua en un vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación o vaciado del embalse es adecuada y así, al presentarse una avenida no se pongan en peligro la presa, propiedades o vidas humanas aguas abajo del embalse.
- b. Dimensionar la obra de excedencias
- c. Fijar el Name y las dimensiones de las obras de desvío en caso de encontrarse en construcción la presa
- d. Conocer la evolución de las elevaciones del agua en un tramo de canal y sus gastos para determinar el riesgo que puede correr una población en caso de presentarse una avenida. (Ref 6)

## 2.2. Primer Estudio Hidrológico previo a la ampliación (1978)

Con la finalidad de estudiar las ventajas y beneficios que se obtendrían con la unión de los vasos de las presas Presidente Alemán - Cerro de oro, principalmente en el control de avenidas y en la generación de energía eléctrica, en 1978 se realizó un estudio hidrológico por parte de la Subdirección de Hidrología de la Comisión Nacional del Agua.

En este estudio se consideraron los vasos Presidente Alemán-Cerro de Oro como un solo vaso, lo que se conseguiría en la realidad construyendo un tajo en el dique Pescaditos; al considerar este tajo en el estudio, no se realizó ningún estudio hidráulico del mismo sino que se consideró únicamente que el tajo tuviera una estructura tal que permitiera la comunicación del agua en los embalses, fue hasta 1988 en que se realizó un estudio más minucioso apoyándose en un modelo hidráulico-matemático que simuló el tajo. Adicional a esta suposición de unión de los vasos también se consideró una sobreelevación de la corona de 1.50 m. en la presa Presidente Alemán (lo que también se llevó a cabo posteriormente), así la corona pasaría de 74.80 msnm a 76.30 msnm manteniendo el bordo libre en 3.5 m.

### 2.2.1. Características de la Cuenca del Papaloapan

La cuenca del Papaloapan es afectada eventualmente por ciclones y masas de aire marítimo provenientes del Golfo y Mar Caribe, lo que ocasiona grandes avenidas que generan desbordamientos del Río inundando la planicie y ocasionando grandes daños. De ahí que una prioridad de los vasos conjuntos Presidente Alemán-Cerro de Oro sea el control de avenidas como una forma de proteger la zona de la planicie.

En la cuenca del Papaloapan se instaló la estación Hidrométrica Papaloapan que comenzó a registrar en el año 1947, esta estación mide los escurrimientos de los ríos Tonto, Santo Domingo y Valle Nacional, las principales avenidas registradas se muestran a continuación:

Fecha de registro	Gasto en m <sup>3</sup> /s
Octubre de 1950	6228
Junio de 1952	5358
Julio de 1956	5166
Octubre de 1958	6825
Septiembre de 1969	6840
Septiembre de 1975	4630

De las avenidas registradas destaca la de 1969 por su gasto máximo como por su gran volumen y duración ya que ocurrieron una serie de avenidas consecutivas importantes durante 45 días, por lo anterior esta avenida estableció las condiciones del control de avenidas prevalecientes.

A la altura de la estación Papaloapan la capacidad de conducción del cauce es del orden de 3000 m<sup>3</sup>/s sin desbordar. Es importante considerar que existen una aportación considerable del tramo de escurrimiento libre entre Papaloapan y las presas Presidente Alemán- Cerro de Oro; así que para lograr el control en Papaloapan el gasto que debe descargarse de las presas será el de 3000 m<sup>3</sup>/s menos el gasto aportado por el tramo libre. (Ref 11).

## 2.2.2. Características de los vasos Presidente Alemán y Cerro de Oro

## Obras de control y de excedencias

*Presa Presidente Alemán*

Vertedor controlado por 11 compuertas de 10.00 m de ancho por 4.63 m. de alto. De estas siete tienen su umbral a la elevación 59.30 msnm y 4 (dos de cada lado) a la elevación 62.05 msnm, capacidad de descarga al NAME 5425 m<sup>3</sup>/s.

Vertedor de cresta libre con longitud de 110.00 m a la elevación 69.30 msnm. Capacidad de descarga al NAME 1440 m<sup>3</sup>/s

*Presa cerro de oro*

Vertedor bajo controlado por 3 compuertas de 5.90m de ancho por 14.00 m de alto con umbral a la elevación 50.00 msnm.

Vertedor alto controlado por 6 compuertas de 5.90 m. de ancho por 14.00 m de alto con umbral a la elevación 57.60 msnm

Capacidad de descarga al NAME 6837 m<sup>3</sup>/s

## 2.2.3. Registro de Gastos Máximos

Con base en los registros hidrométricos de los ríos Tonto y Santo Domingo se integró la muestra de los gastos máximos ocurridos en forma simultánea a la altura del vaso Temascal- Cerro de Oro los que se muestran en la Tabla 2.1.

Fecha	Gasto máximo m <sup>3</sup> /s	Volumen escurrido (millones de m <sup>3</sup> )	
		5 días	45 días
12/10/50	4901	1605	4347
13/06/52	4683	1296	7127
06/07/55	4515	1234	5778
15/10/58	7969	1686	7316
01/10/60	5860	1429	6344
27/07/61	5005	1186	5552
11/10/69	8427	2217	13057
22/06/73	6385	1379	5541
21/10/74	6796	1736	5065
11/10/75	6778	2539	7081
08/10/79	5425	1515	5761
26/10/80	5661	1740	5408
27/08/81	7342	1773	6829
24/07/83	5071	1703	5521

Tabla 2.1 Gastos máximos ocurridos en forma simultánea a la altura del vaso conjunto

Se observa que la avenida de 1969 destaca por su gasto y volumen por lo que se consideró base para el estudio de control de avenidas

2.2.4. Avenida máxima probable

En este estudio se estimó la avenida máxima probable por separado para los ríos Tonto y Santo Domingo, integrándolas después teniendo en cuenta los tiempos de concentración para obtener la avenida de diseño del vaso común, esto se realizó con base en los registros del periodo 1948-1975; de este análisis se obtuvo:

Con métodos probabilísticos se obtuvieron los siguientes gastos:

Río Santo Domingo	10,200 m <sup>3</sup> /s	con	Tr de 10,000 años
Río Tonto	13,600 m <sup>3</sup> /s	con	Tr de 10,000 años

Por el método Racional de Gregory - Arnold y con láminas de lluvias máximas en 24 hrs. de 150 y 300 mm.

Río Santo Domingo	14,400 m <sup>3</sup> /s	con	Tr de 10,000 años
Río Tonto	14,300 m <sup>3</sup> /s	con	Tr de 10,000 años

Por las curvas envolventes de gastos máximos y la región hidrológica No. 28.

Río Santo Domingo	13,000 m <sup>3</sup> /s	con	Tr de 10,000 años
Río Tonto	15,000 m <sup>3</sup> /s	con	Tr de 10,000 años

Finalmente se fijaron gastos máximos de 14,000 m<sup>3</sup>/s para cada uno de los ríos y sus hidrogramas se definieron por el método racional prolongando la lluvia por 3 días en vista de sus características hidrométricas que presentan las avenidas típicas, teniendo en cuenta los tiempos de concentración.

La avenida en conjunto tiene un gasto máximo de 25 000 m<sup>3</sup>/s y volumen de 4 800 millones de m<sup>3</sup>. La avenida total de diseño consta de la máxima probable de 25 000 m<sup>3</sup>/s y duración de 5 días, precedida por el tren de avenidas de agosto y septiembre de 1969 con duración de 40 días y gasto máximo de 8427 m<sup>3</sup>/s. El volumen total es:

Avenida 1969 (40 días)	12 980 000 000 m <sup>3</sup>
Avenida máxima probable (5 días)	4 800 000 000 m <sup>3</sup>
Volumen total	17 780 000 000 m <sup>3</sup>

2.2.5. Tránsito de la avenida máxima probable

Para realizar el tránsito de avenida en el vaso conjunto se utilizaron dos avenidas auxiliares, una de 12000 m<sup>3</sup>/s que corresponde a la máxima extraordinaria y la otra de 18000 m<sup>3</sup>/s que es intermedia entre la máxima extraordinaria y la máxima probable, a las que corresponden periodos de retorno de 100 y 1000 años respectivamente.

2.2.6. Política de operación

Para definir la Política de operación se consideró el superalmacenamiento disponible como la diferencia de las capacidades al NAME y al NAMACO; para usar este superalmacenamiento en forma paulatina se distribuyó aproximadamente en tres partes semejantes para ser ocupadas escalonadamente por las avenidas de 12000, 18000 y 25000 m<sup>3</sup>/s al transitarse cada una de ellas con gastos de control con magnitud tal que se logren ocupar dichas capacidades entre cada etapa el gasto de salida se va graduando de manera que sea aproximadamente igual al de entrada, conservando el nivel hasta llegar al siguiente gasto de control y así sucesivamente hasta llegar al NAME.

La política de operación incluye descargas adicionales en la presa de 6000, 8000 y 10000 m<sup>3</sup>/s ocupando el superalmacenamiento de 1465 millones de m<sup>3</sup>, la distribución de capacidad de la presa quedo como sigue:

	Capacidad parcial	Millones de m <sup>3</sup> acumulada	Elevación msnm
Capacidad de azolves	564	564	40.00
Capacidad mínima de operación de la planta hidroeléctrica	3283	3847	50.00
Capacidad de conservación para generación	3308	7155	62.40
Cap. Para control de avenidas (Tren de 1969) a gasto de 3000 m <sup>3</sup> /s en Papaloapan	5180	12355	70.80
Superalmacenamiento para manejo de la avenida máxima probable a gasto escalonado De 6000, 8000 y 1000 m <sup>3</sup> /s	1445	13800	72.80

Se observa que la capacidad de la presa quedo establecida con un NAME de 72.80 msnm.

2.3. Actualización al Estudio Hidrológico (1988)

Derivado de la reunión de enero de 1985 en la que participaron el Consejo Consultivo Técnico y las Direcciones Generales de Irrigación y Drenaje, Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica se acordó realizar adecuaciones y estudiar nuevas alternativas al estudio hidrológico del proyecto de la presa común. Primeramente actualizar la información hidrológica y en segundo ampliar el estudio probabilístico no solo de gastos máximos sino también de volúmenes de avenidas que en este caso, es el que rige el control de avenidas, para esta revisión se obtuvieron los siguientes cambios.

- a. Gastos máximos anuales y probables: Con los datos registrados en la tabla 2.2, donde se muestran los gastos máximos anuales simultáneos en el vaso común Presidente Alemán - Cerro de Oro para el período de 1948 a 1983 se realizó un análisis probabilístico del que se obtuvieron los siguientes gastos:

Tr (años)	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)
50	11500
100	13000
1000	18000
10000	23000

- b. Volúmenes máximos anuales y probables: Con los datos registrados en la tabla 2.3, y en forma semejante que para los gastos máximos anuales, el análisis probabilístico arrojó como resultados:

Tr (años)	Volúmenes (Mm <sup>3</sup> ) para duración (días) de				
	5	10	20	40	45
50	2700	4250	6550	8100	10800
100	3000	4800	7300	9000	12000
1000	4100	6500	9900	11900	16000
10000	5150	8200	12500	14850	20000

Como se observa el gasto obtenido varía ligeramente de 25 000 m<sup>3</sup>/s obtenido anteriormente a 23 000 m<sup>3</sup>/s, y el volumen de 4 800 millones de m<sup>3</sup> a 5150 millones de m<sup>3</sup>.

Por lo tanto la avenida máxima probable de la presa queda definida para un período de retorno Tr de 10 000 años con un gasto máximo de 23 000 m<sup>3</sup>/s y volumen de 5150 millones de m<sup>3</sup> en 5 días de duración, su hidrograma se determinó ajustando el pico del hidrograma obtenido en el estudio de 1978.

La avenida total para el diseño de la presa conjunta está constituida por la antecedente de 1969 con duración de 40 días y la máxima probable de 23 000 m<sup>3</sup>/s con duración de 5 días. El volumen total queda entonces 12 980 + 5150 = 18 130 millones de m<sup>3</sup>. (Ref 11).

Año	Mes	Día	Q (m <sup>3</sup> /s)
1948	julio	20	2260
1949	septiembre	29	1537
1950	octubre	12	4901
1951	octubre	7	3178
1952	junio	13	4683
1953	octubre	5	2355
1954	julio	3	4346
1955	julio	6	4515
1956	julio	10	3555
1957	agosto	30	2183
1958	octubre	15	7969
1959	noviembre	1	3158
1960	agosto	31	5860
1961	julio	27	5005
1962	septiembre	3	3073
1963	julio	25	3475
1964	julio	1	3295
1965	octubre	2	2885
1966	julio	13	4460
1967	julio	24	2540
1968	julio	28	3625
1969	septiembre	11	8427
1970	agosto	31	3482
1971	julio	19	3230
1972	julio	29	4748
1973	junio	22	6385
1974	septiembre	21	6796
1975	septiembre	11	6778
1976	junio	28	4265
1977	agosto	13	1790
1978	junio	24	2925
1979	septiembre	8	5425
1980	septiembre	26	5661
1981	agosto	27	7342
1982	octubre	17	2430
1983	julio	24	5071
promedio			4267
Qmáx.	1969		8427

Tabla 2.2. Gastos máximos instantáneos anuales hasta el vaso común Temascal- Cerro de Oro.

Año	Volumen en Mm <sup>3</sup> para duración (días) de:			
	5	10	20	45
1948	622.5	1001.4	1974.8	3354
1949	455.3	746.8	1303.2	2440.1
1950	1604.7	2184.8	2917	4347.2
1951	1028	1539.2	2534.9	4508.8
1952	1296.2	2675.3	4176.6	7127
1953	650.8	923.1	1282.5	2546.6
1954	1255.5	2091.4	3432.8	5603.9
1955	1234	2298.5	3904.4	5778.3
1956	897.6	1645.1	2634.2	4608.8
1957	572.8	943.6	1616.4	3196.9
1958	1686.3	2346.7	4037.3	7316.2
1959	754.7	1150.9	1794.7	3620.3
1960	1429.4	2496.2	3921.8	6344.4
1961	1186	2309.3	3215	5552.3
1962	835.9	1225.9	2032.8	3761.9
1963	1098.3	1696.6	2640.9	4953.1
1964	881.7	1215.6	2176.9	4254.2
1965	896.1	1558.1	2424.9	4303.2
1966	999.1	1325.6	2325.2	4278.7
1967	669	1073.4	1860.7	3168.9
1968	1029.9	1541.4	2139.2	4167.6
1969	2216.8	3852.6	7235.2	13057.4
1970	1015	1702.6	2645.8	4961.2
1971	730	1161.6	1978.9	3463.3
1972	1400	2214.6	3200	5768.8
1973	1379.2	1870.7	2698.9	5541.4
1974	1735.6	2456.7	3538.6	5065.2
1975	2538.5	3995	5000.9	7080.3
1976	1218.1	1814.2	3109.5	5003
1977	583.1	1003.5	1412.5	3011.6
1978	806	1263.2	2370.1	4460
1979	1515	2141.2	2985.1	5761.4
1980	1740.4	2433.7	3252.7	5408.3
1981	1773.3	2620.6	3878.3	6828.7
1982	553.8	807.3	1385.7	2919.7
1983	1702.5	2527.4	3643.5	5520.6

Tabla 2.3. Volúmenes máximos anuales escurridos para diferentes duraciones hasta el vaso común Temascal-Cerro de Oro

### 2.3.1. Resultados de los Estudios de Control de Avenidas (1988)

Una innovación importante en la actualización del estudio fue la de aplicar un modelo matemático en el análisis de tránsito de avenidas por el vaso común, para el tránsito de dos avenidas simultáneas por vasos comunicados por medio de un tajo que trabaja como un vertedor trapecial de cresta ancha y ahogado. Este modelo fue desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Para la actualización del estudio en este aspecto se consideró la avenida de 1969 como base para el análisis de control a un gasto de  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  a la altura de Papaloapan para:

- a. Determinar la elevación y geometría de la sección del tajo y
- b. Determinar el NAMACO de la capacidad de control

Quedando por definir el manejo de la máxima probable para no exceder el nivel del NAME de 72.8 msnm.

#### Primer simulación

En un inicio se supuso que la plantilla del tajo debía localizarse entre las elevaciones 50 msnm (correspondiente a las compuertas bajas en Cerro de Oro) y la 62 msnm (correspondiente al desplante del dique pescaditos), considerando diversos anchos de plantilla en el tajo de 15, 50, 100, 150, 200 y 300 m. y con elevaciones de la misma a 62, 61, 60, 59, 58, 55 y 50msnm; asimismo se supuso que el NAMACO no excediera la elevación 69.30 msnm de la cresta del vertedor libre de Presidente Alemán, cuidando además que el gasto de la descarga de ambas presas en conjunto con el aportado por el tramo libre no excediera el gasto de control ( $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ ), esta primer simulación se hizo con política de extracción solo por la presa Cerro de Oro y con las compuertas de la Presa Presidente Alemán cerradas durante toda la avenida. Los resultados de esta simulación se muestran en la tabla 2.4.

#### Segunda simulación

Una vez establecido el NAMACO para cada alternativa se analizó el manejo de la avenida máxima probable de  $23\,000 \text{ m}^3/\text{s}$  para que no exceda el nivel del NAME, se consideró la avenida auxiliar de  $18\,000 \text{ m}^3/\text{s}$  con un Tr de 1 000 años, para un manejo paulatino, los resultados se muestran en la tabla 2.5. (Ref. 11).

Características del corte		Niveles mínimos de operación (msnm)		Nivel máximo de control (NAMACO) (msnm)		Desnivel máximo alcanzado entre vasos (msnm)	Velocidad máxima en corte (m/s)
Elevación (msnm)	ancho plant.(m)	P. Alemán	C. De Oro	P. Alemán	C. De Oro		
62	15	62	50	72.40	71.85	6.67	3.97
	50			71.82	71.79	4.19	3.29
	100			71.59	71.53	3.40	2.70
	150			71.46	71.41	2.78	2.48
	200			71.36	71.32	2.37	2.30
	300			71.22	71.20	1.85	2.02
61	15	61	50	71.92	71.56	5.88	3.94
	50			71.37	71.24	3.84	3.16
	100			71.14	71.08	3.01	2.61
	150			71.01	70.96	2.50	2.35
	200			70.90	70.88	2.00	2.13
	300			70.76	70.76	1.31	1.87
60	15	60	50	71.47	71.06	5.10	3.89
	50			70.83	70.82	3.52	3.16
	100			70.71	70.65	2.48	2.47
	150			70.56	70.53	1.75	2.20
	200			70.45	70.43	1.23	2.00
	300			70.32	70.30	0.91	1.69
59	15	59	50	71.07	70.71	4.68	3.84
	50			70.53	70.38	3.64	2.92
	100			70.29	70.20	2.91	2.47
	150			70.15	70.08	2.53	2.33
	200			70.04	69.99	2.21	2.18
	300			69.92	69.88	1.83	2.00
58	15	58	50	70.70	70.36	4.54	3.77
	50			70.18	70.04	3.45	2.74
	100			69.94	69.85	2.77	2.45
	150			69.80	69.74	2.48	2.30
	200			69.73	69.68	2.24	2.19
	300			69.65	69.62	1.96	2.05
57	15	57	50	70.35	70.02	4.45	3.65
	50			69.85	69.78	3.19	2.69
	100			69.63	69.58	2.40	2.30
	150			69.53	69.49	1.78	2.18
	200			69.49	69.45	1.37	2.10
	300			69.48	69.45	0.85	2.01
56	15	56	50	70.01	69.78	4.27	3.56
	50			69.56	69.40	3.09	2.45
	100			69.39	69.34	2.26	2.24
	150			69.38	69.30	1.56	2.12
	200			69.36	69.29	1.17	2.07
	300			69.35	69.29	0.80	1.97
55	15	55	50	69.72	69.39	4.12	3.47
	50			69.35	69.27	2.96	2.29
	100			69.25	69.23	2.15	2.17
	150			69.23	69.21	1.48	2.08
	200			69.22	69.21	0.97	2.03
	300			69.22	69.20	0.58	1.92
50	15	50	50	68.80	68.65	1.13	2.50
	50			68.71	69.62	0.78	2.23
	100			68.70	69.63	0.44	1.91
	150			68.69	69.62	0.33	1.58
	200			68.69	69.61	0.32	1.42
	300			68.69	69.60	0.30	1.37

Tabla 2.4. Resultados del tránsito de la avenida registrada en 1969 en los vasos presidente Alemán y Cerro de Oro, para definir el NAMACO, considerando varias condiciones del corte en el tajo. Considerando no exceder el gasto de control de 3 000 m<sup>3</sup>/s en Papaloapan.

Características del corte		Gasto máximo de operación		Elevaciones máximas alcanzadas (msnm)	
Elevación (msnm)	ancho plant.(m)	Tr de Avenida		Tr de Avenida	
		1 000	10 000	1 000	10 000
62	15	se rebaso el NAME	se rebaso el NAME	se rebaso el NAME	se rebaso el NAME
	50	11000	13500	72.74	72.80
	100	10000	13000	72.27	72.79
	150	9500	13000	72.30	72.75
	200	9500	12500	72.35	72.80
	300	8500	12500	72.41	72.79
61	15	11000	13500	71.95	72.54
	50	9000	12500	72.31	72.77
	100	8500	12500	72.34	72.80
	150	8000	12000	72.42	72.80
	200	8000	11500	72.29	72.77
	300	7500	11500	72.34	72.76
60	15	9000	12500	71.97	72.39
	50	8000	11500	72.17	72.63
	100	7500	11000	72.27	72.78
	150	6000	10000	72.34	72.79
	200	5500	10000	72.57	72.75
	300	5500	9500	72.30	72.79
59	15	8000	12000	71.89	72.25
	50	6000	10000	72.18	72.65
	100	5500	9500	72.54	72.68
	150	5500	9000	72.34	72.79
	200	4500	9000	72.44	72.77
	300	4500	8500	72.34	72.66
58	15	7500	11000	72.36	72.80
	50	5500	9000	72.17	72.80
	100	4500	8500	72.29	72.63
	150	4500	8500	72.21	72.70
	200	4000	8500	72.18	72.70
	300	4000	8000	72.13	72.80
57	15	5500	9500	72.35	72.75
	50	4500	8500	72.19	72.79
	100	4000	8000	72.20	72.80
	150	4000	8000	72.18	72.78
	200	4000	8000	72.17	72.80
	300	4000	8000	72.15	72.80
56	15	4500	9000	72.27	72.76
	50	4000	8000	72.19	72.75
	100	4000	7500	72.16	72.74
	150	4000	7500	72.16	72.80
	200	4000	7500	72.17	72.79
	300	4000	7500	72.18	72.77
55	15	4000	8000	72.25	72.78
	50	4000	7500	72.16	72.79
	100	4000	7000	72.15	72.76
	150	4000	7000	72.15	72.80
	200	4000	7000	72.17	72.78
	300	4000	7000	72.18	72.79
50	15	4000	7000	72.39	72.80
	50	4000	6500	72.34	72.79
	100	4000	6500	72.30	72.80
	150	4000	6500	72.28	72.78
	200	4000	6500	72.28	72.78
	300	4000	6500	72.27	72.79

Tabla 2.5. Resultados del tránsito de las avenidas probables de Tr de 1 000 y 10 000 años, con gastos de 18 000 y 23 000 m<sup>3</sup>/s por los vasos presidente Alemán y Cerro de Oro como un vaso conjunto.

2.3.2. Otras alternativas analizadas

Tercera simulación

En noviembre de 1988 la Dirección General de Irrigación propuso la geometría del tajo en el dique pescaditos, con un ancho de plantilla de 38.8 m, elevación 55 msnm, con estas dimensiones se simuló el tránsito de avenida de 1969 seguida por la avenida máxima probable con dos condiciones iniciales:

- a. Caso uno  
 Nivel inicial de operación presa Presidente Alemán 55.00 msnm  
 Nivel inicial de operación presa Cerro de Oro 50.00 msnm
- b. Caso dos  
 Nivel inicial de operación presa Presidente Alemán 50.00 msnm  
 Nivel inicial de operación presa Cerro de Oro 50.00 msnm

Obteniendo los siguientes resultados para el tránsito de las avenidas de control y diseño:

Casos	NAMACO (msnm)		Desnivel máximo (m)	Gastos máximos de operación (m <sup>3</sup> /s)		Elevaciones máximas alcanzadas (msnm)	
	Pte. Aleman	Cerro de Oro		Tr 1000	Tr 10 000	Tr 1000	Tr 10 000
1	69.33	69.23	2.40	4 000	8 500	72.10	72.76
2	68.49	68.37	0.95	4 000	6 000	72.05	72.78

Cuarta simulación

En febrero de 1989 la Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola proporcionó a la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos un diseño del tajo en el dique pescaditos. Cuya elevación de plantilla quedaba localizada a la elevación 50 msnm, y el ancho de la misma era de 15.00 m, transitando la avenida de 1969 y considerando el gasto de control de 3 000 m<sup>3</sup>/s, a partir del nivel obtenido se transitó la avenida de diseño de la presa con Tr de 10 000 años para modelar el control de esta avenida se consideró un escalón dado por el control de la avenida de 1000 años tomando como nivel inicial de ambas presas la elevación 50 msnm. Los resultados obtenidos

Namaco (msnm)		Desnivel máximo (m)	Gastos máximos de operación (m <sup>3</sup> /s)		Elevaciones máximas alcanzadas (msnm)	
Pte. Aleman	Cerro de Oro		Tr 1000	Tr 10 000	Tr 1000	Tr 10 000
68.51	68.37	0.60	4 000	6 000	72.07	72.80

Se observa que la modificación a la sección y a la elevación de la plantilla del tajo no logra mayor control de las avenidas en el sistema respecto a la alternativa del caso 2 de la tercera simulación, por lo que se sugirió conservar la plantilla del tajo a la elevación 55 msnm.

Quinta simulación

En marzo de 1989 la Comisión Federal de Electricidad manifestó el interés por incrementar la producción de energía eléctrica en la planta Temascal ampliando su capacidad y renovando el equipo hidroeléctrico para lo cual solicitaron se estudiara la posibilidad y conveniencia de controlar las avenidas estableciendo niveles iniciales operativos más altos que la elevación 50 msnm, el análisis se realizó para el rango de elevaciones 55.00 - 62.00 msnm con las condiciones anteriores, es decir, el mismo nivel de control y estableciendo la avenida de 1969 como base. Los resultados se muestran en las tablas 2.6 y 2.7. (Ref. 11)

Características del corte		Niveles mínimos de operación (msnm)		Nivel máximo de control (NAMACO) (msnm)		Desnivel máximo alcanzado entre vasos
Elevación (msnm)	ancho plant.(m)	P. Alemán	C. De Oro	P. Alemán	C. De Oro	
55.00	38.80	62.00	62.00	71.06	70.99	0.60
55.00	38.80	61.00	61.00	70.74	70.66	0.61
55.00	38.80	60.00	60.00	70.47	70.39	0.60
55.00	38.80	59.00	59.00	70.23	70.14	0.60
55.00	38.80	58.00	58.00	70.06	69.97	0.58
55.00	38.80	57.00	57.00	69.84	69.74	0.63
55.00	38.80	56.00	56.00	69.63	69.53	0.68
55.00	38.80	55.00	55.00	69.46	69.36	0.69

Tabla 2.6. Resultado del tránsito de la avenida registrada en 1969 en los vasos presidente Alemán y Cerro de Oro para definir el NAMACO, considerando varias condiciones del corte en el tajo. Considerando no exceder el gasto de control de 3 000 m<sup>3</sup>/s en Papaloapan y considerando el vertedor libre de la presa Presidente Alemán.

Caso Elevación inicial	Características del corte		Gasto máximo de operación		Elevaciones máximas alcanzadas (msnm)	
	Elevación (msnm)	ancho plant.(m)	Tr de Avenida		Tr de Avenida	
			1 000	10 000	1 000	10 000
62	55	38.80	8000	12000	72.00	72.79
61	55	38.80	7500	11000	72.00	72.80
60	55	38.80	6000	10000	71.80	72.78
59	55	38.80	5500	9000	71.85	72.78
58	55	38.80	5500	9000	71.80	72.80
57	55	38.80	4500	8500	71.60	72.80
56	55	38.80	4000	8000	71.70	72.80
55	55	38.80	4000	7500	71.60	72.80

Tabla 2.7. Resultado del tránsito de las avenidas probables de Tr de 1 000 y 10 000 años con gastos de 18 000 y 23 000 m<sup>3</sup>/s por los vasos presidente Alemán y Cerro de Oro como vaso conjunto.

#### 2.4. Conclusiones del Estudio Hidrológico

De los análisis realizados se puede concluir que:

La apertura del tajo de intercomunicación entre los embalses de las presas Presidente Alemán y Cerro de Oro indiscutiblemente ofrece grandes ventajas en la función de control de avenidas y generación de energía eléctrica.

Con la finalidad de brindar mayor seguridad en el control de avenidas es conveniente realizar descargas por la presa Cerro de Oro y para la generación de energía eléctrica descargar por la presa Presidente Alemán, sin embargo en caso de las avenidas de 1 000 y 10000 años se puede descargar por ambas obras de excedencia.

Es posible controlar la avenida presentada en 1969 a un gasto de control de 3000 m<sup>3</sup>/s en la estación Papaloapan y manejar las avenidas de 1000 y 10000 años de período de retorno con gastos pico de 18 000 y 23 000 m<sup>3</sup>/s a gastos de regularización menores sin rebasar el nivel del NAME establecido de 72.80 m.s.n.m.

Considerando la ampliación en el embalse y teniendo en cuenta que las condiciones atmosféricas sean propicias sin implicar riesgo, es recomendable que en época de estiaje se almacenen las últimas avenidas a partir del mes de octubre para favorecer el aprovechamiento y generación de la planta. (Ref. 11).

---

CAPÍTULO 3  
CONCEPTOS BÁSICOS  
PARA LA AMPLIACIÓN  
DE LA PLANTA

---

### 3.1. Obras de Toma para plantas Hidroeléctricas

La finalidad principal de una obra de toma es la de sustraer de una presa el agua de forma controlada, en cantidad suficiente y en el momento requerido para el fin del aprovechamiento, en este caso conducirla a la planta hidroeléctrica. Por la función tan importante de una obra de toma el diseño de esta debe realizarse con sumo cuidado de manera que logre cumplir con sus propósitos.

Se pueden hacer dos grandes clasificaciones de obras de toma para plantas hidroeléctricas:

a) Clasificación por carga

	$H < 15 \text{ m}$	Obra de toma para plantas de carga baja
15 m	$< H < 50 \text{ m}$	Obra de toma para plantas de carga media
50 m	$< H$	Obra de toma para plantas de carga alta

b) Clasificación por su función

De conducción a superficie libre  
 Con galería a presión  
 A pie de presa

Principales diferencias de las tomas que consideran la disposición general :

Por lo que respecta a esta clasificación, los tres tipos de obras se diferencian considerablemente. La producción de energía de una obra de conducción a superficie libre, por ejemplo, se rige por las aportaciones del río y por el empleo de embalses generalmente pequeños por encima de vertedores de poca altura, y permite cuando más el abastecimiento de las variaciones diarias en las demandas de energía hasta cierto límite.

Por el contrario, las obras de toma con galería a presión y a pie de presa se emplean generalmente para presas de almacenamiento y por lo que respecta a variaciones en las demandas de energía por un tiempo más o menos largo son independientes de las entradas al vaso de la presa.

Así la obra de toma con galería a presión es empleada especialmente cuando se utilizan grandes caídas relacionadas con vasos de almacenamiento también grandes. En estos casos, las variaciones de nivel en el embalse son insignificantes en comparación con la carga útil, de modo que se puede asegurar el aprovisionamiento necesario a través de la regulación del gasto. (Ref. 7).

A continuación se describen las características de cada tipo.

### 3.1. 1. Obras de Toma de Conducción a Superficie Libre

Esta planta consta principalmente de:

- i. **Presa derivadora y elementos secundarios.** La derivación se hace desde una presa generalmente baja. La carga utilizable en el aprovechamiento se obtiene generalmente acortando el camino mediante un canal de poca pendiente y sobre la ladera de la montaña, desde el punto de captación hasta un punto más bajo en el río. El canal termina en una estructura de puesta a presión, a partir de la cual se inicia una tubería forzada hasta la casa de máquinas para después descargar el agua en un desfogue o directamente al río. Ver fig. 3.1
- ii. **Estructura colectora con sus mecanismos de control y rejillas:** Su finalidad es captar el material de arrastre de fondo y sedimento que entra a la toma, además atrapa gran parte del material en suspensión. Antes del umbral de entrada de la toma se coloca un delantal deflector de sedimentos que permita el lavado periódico de azolves retenidos en el umbral. La estructura colectora se compone de:
  - a) **Umbral de entrada y canal de acceso:**  
Su finalidad es detener el material más grueso que transporta la corriente de fondo. El ángulo de derivación varía de acuerdo al gasto derivado y se determina con el gasto mínimo necesario para satisfacer las condiciones de operación de la planta. Es recomendable que este ángulo sea del orden de 30°. Las pérdidas por entrada al canal se dan principalmente por el cambio de dirección y magnitud de la velocidad en el río y en el canal de entrada además de las contracciones o ampliaciones bruscas en la sección transversal de entrada alcanzando valores entre 2 y 6.5 cm. Para velocidades entre 1.0 y 0.5 m/s
  - b) **Rejillas gruesas:**  
Su función primordial es detener material sólido. La separación entre rejillas varía entre 10 y 50 cm. El material con que se construyen es principalmente de elementos metálicos y es recomendable que estas tengan una inclinación respecto a la horizontal de entre 70° y 80°, es importante también prever su mantenimiento, en el caso de dificultarse este, se pueden considerar pantallas sumergidas.
  - c) **Compuerta:**  
Se utiliza una compuerta inicial de entrada antes del tanque desarenador que permita dejar en seco al tanque en caso de una posible reparación
  - d) **Tanque desarenador:**  
Sirve para decantar el alto porcentaje de material pequeño que el agua arrastra. La cantidad de sedimento en suspensión a eliminar dependerá de las condiciones de operación, por ejemplo, en plantas de carga media se busca eliminar partículas mayores de 0.2 a 0.5 mm, mientras que en plantas de carga alta estas oscilan entre 0.1 a 0.2 mm. La eliminación del material que se elimina en este tipo de tanques es muy importante ya que evita el desgaste excesivo del equipo mecánico. El diseño de este tanque se puede hacer mediante varios métodos, para su diseño se requiere conocer el gasto que va hacia la planta, seleccionar el tamaño mínimo de partículas que deban asentarse y suponer un grado de desarenamiento y un tirante en el tanque.  
  
Es recomendable a fin de evitar la interrupción en la planta emplear un sistema de tanques en paralelo para que al efectuar el mantenimiento no se pare por completo la operación de la planta.
- iii. **Canal de conducción y estructuras secundarias como puentes, sifones, túneles:** Es el canal de conducción el que conduce el agua hasta el punto donde se inicia la calda a través de un conducto a presión. Un estudio cuidadoso de esta estructura permite abatir costos. En el caso de canales muy largos o sobre terrenos muy accidentados, en terrenos con pendiente suave, el trazo del canal debe seguir en lo posible la topografía del terreno, procurando equilibrar los cortes y relleno con secciones transversales abiertas, en el caso de topografía muy accidentada esto no es posible, por lo que se deben salvar barrancas con puente-canal o acueductos y los riscos de gran altura mediante túneles. Un factor muy importante que influye en la localización definitiva del canal es la condición geológica

del terreno por ello es indispensable realizar estudios que indiquen: estratigrafía, calidad de la roca como grado de fisuramiento, permeabilidad, resistencia, tendencia al intemperismo, etc.

El espesor y calidad del revestimiento en el canal de conducción dependerá de la presión de la roca, la permeabilidad de la misma y de la calidad del agua transportada. En algunas secciones del canal, sobre todo con la idea de salvar algunos riscos se deben construir túneles con funcionamiento a superficie libre.

La geometría del canal es resultado del diseño hidráulico, la sección de herradura es hidráulicamente más eficiente para flujo a superficie libre que cualquier otra sección. Estructuralmente la sección circular es más eficiente.

La pendiente en canales dependerá de la topografía del terreno, así mientras para canales desarrollados en zonas planas las pendientes van de 0.00005 a 0.00002, en el caso de canales en zonas montañosas la pendiente oscila entre 0.001 y 0.002.

La velocidad máxima permisible en un canal de conducción está limitada por la resistencia a la erosión del material de la plantilla o por la resistencia al desgaste en canales revestidos, sobre todo si el agua arrastra materiales abrasivos, en el caso contrario las velocidades mínimas permisibles deben ser tales que impidan el crecimiento de plantas acuáticas así como evitar la sedimentación de materia flotante.

El bordo libre se calcula considerando las ondas de translación generadas por maniobras bruscas de rechazo o demanda de las máquinas o por el cierre o apertura de las compuertas intermedias.

Un aspecto que debe considerarse en el diseño de canales es la infiltración a lo largo de este, que en ocasiones puede tener influencia considerable en la producción de energía en la planta.

- iv. Estructura de puesta a presión con sus aliviaderos y cámara de compuertas. Su propósito es distribuir uniformemente de acuerdo con una transición adecuada, el agua transportada por el canal de conducción hasta la tubería a presión, regular el gasto a esta última y eliminar el excedente de agua. Sus componentes son:
- a) Tanque de regulación,
  - b) Vertedor de excedencias
  - c) Tanque amortiguador
  - d) Desfogue de fondo
  - e) Umbral equipado con rejilla
  - f) Cámara de compuertas o válvulas
  - g) Entrada a la tubería

El canal de conducción se une al tanque de regulación mediante una transición gradual y el fondo del tanque conduce su pendiente hacia el umbral de entrada a la tubería.

v. Tubería a presión

Es la parte de la obra que, en este caso recibe el agua del canal de conducción para la alimentación a la casa de máquinas, la disposición de las tuberías varía, ya que puede ser una o varias tuberías, las que alimenten a la planta.

vi. Casa de máquinas

Es el edificio donde se alojan los generadores, turbinas y equipo auxiliar necesario para garantizar el funcionamiento, control, servicio y mantenimiento de forma segura. Generalmente el edificio de la casa de máquinas esta constituido en dos niveles.

En el primer nivel (generalmente sumergido) se alojan: la tubería a presión (conexión), la cámara de la turbina y el tubo de aspiración. Además de las turbinas y sus dispositivos auxiliares.

En el nivel superior (superficial), se ubican los generadores con sus reguladores. En este nivel se instala la grúa viajera que se utiliza durante el montaje y reparaciones de generadores y rodetes,

por esto la techumbre de la casa de máquinas debe ser lo suficientemente alta para poder operar sin complicaciones.

vii. Canal de desfogue

Es la última estructura de la central hidroeléctrica, por esta se realiza la descarga del agua turbinada hacia el río. Además tiene la función de limitar la velocidad del agua descargada, antes de reintegrarla nuevamente al cauce natural.

La principal desventaja de este tipo de obra es que debido a la poca capacidad del embalse en presas derivadoras a las cuales se conecta este tipo de toma la gran cantidad de sedimento arrastrado por los ríos que generalmente está formado por arena fina con cantos afilados, en ocasiones llena rápidamente la zona próxima a la cortina con tendencia a entrar a la toma y cuando logra introducirse ataca las paredes de la tubería a presión y las partes de la turbina en contacto con el agua produciendo un desgaste acelerado del equipamiento de la central.

Debido al desgaste que causa la materia en suspensión en los rodetes es indispensable desarenar el agua, sobre todo si la carga llega a ser grande. (Ref 7).

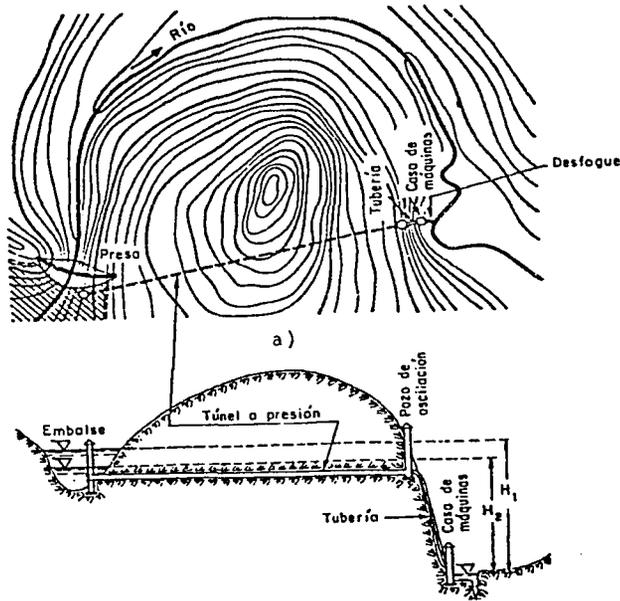


Fig. 3.1. Disposición de una obra de toma de conducción a superficie libre.

### 3.1. 2. Obras de Toma a Pie de Presa

Se denominan tomas a pie de presa aquellas en que la casa de máquinas está conectada directamente al embalse mediante un tubo a presión corto y la planta se encuentra al pie de la cortina

Se emplea este tipo de toma cuando por las características del sitio, geológica y topográficamente no es posible aprovechar más que la carga de agua que se crea en el embalse, es decir, cuando el propio río no tiene después de la cortina fuertes desniveles ni se tiene cerca del sitio algún otro cauce o zona de descarga más bajo.

La principal diferencia con la obra de toma con galería a presión radica en que la estructura colectora está generalmente adosada al paramento aguas arriba de la cortina y que la tubería a presión se encuentra generalmente contenida en el cuerpo de la cortina. Ver Figura 3.2.

Tanto las tomas con galería a presión vistas en 3.1.3. como las tomas a pie de presa descritas en este apartado, están constituidas por elementos comunes los cuales se describen a continuación:

- i. Presa almacenadora
- ii. Estructura colectora, con sus mecanismos de control y rejillas  
En este tipo de obra se pueden diferenciar dos formas básicas de estructura colectora:
  1. Aquella donde el flujo hacia la galería se controla mediante una lumbrera o torre que la interseca y desde un nivel superior al máximo del embalse. También es posible utilizar compuertas manejadas a través de la lumbrera. Se puede omitir la lumbrera si el intervalo de fluctuaciones del nivel del agua y la válvula son pequeñas, pudiendo tener acceso directo desde la superficie hasta la válvula.
  2. Con torre de toma, aunque este tipo es menos frecuente, se usa en el caso de grandes gastos debido a las condiciones hidráulicas favorables obtenidas por una cubierta adecuadamente diseñada.
    - a) Estructura de rejillas  
Su finalidad principal es el impedir el paso de basuras al interior de la toma. Los cuerpos de rejillas más comúnmente usadas son placas de acero verticales o inclinadas que se acomodan en forma de panel lo más iguales y deben estar en posibilidad de ser removidas y sacadas del agua para permitir su mantenimiento. El espaciamiento entre rejillas depende principalmente del tipo de turbina que se desee proteger. Para turbinas de impulso, el claro libre entre rejillas no debe ser mayor a 1/5 del diámetro del chorro descargando para la máxima apertura de la válvula de aguja.  
  
Es muy importante un buen diseño de esta estructura de manera que se tenga el mínimo de pérdidas cumpliendo además con un buen diseño estructural que resista empujes y vibraciones.  
  
La velocidad máxima del agua a través de las rejillas varía, en plantas de carga baja la velocidad calculada con el área bruta oscila entre 1.0 y 1.3 m/s pero si las barras no están lo suficientemente rigidizadas no deberán exceder 1.0 m/s. Para plantas de carga alta la velocidad para el área bruta de rejillas puede ir desde 3.3 hasta 4.0 m/s solo si las rejillas están lo suficientemente rigidizadas si no es recomendable usar las velocidades para plantas de carga baja. El efecto de corrosión debe ser considerado.
    - b) Transición de entrada:  
Es el cambio gradual en el área de la sección en las rejas para proporcionar la forma de la sección en la zona de compuertas; la transición gradual reduce las pérdidas de carga y evita zonas donde se puede desarrollar cavitación. La forma más conveniente es la de un arco de elipse simple o combinado.

iii. Estructura de control.

Consiste en el conjunto de compuertas y válvulas con sus mecanismos de operación localizados a la entrada de la toma y que tienen como función regular el flujo de agua que se va a conducir hacia la casa de máquinas. Para tomas con galería a presión y a pie de presa se coloca una compuerta de entrada que sirve como compuerta de emergencia. Para tomas con galería a presión, delante de la compuerta de entrada se coloca casi en todos los casos una compuerta o válvula de servicio, colocada a una distancia que dependerá del acomodo de la toma y a la disposición de los accesos, de ello depende elegir entre válvula o compuerta.

Para tomas a pie de presa y sobre todo en aquellas que no se emplean válvulas, las compuertas en general son planas y de izaje vertical, en otros casos se emplean compuertas radiales y en algunos del tipo aguja.

a) Compuertas

Pueden utilizarse dos tipos principalmente:

1. Compuertas planas deslizantes  
Estas son operadas manual o mecánicamente cuyo diseño, construcción y operación es más simple y económico que las compuertas de emergencia.
2. Compuertas de emergencia y cerrado rápido  
Estas son operadas automáticamente y se utilizan para evitar que una máquina alcance velocidades de desbocamiento.

En algunos casos se omiten las compuertas de emergencia, sobre todo en plantas equipadas con turbinas que tienen anillos de regulación o con álabes móviles en el rodete. En el caso de que se empleen turbinas Francis o Kaplan con álabes cortos que no propicien un cerrado seguro es necesario instalar compuertas de servicio.

iv. Galería a presión.

Esta tiene dos clasificaciones principales:

1. Según la carga hidrostática interior se clasifican en:  
De baja presión con  $H < 5$  m  
De presión media con  $5 < H < 100$  m  
De alta presión con  $H > 100$  m

2. Revestidos y no revestidos

El revestimiento en un túnel se puede hacer por razones estructurales, por la necesidad de impedir la infiltración o por ambas. El revestimiento tiene la función de resistir las cargas exteriores, evitar que las presiones hidrostáticas interiores, provoquen las pérdidas de agua por filtración, proteger la roca contra la acción del agua y reducir la rugosidad de la superficie.

Si el túnel es de baja presión puede eliminarse el revestimiento; si se requiere eliminar rugosidades de la roca se hace necesario este.

Comúnmente se busca encontrar un revestimiento impermeable de concreto en túneles de carga media y alta, donde la filtración sea considerable, la repartición de la carga de roca sobre el revestimiento debe lograrse de preferencia mediante inyecciones. Debe considerarse la condición del túnel vacío en el diseño.

El túnel debe estar previsto de un sistema eficiente de drenaje (drenes y lloraderos) para aliviar las presiones hidrostáticas, tomando en consideración las características de la roca.

Se debe elegir las más adecuadas ya que las velocidades altas reducen las dimensiones del túnel, sin embargo aumentan las pérdidas de carga.

Para agua que transporta poco sedimento se recomiendan velocidades de acuerdo al tipo de revestimiento, así se tiene:

Superficie de roca muy rugosa	1	a	2 m/s
Superficie de roca protegida	1.5	a	3 m/s
Superficie de concreto	2	a	4 m/s
Revestimiento de acero	2.5	a	7 m/s

Pero si el agua transporta granos angulosos de arena la velocidad no debe exceder el rango de 2 a 2.5 m/s, si el revestimiento es colado y resiste la abrasión la velocidad puede ser de hasta 5 m/s.

En túneles perforados en roca fracturada o donde se desea eliminar la filtración, la zona vecina al revestimiento usualmente se inyecta mediante perforaciones en el revestimiento, las presiones de inyectado dependen de la naturaleza de la roca y del espesor del revestimiento.

v. Cámara de oscilación. Es un tubo o chimenea vertical conectada a la tubería a presión. Se utiliza para reducir o incluso eliminar los efectos indeseables de los transitorios por presiones excesivas, separación de columna y sobrevelocidades en bombas o turbinas seguidas de una falla de potencia o un rechazo de carga.

Si no se instalara la cámara de oscilación en la unión del tubo a presión y el túnel, estos se deberían diseñar para resistir las presiones del golpe de ariete lo que elevaría por mucho el costo de la obra.

Existen diferentes tipos de cámara de oscilación:

- Cámara de oscilación simple: Este tipo de cámara es simplemente un tubo vertical conectado a la tubería o túnel, resulta conveniente en sistemas con baja carga y corta longitud de conducción.
- Cámara de oscilación con orificio: En ésta cámara, la entrada está restringida por medio de un orificio.
- Cámara de oscilación diferencial: Se obtiene al añadir un tubo central (riser) en el orificio.
- Cámara de aire: Este tipo de cámara contiene aire comprimido en la parte superior y el líquido en la parte inferior.
- Cámara de oscilación compuesta: Consta de una galería superior y otra inferior.

La localización de la cámara de oscilación es conveniente que sea lo más cerca posible de la turbina, esto es para que las variaciones de presión por golpe de ariete queden limitadas de tal manera que no sea necesario un esfuerzo excesivo de la tubería o galería a presión.

vi. Tubería a presión. Cuando en un sistema hidroeléctrico se requiere una cámara de oscilación, puede haber tubería desde la entrada de la toma hasta la propia cámara, sin embargo, esta no recibe el nombre de tubería a presión sino de galería; esto se debe a la forma de trabajar, es decir que mientras que las llamadas tuberías a presión se ven sujetas a sobrepresiones por golpe de ariete, las galerías están aisladas de ese efecto; no obstante, en el cálculo estructural, por ejemplo, para determinar su espesor, se emplean las mismas fórmulas.

Es posible limitar la velocidad permisible en la tubería mediante las condiciones de regulación de la turbina, por una parte para prevenir presiones excesivas de golpe de ariete después de un cierre y por otra, para reducir presiones por debajo de la hidrostática después de una apertura por efecto de las desaceleraciones y aceleraciones de la columna de agua que la tubería contiene.

- Casa de máquinas. Ver Obra de toma con conducción de superficie libre, punto vi.
- Canal o galería de desfogue. Ver obra de toma de conducción a superficie libre. (Ref. 7).

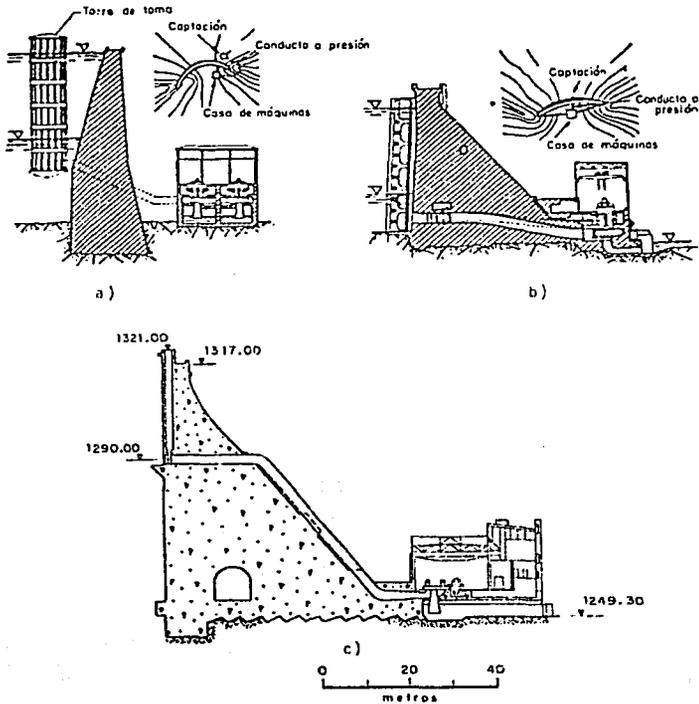


Figura 3.2. Disposición general de una obra de toma a pie de presa.

3.1.3. Obras de Toma con galería a presión

Se recomienda este tipo de toma cuando a partir de un estrechamiento apropiado para una boquilla, sigue con una fuerte pendiente formando un meandro, de tal modo que, mediante una galería a presión a través de la montaña, se puede ganar una caída considerable. Con el fin de garantizar casi siempre la potencia instalada y la máxima generación, el umbral de la obra de toma debe estar abajo del NAMINO lo necesario para evitar los vórtices, y por consiguiente las menores oscilaciones de los niveles.

La principal diferencia con respecto al primer tipo es que la conducción se hace a presión a través de la galería la cual se une directamente a la tubería a presión con un pozo de oscilación intermedio. Ver Fig. 3.1.b. (Ref 7).

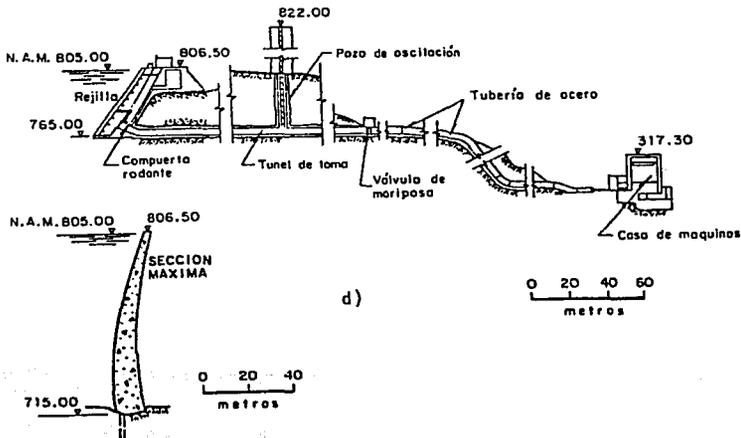
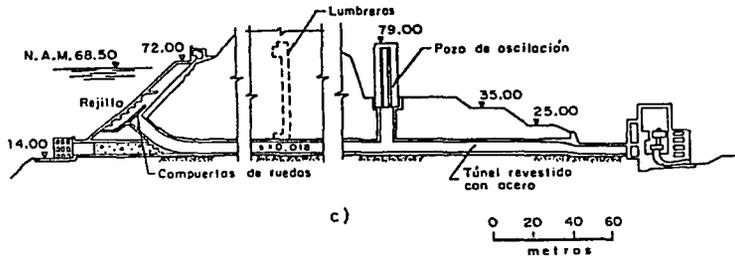


Figura 3.3. Obra de toma con galería a presión.

### 3.2. Descripción general del proyecto de Ampliación.

Desde la década de los sesentas C. F. E. inició los estudios para la factibilidad del proyecto en su ampliación a la obra de toma, los cuales fueron complementados por ICA en la etapa próxima a la construcción e inclusive durante esta.

El proyecto de Ampliación consta de una obra de toma con su respectivo canal de llamada, estructura de control y transición de interconexión entre la estructura y cada uno de los dos túneles de conducción, la conducción a presión, con pozos de oscilación así como la casa de máquinas y el desfogue. Fig.3.4. Se cuenta adicionalmente con una nueva subestación SF6. (Ref. 10).

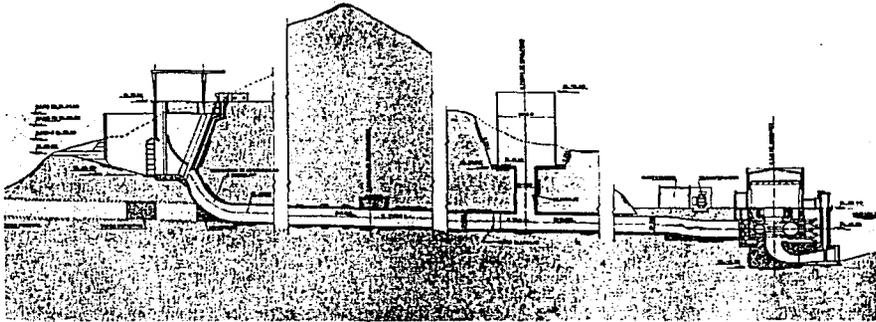


Figura 3.4. Vista general en elevación de estructuras que conforman la ampliación de la obra de toma y casa de máquinas de la ampliación del proyecto hidroeléctrico Temascal.

A continuación se describen brevemente cada uno de los elementos que constituyen la ampliación:

### 3.2.1. Canal de llamada

El canal de llamada, en rampa tiene una longitud de 32.76m y una pendiente  $s=0.32$  con una plantilla de concreto hidráulico. El frente del canal inicia a la elevación 46.00 m con una sección de 71.00 m de ancho que desciende hasta la elevación 36.00 m. en que la sección es de 42.00 m. de ancho.

### 3.2.2. Estructura de control

La estructura de control es de concreto reforzado e independiza a cada una de las dos bocatomas mediante una pila central de concreto de sección elíptica de 16.00 m. de ancho. Cada bocatoma cuenta con rejillas metálicas.

Cada obra de toma tiene al frente un muro vertical de concreto, el cual delimita una sección libre de 13.0 m de ancho por 16.2 de altura para el paso de agua.

Aguas abajo del muro frontal se localiza la ranura para la instalación de los obturadores metálicos los que permiten la estanqueidad del recinto de cada bocatoma, inmediatamente después se localiza una mampara curva de concreto que encauza el agua y permite un cambio de sección hasta una de 5.35m de altura por 11.5 m. de ancho, la cual se encuentra dividida por una pila central, misma que a su vez delimita dos vanos de 5.35 m. por 5.0 m. estos podrán ser obturados por las compuertas rodantes de servicio. A partir de este punto se inicia la transición que se desarrolla en una longitud de 24.77 m. empezando en una sección rectangular y concluyendo en una sección circular de 8.25 m. de diámetro en la conexión con su respectivo túnel de conducción a presión.

El piso de maniobras de la estructura se localiza a la elevación 70.50 m. y en este se encuentran los depósitos y zona de almacenamiento de obturadores, así como las casetas para las centrales oleodinámicas y tableros de control de las compuertas rodantes. Sobre este piso se localiza la grúa pórtico. (Ref. 10).

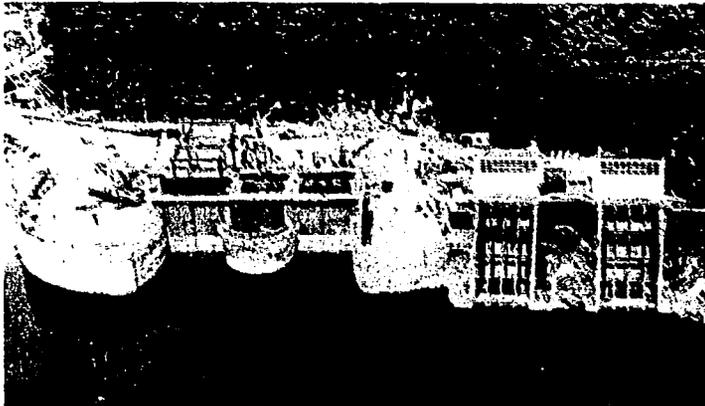


Foto 3.1. Vista de la obra de toma anterior y ampliación, canal de llamada y estructura de control.

### 3.2.3. Conductos a presión

La conducción aprovechó los túneles 1 y 2 utilizados como desvío durante la construcción de la cortina. Cada túnel tiene un revestimiento de 60 cm de concreto simple un diámetro de 8.25m. con excepción de la zona de válvulas en la que se tienen espesores mayores de revestimiento debido al arreglo mismo de los equipos de control que había instalados.

El primer tramo de los túneles, a partir del extremo de la transición con la obra de toma, en una longitud de 180.0 m en promedio, conservarán el diámetro de 8.25 m. mientras que en su parte final se colocará una camisa metálica de acero A-516 -Grado 70, de 7.8m. de diámetro, espesor de 2.22 cm (7/8") y con una longitud aproximada de 154.00 m. El peso del blindaje para cada conducción a presión es de 1,209.66 ton.

Al final de cada túnel blindado, éstos se reducen a un diámetro de 6.16m. para conectarse a cada una de las carcasas de distribución de las turbinas hidráulicas. Las carcasas son de acero A-537 Clase I, con espesores que varían de 1 1/4" a 3/8", cada una tienen un peso de 124.6 ton.



Foto 3.2. Conducción a presión, aspectos del montaje y del revestimiento metálico.

### 3.2.4. Pozos de oscilación

Aproximadamente a 140.0 m aguas arriba del eje longitudinal de las unidades se localiza para cada conducción, el pozo de oscilación conformados por placas de acero A-283.

Cada pozo de oscilación tiene un diámetro de 23.5 m y una altura de 34.20 m. se desplanta en una plataforma a la elevación de 42.0 m. donde por medio de una lumbrera blindada de 7.80 m. de diámetro se interconecta con la conducción a presión, en el tramo blindado.

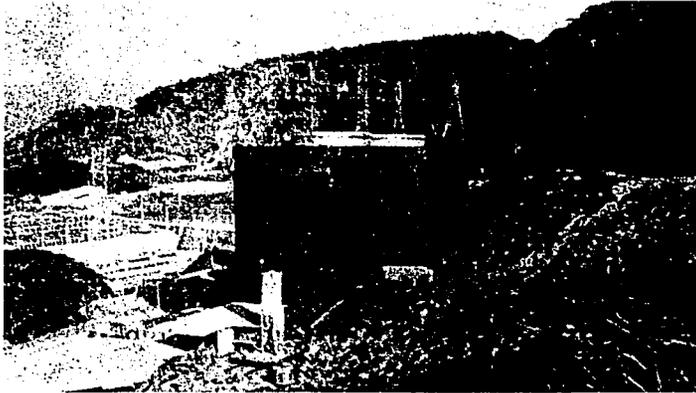


Foto 3.3. Pozo de oscilación en la etapa de conformación de placas metálicas.

### 3.2.5. Casa de máquinas

La casa de máquinas es exterior, ubicada aguas arriba de la casa de máquinas anterior y desfasada 13.78 m. del eje longitudinal.

El desplante de la estructura se localiza a la elevación -7.35 m. las dimensiones son: 82.50 m. de largo, 34.26 m. de ancho y 47.30 m. de altura.

En su interior se alojan dos turbogrupos generadores de 100 MW de capacidad cada uno, dos grúas viajeras cada una con capacidad de 222 ton. En su gancho principal y 30 ton en el auxiliar, también se alojan los correspondientes equipos auxiliares



Foto 3.4. Casa de máquinas del proyecto hidroeléctrico Temascal en construcción.

***Piso de Excitadores:***

Elevación 20.44 m. en este nivel se ubican la sala de tableros de control de unidad, sala de tableros del generador, talleres mecánico y eléctrico, sala de unidad diesel de emergencia.

***Piso de Generadores:***

Elevación 14.90 m. en este nivel se ubican: el equipo de regulación de turbina, área de tableros auxiliares, sala de baterías, área de cableado, acceso a galería de charolas e interconexión a sala de control

***Sala de Auxiliares Hidráulicos:***

Elevación 3.50 m. en este nivel se ubican: Los filtros y válvulas del sistema de enfriamiento Equipo de bombeo para el sistema contra incendio Filtros de eductores de desagüe y achique

***Sala de Auxiliares Mecánicos:***

Elevación 3.50 m. en este nivel se ubican: Compresores para el sistema de aire y servicio y Desanegado para operación como condensador síncrono de unidad.

***Galería de Drenaje:***

Elevación -6.50 m. en este nivel se ubican: Los eductores de desagüe y achique así como las válvulas de achique de los tubos de aspiración.

***Cárcamo de Bombeo:***

Elevación -12.00 m. en este nivel se ubican: Es la parte más baja de la central y en esta se ubican las bombas de desagüe y achique así como el equipo de bombeo de lodos.

La estructura es de concreto desde la cimentación hasta el piso de excitadores, siendo en el piso de generadores a partir del cual se desplanta la superestructura metálica la techumbre es de concreto reforzado utilizando el sistema de losacero, los muros de las fachadas serán es de tabique con caras esmaltadas similar a la central anterior.

La casa de máquinas de la ampliación considera un acceso directo hacia la casa de máquinas de la Central anterior en el nivel de piso de excitadores.

La casa de máquinas cuenta con un sistema de ventilación con enfriamiento de aire que permite mantener en el interior una temperatura inferior a los 40°C, así como una presurización interior que evita la entrada de polvo, lo cual se favorece la operación y conservación de los equipos resguardados en el interior.

El equipamiento de la central contempla el automatismo completo de las unidades y servicios auxiliares correspondientes. (Ref. 10).

### 3.2.6. Desfogues

Considerando el funcionamiento de las 6 unidades, 4 de la central original y 2 de la ampliación, el gasto máximo de operación en el canal de desfogue se incrementó de 380.0 m<sup>3</sup>/s a 906 m<sup>3</sup>/s por lo que el canal actual de 25 m. de ancho y 260 m de longitud se amplió a 55.0 m de ancho de plantilla para obtener las condiciones más favorables para la operación de las unidades en conjunto, mientras que para la condición de operación para una sola de las unidades de cada central, se construyó una sección de control hidráulico en el canal de cada central con lo cual se garantiza la sumergencia requerida por las unidades.

Con la finalidad de realizar en seco las excavaciones en la zona del desplante de la casa de máquinas y protegerla ante eventuales niveles extraordinarios en el río, fue necesario construir una atagüa provisional sobre el canal de descarga de los túneles 1 y 2. (Ref. 10).

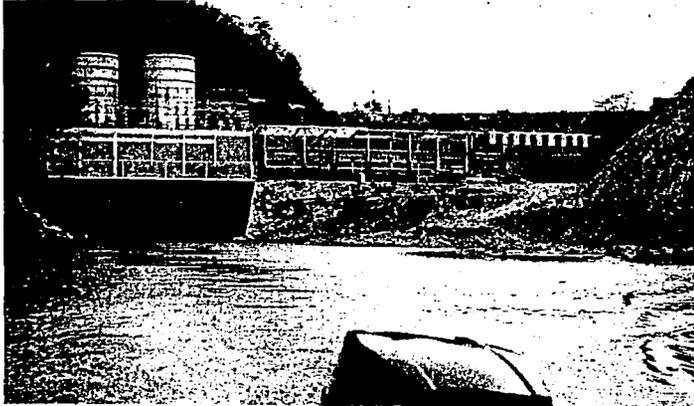


Foto 3.5. Vista general del canal de desfogue original, se observan también los trabajos de ampliación del canal.

### 3.2.7. Subestación

Frente a la fachada sur de la casa de máquinas se localiza el área de la subestación.

La plataforma se desplantó sobre un relleno compactado hasta la elevación de 20.44 m. y en ésta se ubicó el edificio principal de la subestación compacta en SF<sub>6</sub> de 230 kv, el edificio de la subestación blindada de 115/13.8 kv, la sala de control y monitoreo de la central conjunta

La sala de tableros de protección

Sala de equipos de protección contra incendio y

Sala de ventiladores.

Sobre esta plataforma se localiza también los tres transformadores trifásicos de potencia, siendo dos de servicio y uno de reserva.

La subestación compacta en SF<sub>6</sub> cuenta con un arreglo de interruptor y medio y dos líneas de salida en 230 kv de las cuales una se conectará a la subestación Oaxaca, potencia (aproximadamente a 190 km) y la otra a la subestación Teascal II (aproximadamente a 5 km).

En la sala de control y monitoreo se concentra y se puede realizar el control y señalización de la central, a su vez y vía fibra óptica toda la información es enviada a la Subestación Temascal II, localizada

aproximadamente a 5 km. desde donde es enviada vía microondas al centro de control de Veracruz en donde la central es operada y monitoreada a control remoto. (Ref. 10).

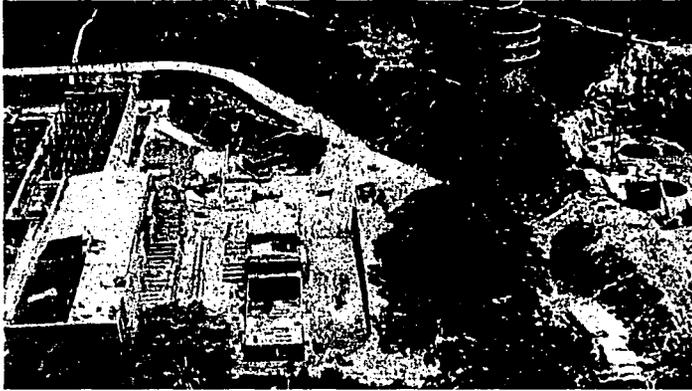


Foto 3.6. Vista general de la casa de máquinas y edificio de subestación en construcción.

3.3. Datos técnicos del proyecto de ampliación

Datos del proyecto hidroeléctrico

Turbinas	
Tipo de turbinas	Francis
Potencia a caída diseño	100 MW
Carga neta de diseño	41.85 M
Gasto de diseño por unidad	262.5 M <sup>3</sup> /S
Velocidad nominal	105.88 r.p.m.
Sentido de rotación	Inverso al horario (visto desde arriba)

Generadores síncronos de eje vertical

Capacidad a tensión, frecuencia y factor de potencia nominales (80°C)	122.147 MVA
Tensión nominal	13.8 KV
Número de fases	3
Frecuencia nominal	60 Hz
Factor de Potencia	0.90 (-)

Transformadores de potencia

Tipo	Trifásico
Cantidad	3
Tensiones nominales	13.8/230 kV
Tipo de enfriamiento	OA/FOA/FOA
Capacidades	95.2/126.56/161.28 MVA

Subestación elevadora

Tipo	Encapsulada en SF6
Tensión	230 kV
Arreglo	Interrupción y medio

Líneas de transmisión

Cantidad	2
Tensión	230 kV
Longitud	190 km. a S.E. Oaxaca Potencia. 5 km. a S.E. Temascal II.

---

CAPITULO 4  
DISEÑO ESTRUCTURAL  
E HIDRÁULICO DE LA  
OBRA DE TOMA

---

#### 4.1. Diseño Hidráulico de la Ampliación de la Obra de Toma

La ampliación en la obra de toma con fines de incrementar la generación de energía eléctrica consistió, en habilitar dos de los cuatro túneles construidos como desvío originalmente. Estos dos túneles se diseñaron para conducir un gasto de 262.5 m<sup>3</sup>/s cada uno y como trabajos previos se obturaron las dos bocatomas de ambos túneles, para adaptar un tramo de 200 m. de cada túnel ahora como conducción hacia la nueva casa de máquinas la cual se construyó adyacente a la anterior, al conducir mayor gasto y descargarlo por el mismo canal de desfogue fue necesario ampliar este canal para permitir el adecuado desalajo del agua turbinada y encauzar esta hacia el río.

Para el diseño de la ampliación se contó con un modelo hidráulico a escala, que resultó un valioso auxiliar ya que permitió, paralelamente al desarrollo del proyecto conocer el funcionamiento hidráulico de los canales de llamada, bocatoma, transición y desfogue; con los gasto de diseño para los diferentes niveles de operación; de esta manera se contó con los elementos necesarios para modificar el proyecto en los casos en que así se requirió..

##### 4.1.1 Modelo Hidráulico

Datos de Proyecto utilizados como base para el modelo hidráulico:

##### Obras de toma 1 y 2

Dos turbinas tipo Francis	100 MW c/u (Unidades cinco y seis)
Gasto nominal	262.50 m <sup>3</sup> /s (cada turbina)
Caída de diseño	41.85 m
NAMinO	52.20 m
NAMO, estaje	64.90 m
NAMO, avenidas	59.33 m
NAME	70.00 m

##### Obras de toma 3 y 4

Cuatro turbinas tipo Francis	38.50 MW c/u (Unidades uno a cuatro)
Gasto nominal	95.00 m <sup>3</sup> /s (cada turbina)
Caída de diseño	50.50 m
NAMinO	44.20 m

##### Desfogue

Elevación del escalón prefabricado	
Unidades cinco y seis	7.40 m
Unidades uno a cuatro	7.10 m
Niveles de agua en el río Ver Tabla 4.10	
Longitud de los escalones	
Unidades cinco y seis	44.74 m
Unidades uno a cuatro	48.10 m
Altura de desfogue de las turbinas	
Unidades cinco y seis	6.00 m
Unidades uno a cuatro	4.00 m
Nivel mínimo de sumergencia	
Unidades cinco y seis	9.61 m
Unidades uno a cuatro	8.20 m

Para el modelo de la obra de toma y de acuerdo con la similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas:

ESCALA GEOMÉTRICA	VALOR
Líneas	$L_e = 40.60$
Velocidades	$V_e = L_e^{0.5} = 6.37$
Gastos	$Q_e = L_e^{2.5} = 10503.04$
Rugosidades	$n_e = L_e^{0.16} = 1.85$

Para el modelo del canal de desfogue y de acuerdo con la similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas:

ESCALA GEOMÉTRICA	VALOR
Líneas	$L_e = 20$
Velocidades	$V_e = L_e^{0.5} = 4.47$
Gastos	$Q_e = L_e^{2.5} = 1788.85$
Rugosidades	$n_e = L_e^{0.16} = 1.647$

#### Operación del modelo

Para operar el modelo se instalaron limnímetros en las estructuras de alimentación y descarga, para registrar los niveles del agua en las estructuras aforadoras y en el vaso, logrando con ello representar los gastos de operación y niveles de sumergencia para el ensaye del modelo hidráulico.

#### Niveles de operación

Los Niveles de operación fueron:	
El mínimo	44.20 m
NAMO Avenidas	50.20 m
NAMO Estiaje	64.90 m

#### Funcionamiento hidráulico de las obras de toma uno a cuatro:

##### Canal de Llamada

Para permitir que el agua del vaso se encauce hacia las bocatomas se construyó un canal de llamada excavado a cielo abierto recubierto con plantilla de concreto hidráulico. En el modelo hidráulico se analizó la distribución de velocidades, la vorticidad y las pérdidas de carga en el canal de llamada y en el acceso a bocatomas de manera que pudiese garantizarse la adecuada operación de las bocatomas.

##### 4.1.1.1. Distribución de velocidades

Fue importante conocer este parámetro para identificar la concentración de velocidades que pudiera afectar el funcionamiento de las obras de toma así como la uniformidad del flujo en los canales de llamada, se determinó la distribución de velocidades en 4 secciones diferentes del canal de llamada de las bocatomas 1 y 2 ver Fig. 4.1 y en las bocatomas 3 y 4 en una sección Fig. 4.2. Los registros de velocidad se obtuvieron para los niveles de operación y el gasto nominal definidos. En la Foto 4.1 se muestra esta parte de la obra de toma en el modelo hidráulico.



Foto 4.1. Modelo hidráulico del P.H. Temascal, se aprecian bocatomas tres y cuatro (derecha) de la central original y bocatomas uno y dos (izquierda) que constituyen la ampliación.

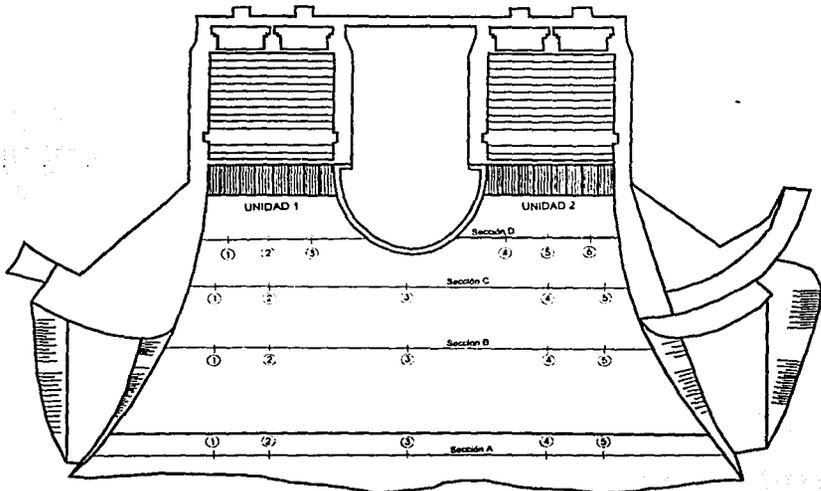


Figura 4.1. Vista en planta del canal de llamada, bocatomas unidades uno y dos. Se aprecian las secciones de control donde se midió la velocidad.

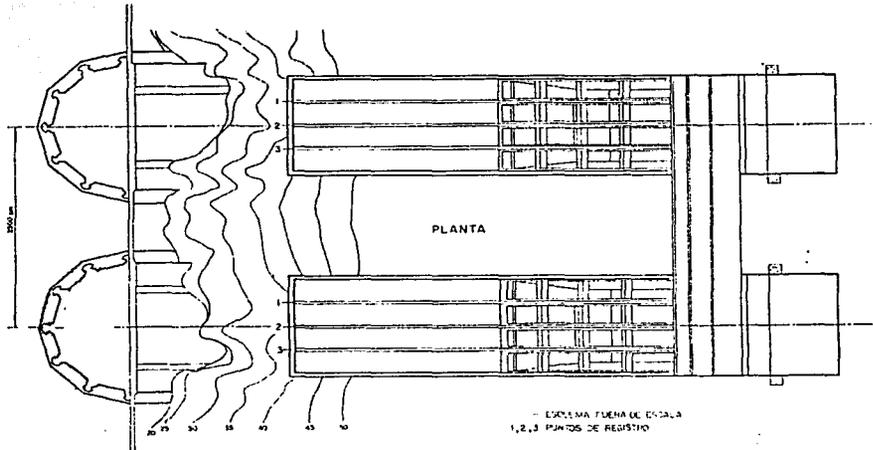


Figura 4.2 Ubicación de las secciones de las tomas tres y cuatro, para el registro de velocidades.

Nivel de operación 52.20, h=19.03 m. Gasto de diseño 380m <sup>3</sup> /s						
Velocidades en m/s						
Tirante	Subsecciones, toma tres			Subsecciones toma cuatro		
	1	2	3	1	2	3
0.2h	0.000	0.000	0.000	0.269	0.274	0.254
0.6h	0.308	0.241	0.299	0.325	0.372	0.283
0.8h	0.512	0.407	0.377	0.395	0.436	0.413

Nivel de operación 64.90, h=31.73 m. Gasto de diseño 380m <sup>3</sup> /s						
Velocidades en m/s						
Tirante	Subsecciones, toma tres			Subsecciones toma cuatro		
	1	2	3	1	2	3
0.2h	0.237	0.231	0.230	0.200	0.249	0.212
0.6h	0.295	0.315	0.241	0.233	0.227	0.266
0.8h	0.469	0.528	0.484	0.529	0.414	0.474

Tabla 4.1. Registro de velocidades puntuales de las tomas tres y cuatro con niveles de operación NAMInO elev. 52.20 y NAMO Est. Elev.64.90.

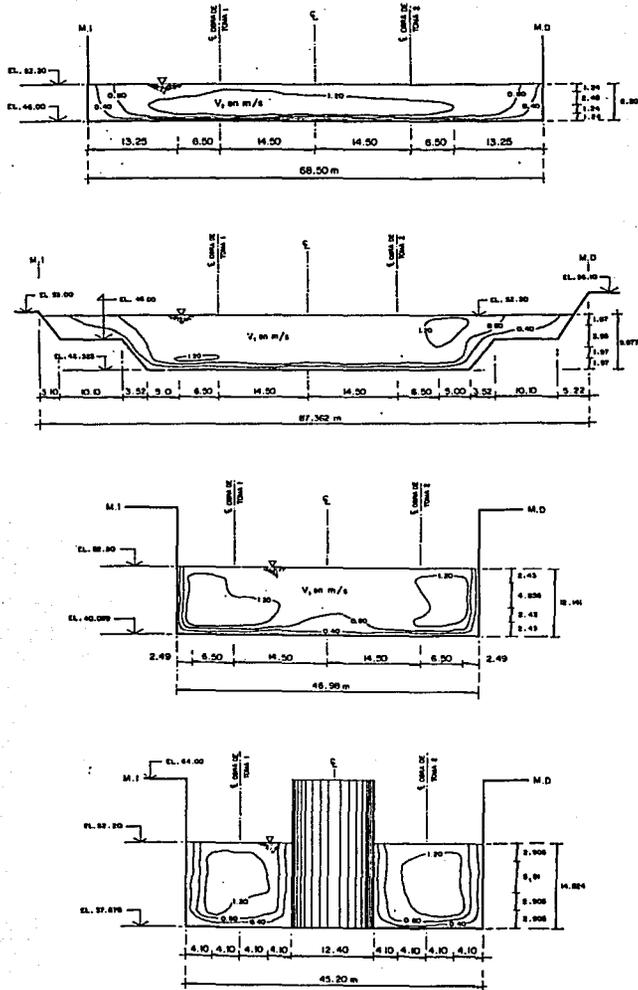


Figura 4.3.a. Distribución de velocidades registradas en las bocatomas uno y dos. De acuerdo a las secciones A, B, C y D, respectivamente, definidas en la Fig.4.1. Operando con el gasto de diseño  $525 \text{ m}^3/\text{s}$  a la elevación 52.20.

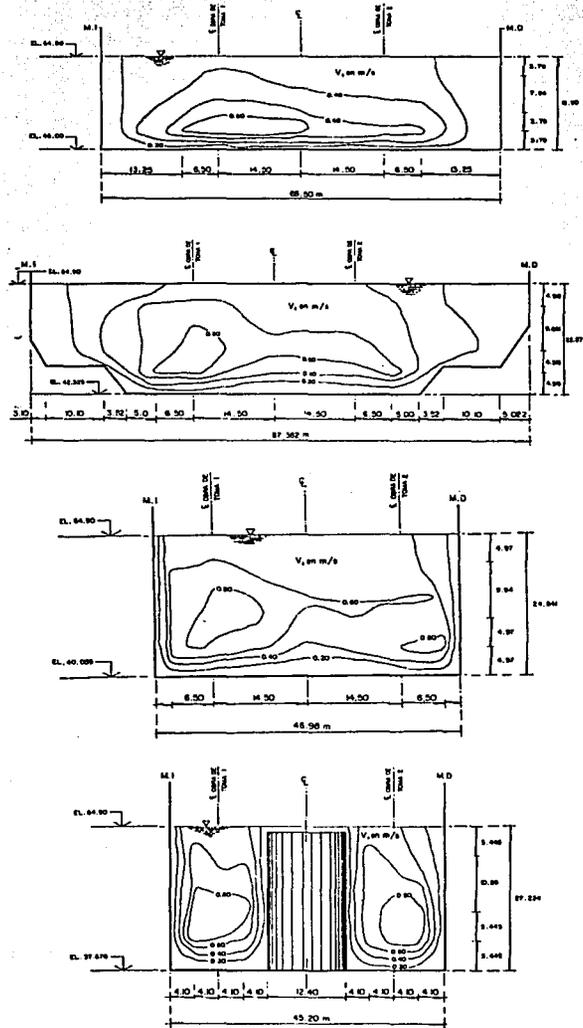


Figura 4.3. b. Distribución de velocidades registradas en las Bocatomas uno y dos. De acuerdo a las secciones A, B, C y D, respectivamente, definidas en la Fig.4.1. Operando con el gasto de diseño  $525 \text{ m}^3/\text{s}$  a la elevación 64.90. (Namo estiaje).

La distribución de velocidades en el canal de llamada para bocatomas uno y dos se muestra en las figuras 4.3 a y b; para las tomas tres y cuatro solo se registraron velocidades Tabla 4.1.

Adicionalmente se obtuvo velocidad media, Número de Froude y el Coeficiente de Coriolis, este último como un parámetro numérico de comparación en la distribución de velocidades Tabla 4.2 y fig. 4.4. De este registro se observó que la velocidad media, el Número de Froude y el coeficiente de Coriolis se incrementan conforme el nivel de operación decrece y la sección está más cercana a las bocatomas.

SECCIÓN TRANSVERSAL	OPERACIÓN NAMINO ELEV. 52.20			OPERACIÓN NAMO DE AV. ELEV. 59.33			OPERACIÓN NAMO DE EST. ELEV. 64.90		
	V.MEDIA (m/s)	CORIOLIS	FROUDE (F <sub>1</sub> )	V.MEDIA (m/s)	CORIOLIS	FROUDE (F <sub>1</sub> )	V.MEDIA (m/s)	CORIOLIS	FROUDE (F <sub>1</sub> )
A	1.35	1.05	0.173	0.665	1.31	0.058	0.55	1.59	0.04
B	1.23	0.991	0.139	0.77	1.13	0.064	0.645	1.24	0.046
C	1.16	1.12	0.106	0.75	1.17	0.054	0.62	1.25	0.039
D. TOMA 1	1.25	1.03	0.105	0.843	1.15	0.058	0.703	1.14	-0.043
D. TOMA 2	1.25	1.02	0.105	0.83	1.1	0.057	0.74	1.16	0.045

Tabla 4.2. Resumen del cálculo de la velocidad media, coeficiente de Coriolis y número de Froude en el canal de llamada, de las tomas 1 y 2 (Operando simultáneamente las tomas 1 a 4.)

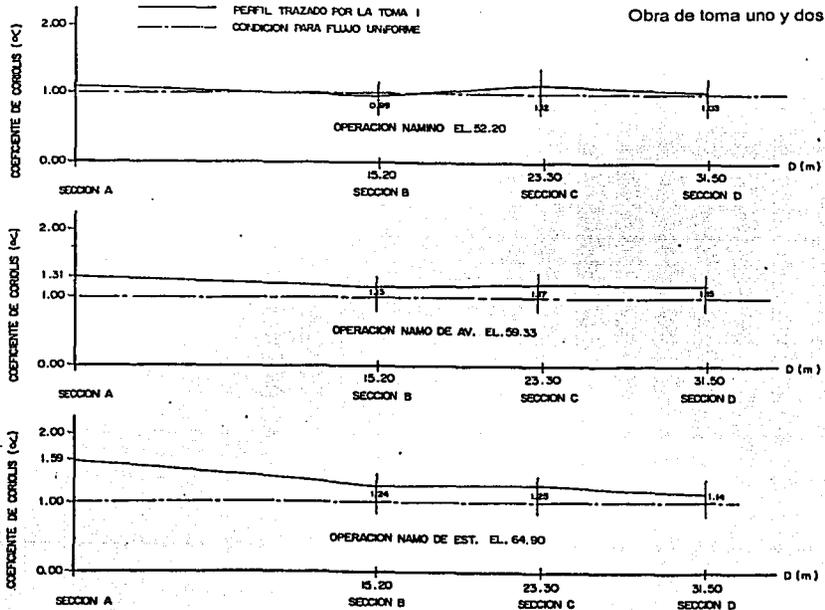


Figura 4.4. Variación del coeficiente de Coriolis en el sentido del flujo, en el canal de llamada por la toma uno y dos.

4.1.1.2. Vorticidad

Al operar simultáneamente las obras de toma uno a cuatro se visualizó la formación de vórtices para los diferentes niveles de operación, estos se registraron en la Tabla 4.3 clasificándolos de acuerdo a la Fig. 4.5.

De este análisis se observó que:

Al colocar en el modelo un bastidor de 5/16" y operarlo la vorticidad se reduce en intensidad y frecuencia.

La vorticidad se presenta conforme los niveles de operación se incrementan. Por ejemplo para el nivel de aguas máximas ordinarias en avenidas elev. 59.33 la ocurrencia de vorticidad es del 21.11%, integrado por vórtices del tipo 1 a 4; mientras que para la elevación 52.20 (NAMiNO) los vórtices son menores del tipo 3 que son hidráulicamente aceptables, su ocurrencia es menor al 5%.

La operación del modelo para este estudio se realizó con un gasto distorsionado, una y media veces el gasto de diseño, que toma en cuenta el efecto de escala entre el modelo y el prototipo.

Nivel de operación	Obra de toma unidad 1 (*)							Obra de toma unidad 2 (**)						
	Tipo de vórtice							Tipo de vórtice						
	0	1	2	3	4	5	6	0	1	3	4	5	6	
NAMINO 52.2 MINIMO 56.463	100							100						
NAMO AVENIDAS 59.33	85.589	1.768	5.112	7.55				100						
NAMO ESTIAJE 64.9	72.028		4.067	20.785	3.119			78.887	4.025	4.315	10.7	2.072		
	80.361	6.38	5.222	5.507	2.23			87.011	4.257	7.275	1.457			

Vorticidad-Ocurrencia (%) en las obras de toma, unidades uno y dos.

\* Obra de toma uno, ensayada con bastidor de 5/16" de espesor y 40" de altura. Tiempo de observación de vórtices para cada nivel de operación: 40 minutos en modelo.

\*\* Obra de toma dos, ensayada con bastidor de 5/16" de espesor y 40" de altura. Se operó el modelo con gasto distorsionado, que toma en cuenta el efecto de escala entre modelo y prototipo Q DISTORSIONADO = 1.5 Q DISEÑO

Nivel de operación	Obra de toma unidad 3							Obra de toma unidad 4						
	Tipo de vórtice							Tipo de vórtice						
	0	1	2	3	4	5	6	0	1	2	3	4	5	6
MINIMO 44.2	0					10	90	0					5	95
NAMINO 52.2	93.75		1.89	4.36				100						
NAMO AVENIDAS 59.33	100							100						
NAMO ESTIAJE 64.9	100							100						

Vorticidad-Ocurrencia (%) en las obras de toma, unidades tres y cuatro.

Tiempo de observación de vórtices para cada nivel de operación: 30 minutos en modelo

Se operó el modelo con un gasto distorsionado Q DISTORSIONADO = 1.5 Q DISEÑO

Para el nivel de aguas mínimas se observó un grado de vorticidad elevado de forma casi permanente y pérdidas de carga considerable

Tabla 4.3 Vorticidad-Ocurrencia (%) en las obras de toma del P.H. Temascal, unidades uno a cuatro.

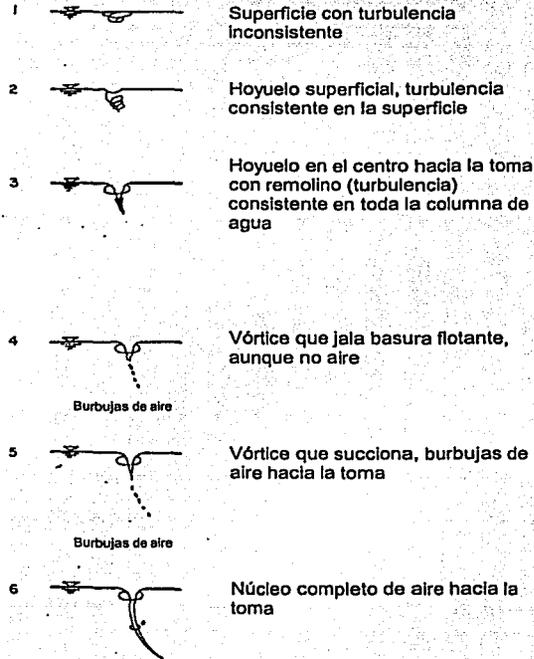


Figura 4.5. Clasificación de vórtices de la American Research Laboratory (ARL)

4.1.1.3. Pérdida de carga

Para conocer la pérdida de carga en las tuberías de las obras de toma uno a cuatro se determinó analítica y experimentalmente la carga de presión y de velocidad de las tomas uno a cuatro. Tablas 4.4 y 4.5 al operar con el gasto de diseño y los niveles de operación establecidos en las secciones marcadas en las figuras 4.6 y 4.7.

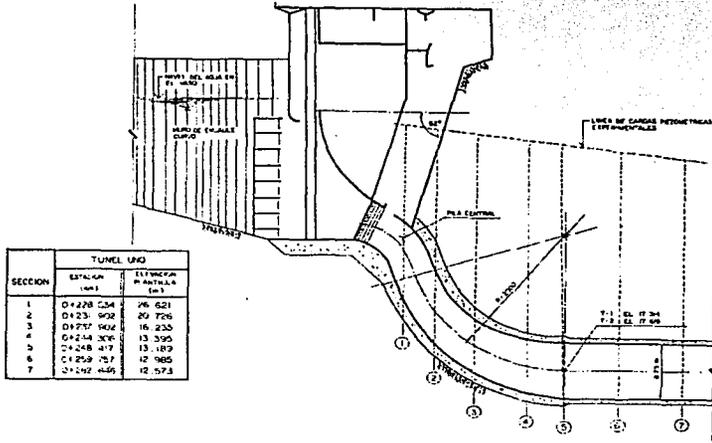


Figura 4.6. secciones de bocatoma uno y dos en donde se calcularon las pérdidas de carga.

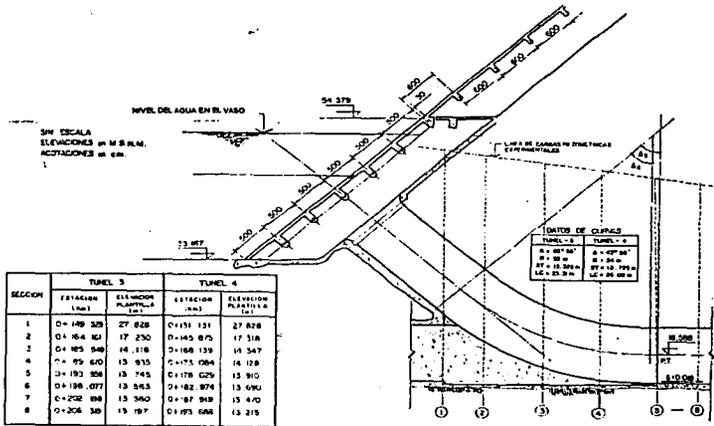


Figura 4.7. Secciones de bocatoma tres y cuatro donde se calcularon pérdidas de carga.

Elevación	Sección	$V^2/2g$	$p/\gamma$		$\Delta H$ (m)
		Teórico	Experimental		
NAMO DE 52.20	1	0.95	24.62	24.56	0.06
	2	1.02	30.45	30.28	0.17
	3	1.08	34.86	34.66	0.20
	4	1.15	37.35	37.30	0.35
	5	1.22	37.78	37.40	0.39
	6	1.22	38.00	37.60	0.39
	7	1.22	38.43	38.00	0.40
NAMO DE AVENIDAS 59.33	1	0.95	31.75	31.66	0.09
	2	1.02	37.58	37.31	0.24
	3	1.08	41.99	41.67	0.32
	4	1.15	44.48	44.38	0.40
	5	1.22	44.91	44.45	0.47
	6	1.22	45.12	44.60	0.52
	7	1.22	45.56	45.00	0.57
NAMO DE ESTIAJE 64.90	1	0.95	37.32	37.15	0.17
	2	1.02	43.15	42.95	0.20
	3	1.08	47.56	47.35	0.21
	4	1.15	50.05	50.00	0.35
	5	1.22	50.48	50.10	0.39
	6	1.22	50.69	50.25	0.44
	7	1.22	51.13	50.60	0.50

Nota: Para calcular  $\Delta H$  no se consideraron las rejillas, sólo el marco de soporte , en las figuras 4.6 y 4.7 se muestra la ubicación de las secciones y subsecciones

Tabla 4.4. Carga de presión, de velocidad y pérdida de carga hidráulica en las obras de toma uno y dos del P.H. Temascal

Elevación	Sección	$V^2/2g$		$p/\gamma$ (m)		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	15.97	15.80	0.18
	2	0.64	26.32	26.05	0.28
	3	0.64	29.43	29.10	0.34
	4	0.64	29.62	29.20	0.42
	5	0.64	29.81	29.35	0.46
	6	0.64	29.99	29.50	0.49
	7	0.64	30.17	29.60	0.58
	8	0.64	30.17	29.67	0.69

Elevación	Sección	$V^2/2g$		$p/\gamma$		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	15.97	15.85	0.13
	2	0.64	26.23	26.05	0.19
	3	0.64	29.20	29.01	0.20
	4	0.64	29.42	29.20	0.23
	5	0.64	29.64	29.35	0.30
	6	0.64	29.86	29.48	0.39
	7	0.64	30.08	29.65	0.44
	8	0.64	30.34	29.86	0.48

ELEVACIÓN	SECCIÓN	$V^2/2g$		$p/\gamma$ (m)		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	29.97	23.71	0.27
	2	0.64	34.32	34.01	0.32
	3	0.64	37.43	37.10	0.34
	4	0.64	37.62	37.21	0.41
	5	0.64	37.81	37.32	0.49
	6	0.64	37.99	37.41	0.58
	7	0.64	38.17	37.55	0.63
	8	0.64	38.35	37.62	0.74

ELEVACIÓN	SECCIÓN	$V^2/2g$		$p/\gamma$		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	23.97	23.71	0.27
	2	0.64	34.23	33.90	0.34
	3	0.64	37.20	36.85	0.36
	4	0.64	37.42	37.00	0.43
	5	0.64	37.64	37.10	0.55
	6	0.64	37.86	37.29	0.58
	7	0.64	38.08	37.44	0.65
	8	0.64	38.34	37.62	0.72

ELEVACIÓN	SECCIÓN	$V^2/2g$		$p/\gamma$ (m)		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	31.10	31.01	0.10
	2	0.64	41.45	41.32	0.14
	3	0.64	44.56	44.37	0.20
	4	0.64	44.75	44.41	0.34
	5	0.64	44.94	44.52	0.42
	6	0.64	45.12	44.65	0.48
	7	0.64	45.30	44.78	0.53
	8	0.64	45.48	44.88	0.61

ELEVACIÓN	SECCIÓN	$V^2/2g$		$p/\gamma$		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	31.10	31.01	0.10
	2	0.64	41.36	41.20	0.17
	3	0.64	44.33	44.10	0.24
	4	0.64	44.55	44.26	0.30
	5	0.64	44.77	44.43	0.35
	6	0.64	44.99	44.64	0.36
	7	0.64	45.21	44.81	0.41
	8	0.64	45.47	44.96	0.51

ELEVACIÓN	SECCIÓN	$V^2/2g$		$p/\gamma$ (m)		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	36.67	36.54	0.14
	2	0.64	47.02	46.87	0.16
	3	0.64	50.13	49.95	0.19
	4	0.64	50.32	50.10	0.22
	5	0.64	50.51	50.27	0.24
	6	0.64	50.69	50.39	0.31
	7	0.64	50.87	50.52	0.36
	8	0.64	51.05	50.67	0.39

ELEVACIÓN	SECCIÓN	$V^2/2g$		$p/\gamma$		$\Delta H$ (m)
		Teórico		Experimental		

NAMINO 52.20	1	0.39	36.37	36.54	0.14
	2	0.64	46.93	46.76	0.18
	3	0.64	49.90	49.70	0.21
	4	0.64	50.12	49.88	0.25
	5	0.64	50.34	50.07	0.28
	6	0.64	50.56	50.26	0.31
	7	0.64	50.78	50.41	0.38
	8	0.64	51.04	50.63	0.41

Tabla 4.5 Carga de presión, de velocidad y pérdida de carga hidráulica en las obras de toma tres y cuatro del P.H. Temascal

**Resultados:**

Con la operación del diseño para los análisis efectuados de distribución de velocidades, ocurrencia de vorticidad y pérdida de carga, se observó que el funcionamiento hidráulico entre los canales de llamada de las bocatomas uno a cuatro es satisfactorio y no existe interferencia en el funcionamiento de las bocatomas uno y dos con la tres y cuatro. Con la solución adoptada, la conducción del flujo hacia los recintos de las bocatomas funciona adecuadamente.

La vorticidad que se forma en la superficie libre del agua en las obras de toma una a cuatro para niveles superiores al Namino (elev.52.20) es del tipo 3 e hidráulicamente es aceptable. La del tipo 4 que se forma en las tomas uno y dos su ocurrencia es menor al 3.2% (Ref. 18).

#### 4.1.2. Dimensionamiento de la Bocatoma

##### Ajustes al diseño original

Para dimensionar las bocatomas, se adoptó la geometría de la bocatoma ensayada en el modelo hidráulico de la C.F.E. Salvo unos ajustes que no afectan la geometría original como son:

Se cambia la inclinación de las compuertas a 74° en lugar de 70° y la elevación del asiento de compuertas, se ajusta con esta nueva inclinación a la elevación 34.20, de acuerdo con el modelo ensayado.

La parte baja de la bocatoma no requiere de un abocinamiento elíptico y su forma esta dada por un arco de círculo de acuerdo al modelo.

Por facilidad constructiva, las elipses laterales siguen la misma ecuación que la pila central, las dimensiones consideradas en el modelo hidráulico, se han ajustado a una elipse con el semieje mayor de 2.273 m para que el semieje menor conserve la relación de "0.33 b" la cual resulta de 0.75 m.

Se ajusta la inclinación del paramento aguas arriba a partir de la elevación 44.0, de 20° a 16° siendo paralelo a las ranuras para compuertas.

De acuerdo con el fabricante, el ancho de las ranuras para las compuertas, se ajustó aproximadamente a 1.20 m y la profundidad de las mismas a 0.75 m. La pila central es de 1.50 m.

Con base en lo anterior se realizó un redimensionamiento de la geometría en la bocatoma (Ref. 15).

##### Cálculo de la nueva geometría

Las ecuaciones que definen la geometría de la bocatoma son :

a) Elipse superior (Ecuación 1)

$$\frac{x^2}{H^2} + \frac{y^2}{(0.667H)^2} = 1$$

b) Curva inferior (arco de círculo) (Ecuación 2)

$$x^2 + y^2 = R^2$$

c) Transiciones laterales y pila central (Ecuación 3)

$$\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{(0.33b)^2} = 1$$

Donde los datos a considerar son:

H = 3.00 m	Semieje mayor de la elipse superior
(0.667 H) = 2.00 m	Semieje menor de la elipse superior
R = 4.70 m	Radio del -arco de círculo de la curva inferior
b = 2.273 m	Semieje mayor de la elipse lateral y 1a pila
(0.33 b) = 0.75 m	Semieje menor de la elipse lateral y la pila

Con las ecuaciones y datos anteriores se obtienen los resultados de la nueva geometría de la bocatoma.

Elipse superior (CS)

De la ecuación (1) se obtiene:

x	y
0.000	2.000
0.500	1.972
0.538	1.967
1.000	1.885
1.500	1.732
2.000	1.490
2.500	1.104
3.000	0.000

Tabla 4.6. Puntos que definen la transición superior

Curva inferior (CI)

De la ecuación 2 se obtiene

$$y = \sqrt{4.7^2 - x^2}$$

El punto donde finaliza el arco de círculo y comienza el tramo recto de ajuste es  $x=4.47$  m; con respecto al centro de la circunferencia

Al tabular los valores que resultan de la ecuación tenemos:

x	y
0.000	4.700
0.500	4.673
1.000	4.592
1.500	4.454
2.000	4.253
2.5000	4.979
3.000	3.618
3.500	3.137
4.000	2.468
4.470	1.452

Tabla 4.7. Puntos que definen el arco de círculo

a) Transiciones laterales y pila central (CL)

De la Ecuación (3) se obtiene:

$$y = \sqrt{(0.75)^2 - 0.1089x^2}$$

Al tabular los valores que resultan se tiene:

x	y
0.000	0.750
0.500	1.732
1.000	0.673
1.500	0.563
2.000	0.356
2.273	0.000

Tabla 4.8. Puntos que definen la transición lateral y pila central

Finalmente la nueva geometría se muestra en las Figuras 4.8. a y c

Figura 4.8. Geometría de la obra de toma uno y dos.

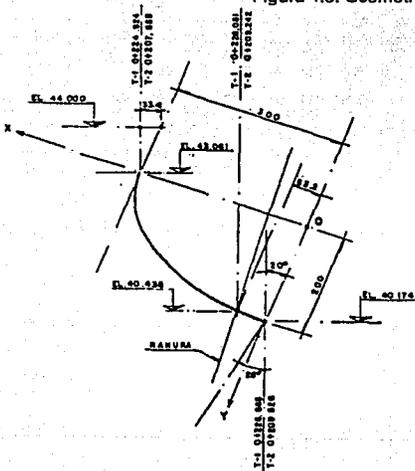


Figura 4.8.a. Curva superior definida en la tabla 4.6.

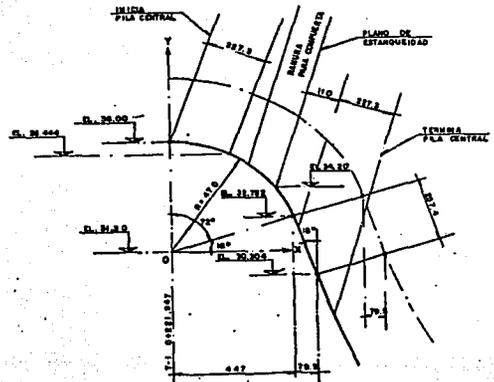


Figura 4.8.b. Curva inferior definida en la tabla 4.7.

4.1.3. Análisis de la sumergencia de bocatoma

Para la nueva geometría de la Obra de toma se realiza el análisis de sumergencia.

Los criterios utilizados son:

1. Método semiempírico
2. Método empírico
3. Semiempírico II
4. Criterio de J. L. Gordon

Los datos para realizar la revisión de la sumergencia son:

Namino (Elevación 52.20m)  
 Nivel de la obra de Toma (Elev. Del umbral 36.00 m)  
 Geometría de la conducción (D=8.25)  
 Conducto (5.35 x 5.00m)  
 Gasto (256.00 m<sup>3</sup>/s)  
 Punto de tangencia (Elev. 43.081)

De acuerdo con los datos, se tiene una sumergencia de:

$$H_{real} = 52.20 - 41.202 = 10.998 \text{ m}$$

Para que no existan problemas de vorticidad, se debe cumplir con:

$$H_{real} \geq H_{min}$$

Definidas las variables a utilizar, se procede al cálculo de la sumergencia mínima, así:

Método semiempírico

$$H_{min} > \{(0.5)(8.25) = 4.125\} H_{min} > (0.5)(8.25)$$

Método empírico

$$H_{min} = (0.3)(52.20 - 36.00) = 4.86$$

Método semiempírico II

$$H_{min} = 1.5 (8.25) = 12.38 \text{ m}$$

Criterio de J.- L. Gordon

$$d = 5.35\text{m} = 17.55 \text{ ft}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{256.00}{(10.00)(535)} = 4.785 \text{ m/s}$$

$$C = 0.3$$

$$S = (0.3)(15.70)(17.55)^{1/2}$$

$$S = 19.73 \text{ ft.} = 6.01 \text{ m}$$

Resultados

De acuerdo con los resultados anteriores, la sumergencia mínima se cubre en casi todos los criterios, salvo en el método semiempírico II que es muy conservador, se toma como adecuada la disposición de la toma actual (Ref. 15).

4.1.4. Dimensionamiento de la transición (rectangular a circular) y conexión a túneles

Ajustes al diseño original

Considerando los 2 vanos de compuertas de 5.00 m de ancho por 5.35 m de altura (cada uno).

La diferencia respecto a la Ingeniería Básica es que se propuso una variación simétrica de los ejes, con la finalidad de que el flujo fuera más uniforme en la transición.

Con base en lo anterior se realizó un redimensionamiento de la geometría (tanto en planta como en elevación), el cual se muestra en las figuras. 4.9a. y 4.9b.

Cálculo de la nueva geometría

DATOS:

SECCION 1 (Rectangular)

b= 5.00 (Ancho de compuerta x2)  
h= 5.35 (Altura de compuerta)

SECCION 2 (Circular)

D= 8.25 (Diámetro de la conducción)  
L= 24.77 (Longitud de la transición)  
P=1.50 (Ancho de la pila central)

$$A(x) = A_2 + (L - x) \left| \frac{A_1 - A_2}{L} \right| \dots\dots\dots (1)$$

$$b(x) = b_2 + (L - x) \left| \frac{b_1 - b_2}{L} \right| \dots\dots\dots (2)$$

$$h(x) = h_2 + (L - x) \left| \frac{h_1 - h_2}{L} \right| \dots\dots\dots (3)$$

$$A(x) = [b(x) - 2R(x)] [h(x) - 2R(x)] + \pi R^2(x) + 2R(x) [b(x) - 2R(x) + h(x) - 2R(x)] \dots (4)$$

Así, al sustituir los nuevos datos en las Ecs. 1, 2 y 3, e iterando con el valor del radio "R(x)" en la Ec. 4, se obtienen los valores R(x) que se muestran en la columna 6 de la Tabla 4.9.

Aclaraciones

Se pretende llevar a cabo una variación lineal del área, ancho y altura de la transición, dejando que sea el radio la variable que se ajuste (según se requiera); sin embargo, al utilizar las Ecs. 1, 2 y 3, se obtienen los radios R<sup>o</sup> (x) mostrados en la 6ª columna de la Tabla 4.9. Se observa que a partir de x = 14, los radios se traslapan, esto es: 2R<sup>o</sup> (x) > h (x) ; por lo anterior se forzó a que a partir de x = 14, los radios R(x) no se traslapan, como se muestra en la 5ª columna de la misma tabla 2R(x) = h(x), siendo éstos (los radios R(x)) los adoptados como válidos (Ref. 15).

Es importante resaltar que debido a la modificación antes indicada, la variación del área, a partir de x = 14, no es lineal y el error que se produce por la diferencia de áreas (la que sigue una variación lineal, col. 7 y la modificada, col. 2 es cuando más 1%, como se muestra en la columna 8.

X (m)	A(x) (m)	B(x) (m)	h(x) (m)	R(x) (m)	R2(x) (m)	A2(x) (m)	A(x)/A1(x) (adim)
0.00	61.53	11.50	5.35	0.00	0.00	61.53	1.00
0.50	61.36	11.43	5.41	0.75	0.75	61.36	1.00
1.00	61.20	11.37	5.47	1.06	1.06	61.20	1.00
2.00	60.87	11.24	5.58	1.48	1.48	60.87	1.00
3.00	60.55	11.11	5.70	1.80	1.80	60.55	1.00
4.00	60.22	10.98	5.82	2.06	2.06	60.22	1.00
6.00	59.57	10.71	6.05	2.48	2.48	59.57	1.00
8.00	58.92	10.45	6.29	2.81	2.81	58.92	1.00
10.00	58.27	10.19	6.52	3.08	3.08	58.27	1.00
12.00	57.62	9.93	6.76	3.32	3.32	57.62	1.00
14.00	57.05	9.66	6.99	3.50	3.495	56.97	0.99
16.00	56.70	9.40	7.22	3.61	3.674	56.32	0.99
18.00	56.21	9.14	7.46	3.73	3.814	55.66	0.99
20.00	55.57	8.88	7.69	3.85	3.930	55.01	0.99
22.00	54.79	8.61	7.93	3.96	4.025	54.36	0.99
24.00	53.85	8.35	8.16	4.08	4.101	53.71	0.99
24.77	53.46	8.25	8.25	4.125	4.125	53.46	1.00

Tabla 4.9. Geometría de la transición.

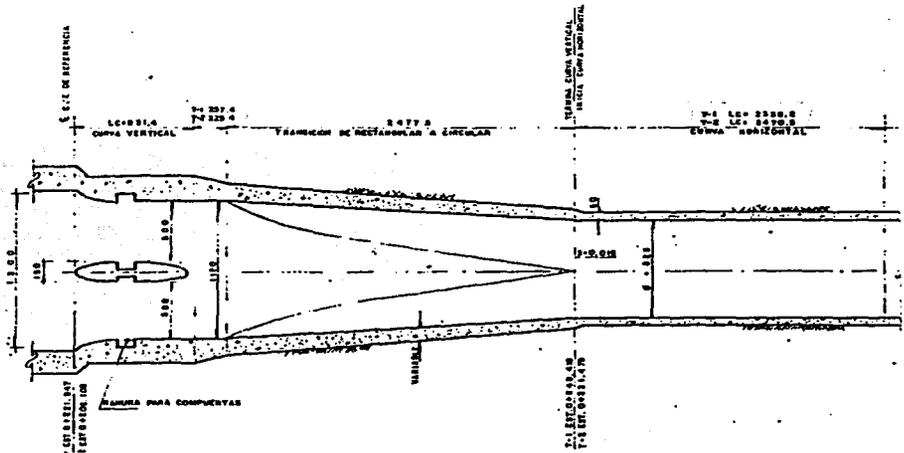


Figura 4.9 a. Geometría de la transición en planta.

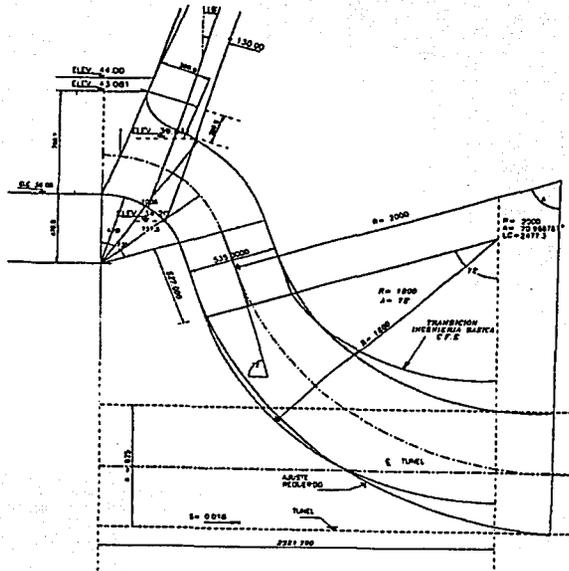


Figura 4.9.b. Geometría de la transición en elevación

#### 4.1.5. Funcionamiento hidráulico del canal de desfogue

##### Antecedentes

El desfogue original del Proyecto Hidroeléctrico Temascal iniciaba con un ancho de plantilla de 54 m. y pendiente de 0.0005 con 260 m. de longitud fueron diseñadas para un rango de gastos entre 95 y 380 m<sup>3</sup>/s correspondientes a la operación de las unidades uno a cuatro de la central original; sin embargo, con la ampliación, el gasto descargado se incrementó en 262.5 m<sup>3</sup>/s por unidad, es decir el gasto máximo de diseño se incrementó de 380 a 905 m<sup>3</sup>/s, lo que significó que de conservar el ancho del canal el nivel de la superficie del agua se elevaría considerablemente perdiendo aproximadamente 4 m. de carga por lo cual se desistió también la ampliación del canal, para ello se estudiaron los anchos propuestos de 40, 50, 60 y 70 m.

Debido a que la elevación en el canal depende de los niveles en el río Tonto, se observó que el nuevo gasto de diseño de 905 m<sup>3</sup>/s se asociaba con la elevación 11.7 m. la cuál no sería posible reducir independientemente del ancho de plantilla adoptado, por lo cual se acordó ampliar el canal de tal forma que la sobreelevación entre la salida de los túneles y el nivel del río para el gasto de diseño fuera razonable.

Después de realizar análisis comparativos tablas. Se eligió el ancho de 55 m. ya que este ancho garantizó las mínimas pérdidas de carga debidas a la sobreelevación del nivel del agua en los desfogues, sin embargo no se cumple la condición de sumergencia especificada por el fabricante por lo que se tuvo que definir la altura de los muros de control necesaria para cumplir con la condición de sumergencia mínima.

Para cumplir con la sumergencia mínima se realizó el siguiente análisis:

Considerando a las unidades trabajando de forma independiente y para los gastos mínimos por unidad de 95 m<sup>3</sup>/s para las unidades uno a cuatro y de 262.5 m<sup>3</sup>/s para las unidades cinco y seis se decidió construir un escalón para cada desfogue, localizándolos al final de la contrapendiente; el ancho de los escalones después de varios análisis se definió: para la central original de 2.10 m y para la ampliación de 2.40 m. provocando con estos escalones el nivel de sumergencia mínimo requerido.

##### Operación del canal de desfogue en modelo

Con la operación del modelo se verificó el nivel de sumergencia en el desfogue, así como la erosión local al pie de los escalones del desfogue.

##### 4.1.5.1. Niveles de sumergencia en el desfogue

Con los gastos de operación definidos y los niveles de agua en el río registrados en la tabla 4.10 se obtuvieron del modelo físico los niveles del agua en diferentes secciones aguas arriba y abajo del escalón para verificar la sumergencia mínima en los desfogues, con y sin aireación del umbral.

La operación del modelo físico seccional con fondo fijo se realizó estableciendo previamente las condiciones de frontera; por ejemplo para los desfogues de las unidades cinco y seis.

##### a. Aguas arriba

##### a.1 Alimentación del modelo físico

El modelo se alimentó con un gasto proporcional al ancho del mismo por ejemplo, para la condición de operación Ao, el gasto del prototipo es de 262.5 m<sup>3</sup>/s, el gasto en modelo se obtuvo de la siguiente manera:

$$q_p = Q_p / B_p = 262.5 / 44.70 = 5.874 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_m = q_p B / Q_e (1000) = (5.874 (20) / 1788.85) (1000) = 65.65 \text{ l/s}$$

**a.2 Geometría en la descarga de la tubería**

Se representó la altura del desfogue de la turbina de 6 m en prototipo, 30 cm en el modelo físico.

**b. Aguas abajo**

Se representó el nivel del río operando una compuerta deslizando; para la condición de operación A<sub>0</sub>, se representó el nivel de 8.50 m de prototipo. Para las otras condiciones de operación A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>, A<sub>4</sub>, la condición de frontera de aguas arriba no cambia pero sí la de aguas abajo al cambiar el nivel del río 8.86, 9.35, 9.95 y 10.5 m, respectivamente.

Las condiciones de frontera para las alternativas de operación B, C, y D se representaron en modelo de la misma forma que la indicada para la alternativa de operación A

OPERACIÓN	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	C.H. ACTUAL (+)				C.H. AMPLIACIÓN (++)		NIVEL EN EL RÍO (m)
		1	2	3	4	5	6	
A0	262.50					*	*	8.50
A1	357.50	*				*	*	8.86
A2	452.50	*	*			*	*	9.35
A3	547.50	*	*	*		*	*	9.95
A4	642.50	*	*	*	*	*	*	10.50
B0	525.00					*	*	10.00
B1	620.00	*				*	*	10.53
B2	715.00	*	*			*	*	10.97
B3	810.00	*	*	*		*	*	11.43
B4	905.00	*	*	*	*	*	*	11.89
C0	190.00	*	*					8.09
C1	452.50	*	*				*	9.35
C2	715.00	*	*			*	*	10.97
D0	380.00	*	*	*	*			9.06
D1	642.50	*	*	*	*	*	*	10.50
D2	905.00	*	*	*	*	*	*	11.89

Tabla 4.10. Condición de operación del desfogue de la casa de máquinas del P. H. Temascal.

Con los registros obtenidos del modelo físico (fondo fijo), se observa que los niveles del agua en el desfogue sin y con aireación son los mismos (Ref. 17).

En la tabla 4.11 se presentan los niveles de sumergencia registrados en el desfogue; para diferentes condiciones de operación. De los registros de niveles obtenidos del modelo físico, tabla 4.11 no se cumple la sumergencia mínima requerida de 9.61 para la ampliación de la C.H. Temascal, unidades cinco y seis; pero sí para la central actual de 8.20, unidades uno a cuatro.

**4.1.5.2. Erosión local al pie de los escalones del desfogue.**

Para los gastos de operación y niveles del agua en el río, Tabla 4.10, se obtuvieron del modelo físico la erosión que el flujo produce aguas abajo de los escalones del canal de desfogue; para dos tipos de material D1 y D2.

Tipo de material	Características del material (*)	
	Tamaño (m)	Densidad (Ss)
D1	0.19 – 0.25	2.99
D2	0.25 – 0.38	3.09
D3	0.50	2.95

Gasto (m <sup>3</sup> /s)	C.H. Actual (+)				C.H. Ampliación (++)		Nivel en el río (m)	Nivel de sumergencia (m)**	Erosión (m)		Depósito (m)	
	1	2	3	4	5	6			D1	D2	D1	D2
262.50						*	8.50	9.17	1	0.87	1.12	0.46
357.50	*					*	8.86	9.41				
452.50	*	*				*	9.35	9.75				
547.50	*	*	*			*	9.95	10.03				
642.50	*	*	*	*		*	10.50	10.67				
525.00					*	*	10.00	10.55				
620.00	*				*	*	10.53	10.71				
715.00	*	*			*	*	10.97	11.06				
810.00	*	*	*		*	*	11.43	11.45				
905.00	*	*	*	*	*	*	11.89	11.81				
190.00	*	*					8.09	8.62				
452.50	*	*				*	9.35	9.35				
715.00	*	*			*	*	10.97	10.99				
380.00	*	*	*	*			9.06	9.56				
642.50	*	*	*	*		*	10.50	10.47				
905.00	*	*	*	*	*	*	11.89	11.85				

D1 = 0.19 - 0.25 m    D2 = 0.25 - 0.38    D3 = 0.50 m; Ss1,2,3 = 2.99, 3.08 y 2.95.

Tabla 4.11. Niveles de sumergencia - erosión y depósito, para las condiciones de operación del desfogue de la casa de máquinas del P. H. Temascal

De los resultados obtenidos, sin aireación del flujo, sólo se produce erosión para la condición de operación Ao, si el cauce aguas abajo del escalón estuviere constituido por el material D1 y D2, es decir cuando sólo opera la unidad 5 ó 6, con un gasto de 262.50 m<sup>3</sup>/s y el nivel del río a la 8.50 m. Las profundidades de erosión y depósito son de 1.00 y 1.12 m respectivamente para el material D1; y de 0.87 y 0.46 m respectivamente para el material D2. Los registros obtenidos no se modificaron después de 2 horas de operación del modelo físico, 40 horas en prototipo.

Al depositar material del tipo D3, en la zona erosionada, condición de operación Ao material D1 y D2, el cauce no se altera, es decir no se produce el arrastre del material D3.

4.1.5.3. Funcionamiento hidráulico del modelo modificado.

Debido a que la sumergencia mínima (elevación 9.61) de la casa de máquinas 5 y 6 no se logra con la geometría del escalón propuesta, se realizó una modificación a este (Ref. 17).

La modificación de la geometría del escalón consistió básicamente, en una primer etapa, en representar aguas abajo del escalón una estructura terrea tipo "lavadero", alternativa B y E; y posteriormente, ampliando el escalón, para que funcione un vertedor de cresta ancha, alternativa F a J. De los resultados obtenidos, se concluye lo siguiente:

a. Las alternativas B y la I, cumplen casi con el nivel sumergencia requerido, alcanzando los valores de 9.56 y 9.67 m, respectivamente.

b. Con la alternativa B no se produce erosión-deposito de material aguas abajo de la estructura; mientras que con la I, se produce erosión-deposito de material, siendo estos de poca cuantía. De colocar material D4 en el foso de socavación, éste no se arrastra.

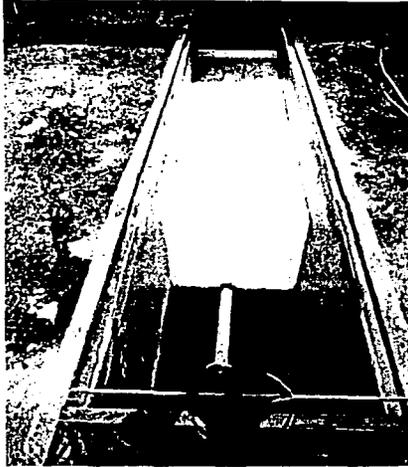


Foto 4.2. Canal de desfogue en modelo hidráulico, se aprecia el escalón prefabricado.

## Resultados

### Proyecto Original

El haber estudiado en modelo físico, el desagüe de las casas de máquinas, para las diferentes condiciones de operación, permitió:

- a. El conocer los niveles de sumergencia que se tendrían en el desfogue; así como el efecto hidráulico de introducir o no aire al flujo.
  - c. De los resultados obtenidos del modelo físico, no se cumple la sumergencia mínima requerida de 9.61 m para la ampliación P.H. Temascal, unidades cinco y seis; pero sí para la central actual de 8.20, unidades uno a cuatro, por lo que se requirió una modificación a la geometría del escalón.
  - d. La erosión-depósito de material aguas abajo de los umbrales. Para tener un valor cualitativo del grado de erosión que el flujo produciría al pie de los escalones del desfogue, se representó en el modelo físico tamaños de material equivalentes a  $D1 = 0.19 - 0.23$  y  $D2 = 0.25 - 0.38$  m, con una densidad de Ss. de 2.99 y 3.09 respectivamente.
  - e. De acuerdo a las diferentes condiciones de operación de las obra de toma y material representado, tabla 4.12, la erosión se produce para la condición.
1. Al operar sólo una de las unidades la cinco o la seis; y no operando las unidades 1 a 4; condición de operación identificada como la "Ao", para un gasto de 262.50 m<sup>3</sup>/s y nivel del río de 8.50 m.

2. Que el material del cauce estuviera formado por un material D1 ó D2. Las profundidades de erosión y de depósito ( formación de barra ) son de 1.00 y 1.12 m respectivamente para el material D1 y de 0.87 y 0.46 m respectivamente para el material D2  
Proyecto modificado

Al tomar en cuenta, que la excavación aguas abajo del escalón del desfogue de la casa de máquinas del P.H. Ampliación Temascal, no se había realizado para el momento de realizar estos estudios en el modelo en laboratorio, y por otra parte, los resultados experimentales del nivel mínimo de sumergencia requerido para las unidades cinco y seis, se presentó la propuesta siguiente para su construcción:

#### A. Estructura terrea

Retirar el material aguas abajo del escalón, dejando una superficie con una pendiente de 0.06, a partir de la elevación 7.40 hasta la elevación 5.00, en una longitud de 40 m, a partir de la cual continua horizontalmente; y rellenar con roca no menor de 50 cm de diámetro, la excavación que quede entre el escalón y la estructura terrea tipo "lavadero" antes descrita, así como la margen izquierda del desfogue, aguas abajo del escalón entre la estructura terrea y el muro que separa la central actual con la ampliación. De esta forma, se tendrá a todo el ancho del desfogue, unidades cinco y seis, una estructura terrea tipo "lavadero".

#### B. Escalón de concreto

Construir el escalón de cresta ancha, de 3.70 m de base a la elevación 5.00 que ha quedado pendiente por la presencia de la alagüa. El escalón construido, se ampliaría en 1.20 m de ancho, si la excavación tipo "lavadero" resultara de mala calidad.

Con la alternativa presentada para su construcción, se lograría:

1. El nivel mínimo de sumergencia requerido en el desfogue a la elevación 9.61, al funcionar sólo la unidad cinco ó seis.
2. Un funcionamiento hidráulico aceptable, con poca turbulencia aguas abajo de la estructura terrea.
3. De erosionarse la estructura terrea tipo "lavadero", con el escalón de cresta ancha, se garantiza la sumergencia requerida.

La erosión al pie del escalón es muy remota, por la presencia de la estructura terrea, y por la calidad de la roca observada en el desplante del escalón por construirse, y el espesor y echado de los estratos, observados en la canalización.

4. 2. Diseño Estructural de la Ampliación a la Obra de Toma

Para efectos del análisis estructural, la Obra de Toma se consideró integrada por las siguientes estructuras:

- 1 Estructuras de agujas.  
Estructuras de agujas.  
Puente de maniobras.
- 2 Estructuras de compuertas:  
Bocatoma.  
Estructura guía para compuertas.
- 3 Transición  
Transición de rectangular a circular.  
Conexión con túnel.
- 4 Zona de montaje:  
Cámara de mantenimiento.  
Apoyo del servomotor.
- 5 Rejillas.

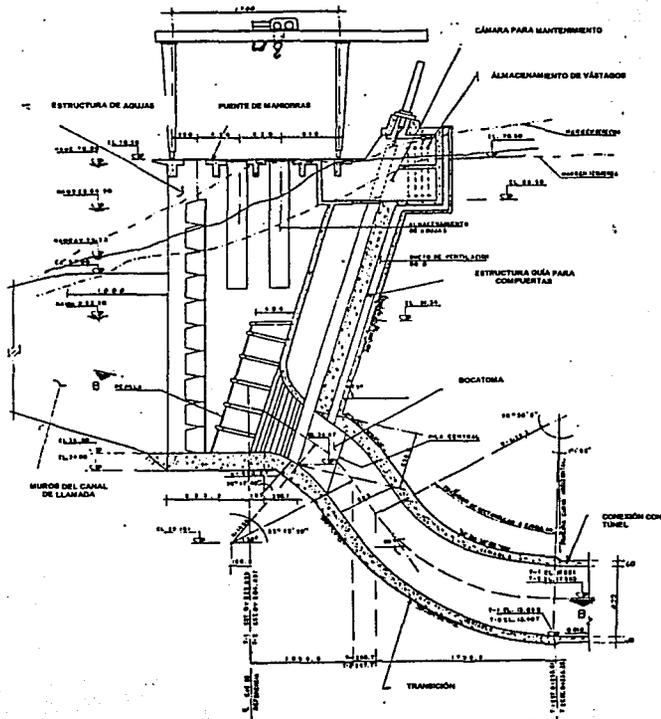


Fig. 4.10. Elementos de la Obra de Toma del Proyecto Hidroeléctrico Ampliación Temascal.

4. 2. 1. Materiales.

La resistencia de los materiales para las diferentes estructuras que conforman la obra de toma son:

Concretos	$f_c$ en $kg/cm^2$
Plantillas en general	100
Losa de cimentación, muros laterales y plataforma de operación	200
Bocatoma, estructura guía para deslizamiento de Compuertas	200
zonas de mantenimiento y almacenamiento de vástagos y apoyos del servomotor	200
Trincheras y casetas	200
Pilas, transición y conexión con el túnel	200
Concreto para segundos colados	200
Acero	$f_y$ en $kg/cm^2$
Acero de refuerzo	4200
Acero estructural A-36	2530
Soldaduras:	
Electrodo E-60XX	955
Electrodo E-70XX	1110
Propiedades de la roca.	
Módulo de elasticidad estático	$E_e = 136\ 000\ kg/cm^2$
Módulo de corte	$G = 52\ 000\ kg/cm^2$
Relación de Poisson	$\mu = 0.3$

Estos parámetros evidencian a una roca compacta pero afectada por fracturamiento. Estos datos serán considerados en todas las estructuras que tienen contacto con la roca y que conforman en general, la Obra de Toma.

#### 4.2.2. Análisis Estructural

Para efectos prácticos se agruparon las diferentes estructuras de forma que fuera posible analizarlas independientemente, a excepción de los casos en donde se indicó una interacción considerada en las condiciones de frontera.

Las estructuras se analizaron de acuerdo a la estructuración indicada en este apartado y tomando en cuenta las combinaciones de carga tratadas en 4.2.4.

La mayor parte de las estructuras se analizaron con el programa STAAD-III.

##### 4.2.2.1. Estructuras de agujas.

Se consideró esta estructura como la más crítica dada su condición particular, desde el punto de vista constructivo y de trabajo. La altura de los muros y el no tener muros intermedios que ayudaran a soportar los empujes hidrostáticos, obligó a utilizar anclaje en las zonas en que los muros presentaron contacto con el macizo rocoso.

##### Método de análisis

Se analizó por medio de un modelo tridimensional de toda la estructura, considerando la losa de cimentación, muros laterales y puentes de maniobras, como elementos placa. Se utilizó para el análisis, el método de elemento finito

##### Condiciones de Frontera

Las condiciones de frontera, en las zonas donde se tenga contacto con la excavación (cimentación y muros laterales), fueron dadas de manera que interactúe estructura y roca por medio de resortes elásticos, cuya rigidez fue determinada de acuerdo a las propiedades elásticas de la roca.

El anclaje, fue definido en el análisis en conjunto con Geotécnia que recomendó que se puede usar el requerido para estabilidad del macizo rocoso. Este anclaje, fue ligado a la parrilla del refuerzo exterior del muro, por medio de un bastón soldado a la varilla.

##### 4.2.2.2. Estructura de compuertas.

Bocatoma. Constituida por una sección rectangular variable con una pila central. Para su análisis se utilizó una estructura tridimensional con elementos placa, integrada por cimentación, muros laterales, pila central y losa superior.

Estructura guía para compuertas. Es una estructura rectangular con dos vanos por donde se deslizan las compuertas. Para su análisis se estructuró como un marco continuo considerando varias secciones en toda su altura.

##### Bocatoma

##### Método de análisis.

Se analizó por medio de un modelo tridimensional de toda la estructura, considerando la losa de cimentación, muros laterales, pila central y losa superior como elementos placa, el análisis se efectuó por medio del método de elemento finito.

##### Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera se consideraron de manera que interactúen estructura y roca por medio de resortes elásticos cuya rigidez fue determinada con las propiedades elásticas de la roca.

#### 4.2.2.3. Estructura guía para compuertas

##### Método de análisis

Se generó un modelo que se ajustó a la geometría de la estructura de tal forma que se obtuvo un marco continuo cuyo análisis se efectuó en el plano aplicando el método de rigideces.

##### Condiciones de frontera

Esta estructura se apoya en el macizo rocoso y este se idealizó por medio de resortes elásticos, cuya rigidez fue determinada con las propiedades elásticas de la roca, adicionalmente se estudió la posibilidad de anclaje ya que su condición crítica es cuando este vacía. En este caso, dicho anclaje se integrará al modelo de análisis por medio de resortes elásticos cuya rigidez será determinada de acuerdo a las características elásticas del ancla y a las condiciones de la roca en donde se embeba dicho anclaje (Ref. 14).

#### 4.2.2.4. Transición de rectangular a circular

Transición de rectangular a circular. Quedó constituida por una sección variable de rectangular a circular. La estructuración se idealizó como marco continuo para diferentes secciones.

Conexión con túnel. Es una sección circular y se analizó como tal.

##### Método de Análisis

Se manejaron varios modelos a lo largo de la transición buscando que se ajustaran a la geometría. Se idealizó como un marco continuo plano, cuyo análisis se ejecutó por medio del método de rigideces.

##### Condiciones de frontera

Como la estructura, en todo su perímetro, tiene contacto con el macizo rocoso, se hizo interactuar este con la estructura por medio de resortes elásticos, cuya rigidez se determinó con las propiedades elásticas de la roca.

##### Conexión con túnel.

##### Método de análisis

Se manejó un modelo de sección circular que se ajustó a la geometría, cuyo análisis fue por medio del método de rigideces.

##### Condiciones de frontera

Como la estructura, en todo su perímetro, tiene contacto con el macizo rocoso, se hizo interactuar este con la estructura por medio de resortes elásticos, cuya rigidez quedó determinada con las propiedades elásticas de la roca.

#### 4.2.2.5. Zona de montaje.

Es una estructura de concreto reforzado y se estructuró a base de muros, losas y trabes.

#### 4.2.2.6. Rejillas.

Quedó conformada por una estructura metálica, para efectos de análisis se manejó una estructura tridimensional constituida por elementos principales a base de trabes y puntales metálicos y como elementos secundarios los paneles de rejillas.

**Zona de montaje**

**Cámara de mantenimiento**

**Método de análisis**

Se analizó separadamente: muros, losas, trabes. Para ambas alternativas se aplicó el método de las rigideces

**Condiciones de frontera**

Se hicieron simplificaciones de dichas fronteras con apoyo simple y empotramiento.

**Apoyo del servomotor**

Para esta estructura se aplicaron las mismas condiciones indicadas en el punto anterior

**Método de análisis**

**Estructura principal**

Se manejó una estructura tridimensional constituida por elementos principales a base de trabes y puntales metálicos, para su análisis se aplicó el método de rigideces.

**Estructura secundaria**

Se consideró como estructura secundaria a los paneles de las rejillas. Estos se analizaron independientemente de la estructura principal.

Se realizó la revisión por pandeo lateral de las soleras.

**Condiciones de Frontera**

Para las condiciones de frontera en el análisis de la estructura principal, todos sus apoyos se consideraron como empotramiento.

#### 4.2.3. Cargas a considerar.

Las estructuras se diseñaron considerando las cargas de servicio y en función del procedimiento constructivo se revisaron los elementos estructurales que se vieron más afectados durante esta etapa.

Cabe aclarar que la presión hidrostática, por la proximidad de las estructuras al vaso, en algunos casos estuvo presente por lo que esta carga junto con el peso propio de la estructura, al nivel que este, empuje de tierras, equipos de construcción y sismo fueron tomados en cuenta para la revisión de los elementos estructurales durante la etapa de construcción (Ref. 14).

Solicitaciones.

Las cargas a considerar son:

##### a) Peso propio de la estructura.

En todos los casos el peso propio y adicionales donde lo ameritó, de acuerdo al Manual de Obras Civiles de CFE (C.1.2. Acciones, Edición 1981.) ref. 11.

##### b) Peso propio del equipo.

El peso de los equipos, como son: servomotor, grúa pórtico, compuertas y agujas, fueron definidas por el fabricante así como su localización.

##### c) Cargas por operación de los equipos.

Las fuerzas transmitidas a la estructura por la operación de los equipos (servomotor, grúa pórtico, compuertas y agujas) fueron definidas por el fabricante así como su localización.

De las cargas que el fabricante proporcione de la grúa, pórtico, estas se afectaron como sigue:

- Para impacto vertical 25% de las cargas vivas que soporta.
- Para fuerzas laterales 20% de las cargas que puedan levantarse más el peso del carro.
- Para fuerzas longitudinales 10% de la carga máxima de las ruedas.

##### d) Cargas vivas.

Únicamente se consideraron aplicadas sobre el piso de operación y zona de mantenimiento de compuertas y su magnitud se considero de acuerdo a lo indicado en el Manual del USBR-BUILDINGS, Edición 1951.

##### e) Presiones Hidrostáticas

Estas presiones se definieron de acuerdo al NAMO y NAME indicando en las especificaciones técnicas, para cada estructura de la siguiente forma:

###### CH-1. Estructuras de agujas, compuertas y transición.

Al estar colocadas las agujas, la máxima presión exterior sobre las estructuras será la correspondiente al NAMO o en su defecto al tirante máximo contenido por las agujas.

###### CH-2. Estructuras de bocatoma, transición y conexión.

Cuando se encuentren cerradas las compuertas, la máxima presión exterior actuando sobre las estructuras será la correspondiente a la máxima elevación del vaso (NAME).

###### CH-3. Rejillas.

La carga hidrostática que se utilizó fue de acuerdo a lo establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (A.2.2. Obra de Toma para Plantas Hidroeléctricas).

**f) Empuje de Tierras.**

Estas cargas serán fueron aplicadas en los rellenos de la plataforma de operación y sus magnitudes y distribuciones fueron definidas por geotécnia.

**g) Sismo.**

Para obtener las fuerzas sísmicas se afectó el peso propio de las estructuras, equipos, empujes de tierra y a la presión hidrostática (Presiones Hidrodinámicas) por el coeficiente sísmico del sitio el cual se obtiene de la regionalización contemplada en Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (C.1.3. Sismo Edición 1981) de acuerdo a:

El proyecto se localiza en la zona sísmica B.

La Obra de Toma queda catalogada en las estructuras del grupo A.

Suelo tipo I. Terreno firme.

Coefficiente sísmico,  $C=0.16$

Dicho coeficiente debe afectarse por un factor de 1.3 por ser una estructura del grupo A.

#### 4.2.4. Combinaciones de carga.

Las estructuras fueron analizadas bajo las siguientes combinaciones de carga, mismas que se afectarán por los factores de carga que se indican en el punto 4.2.7 (Ref. 14).

##### 4.2.4.1. Estructuras de agujas.

Para el análisis de la cimentación y puente de maniobras:

a) Condición normal.

Combinación 1. Peso propio de:

- Losa de cimentación.
- Muros laterales.
- Puente de maniobras.
- Agujas metálicas.

Presión hidrostática CH-1 sobre:

- Agujas metálicas.
- Muros laterales (subpresión).
- Losa de cimentación (subpresión)

Otras acciones:

- Tránsito de grúa con una sección de compuerta o tránsito de una plataforma cargada. Se analizará la más crítica.
- Carga viva.

Para el análisis de muros laterales:

b) Condición normal.

Combinación 2. Peso propio de:

- Losa de cimentación.
- Muros laterales.
- Puente de maniobras.
- Agujas metálicas.

Presión hidrostática CH-1 sobre:

- Agujas metálicas.
- Muros laterales (subpresión).
- Losa de cimentación (subpresión).

c) Condiciones extraordinarias.

De las dos combinaciones anteriores los efectos críticos, para cada caso estructural, fueron definidos al analizar las siguientes combinaciones extraordinarias y se comparando resultados:

Combinación 3 = Combinación 1 + Sismo (dirección ortogonal).

Combinación 4 = Combinación 2 + Sismo (dirección ortogonal).

##### 4.2.4.2. Estructura de compuertas.

Bocatoma.

Se analizaron dos condiciones normales:

Agujas colocadas

Combinación 5. Peso propio de:

- Bocatoma.
- Toda la estructura que se encuentra sobre la bocatoma.

Presión hidrostática CH-1 sobre:

- Losa de cimentación (subpresión)
- Muros laterales (subpresión).
- Losa superior (subpresión).

Compuertas colocadas.

Combinación 6. Peso propio de:

- Bocatoma.
- Toda la estructura que se encuentra sobre la bocatoma.
- Compuertas.

Presión hidrostática CH-2 sobre:

- Losa de cimentación (subpresión)
- Muros laterales (subpresión).
- Losa superior (subpresión).

#### 4.2.4.3. Estructura guía para compuertas.

a) Condición normal.

Combinación 7. Peso propio de:

- La estructura.
- Toda la estructura que se encuentra sobre los muros guía.

Presión hidrostática CH-1 sobre:

- Losa de respaldo (subpresión).
- Muros laterales (subpresión).

b) Condición extraordinaria.

Combinación 8 = Combinación 7 + Sismo (dirección contraria al flujo).

#### 4.2.4.4. Transición y conexión.

Presión exterior (sin agua en el interior).

Se analizaron dos condiciones normales:

a) Condición normal. Agujas colocadas.

Combinación 9. Peso propio de:

- Revestimiento de la sección.

Presión hidrostática CH-1 sobre:

- El revestimiento de la sección variando la presión de acuerdo a su localización.

b) Condición normal. Compuertas colocadas.

Combinación 10. Peso propio de:

- Revestimiento de la sección.

Presión hidrostática CH-2 sobre:

- El revestimiento de la sección variando la presión de acuerdo a su localización.

Presión interior.

Combinación 11.

- Presión interior al NAMO o NAME (Incluyendo sobrepresión por golpe de ariete).
- Presión exterior de acuerdo al gradiente hidráulico.

4.2.4.5. Zona de montaje.

Cámara de mantenimiento.

a) Condición normal, compuerta en zona de mantenimiento.

Combinación 12. Peso propio de:

- Losa de cimentación.
- Muros laterales.
- Losas intermedias y superior.
- Vástagos.
- Compuerta.
- Servomotor.

Otras acciones.

- Carga viva.
- Empuje de tierras.
- Presión hidrostática por Nivel freático.
- Maniobras por los equipos.

b) Condición normal, compuerta en vano.

Combinación 13. Peso propio de:

- Losa de cimentación.
- Muros laterales.
- Losas intermedias y superior.
- Vástagos.
- Compuerta (sumergida).
- Servomotor.

Otras acciones.

- Fuerzas transmitidas por maniobras de cierre y apertura de compuertas.
- Carga viva.
- Empuje de tierras.
- Presión hidrostática por Nivel freático.

d) Condiciones extraordinarias.

Combinación 14 = Combinación 12 + Sismo (dirección ortogonal).

Combinación 15 = Combinación 13 + Sismo (dirección ortogonal).

Apoyo del Servomotor

a) Condición normal, compuerta apoyada

Combinación 16. Peso Propio de:

- Losa Superior.
- Servomotor.

Condición normal de operación de la compuerta

Combinación 17= Combinación 16 + Fuerzas transmitidas por maniobras de cierre y apertura de compuertas.

Condiciones Extraordinarias

Combinación 18 = Combinación 16 + Sismo (dirección ortogonal).

Combinación 19 = Combinación 17 + Sismo (dirección ortogonal)

#### 4.2.4.6. Rejillas

Para las rejillas se manejó la siguiente combinación

a) Condición Normal

Combinación 20 Peso propio de toda la estructura más precisión CH-3, uniforme en todas sus caras.

#### 4.2.5. Criterios de diseño

Los criterios de diseño que aquí se presentan rigieron para el análisis y diseño de las estructuras que conforman la obra de toma (Ref. 14).

Estos criterios parten de la base, de que las excavaciones se efectuarían sin problemas de caídos y que los muros de concreto, que van contra excavación, se mantendrían de acuerdo al plano general de Obra de Toma.

En caso de existir sobreexcavación originado por la mala calidad de la roca, se ajustaría el diseño para tomar en cuenta las nuevas condiciones de la estructura, lo que no sucedió debido a que las excavaciones se realizaron con éxito.

#### 4.2.6. Normas y especificaciones

Para efecto de cargas, análisis y diseño de los elementos estructurales que conforman la obra de toma, se tomó como base las siguientes normas, manuales o reglamentos (Ref. 14):

##### 1.- Manuales de diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.).

- c.1.1. Métodos de diseño
- c.1.2. Acciones
- c.1.3. Diseño por sismo
- c.1.4. Diseño por viento
- c.2.2. Cimentaciones
- a.2.2. Obras de toma para plantas hidroeléctricas.

De estos manuales se utilizaron las últimas versiones 1979 o 1981

##### 2.- Manual del Bureau of Reclamation (USBR)

Buildings, Edición 1931  
Penstok, Edición 1970

##### 3.- American Concrete Institute, Edición 1989

Building Code Requeriments for:

Reinforced Concrete ACI-318-89  
Comentary ACI-318R-89

##### 4.- American Institute of Steel Construction (AISC)

Manual of Steel Construction  
Allowable Welding Society. Edición 1989

##### 5.- American Welding Society (AWS), última versión

##### 6.- Normas AASHTO, última versión

Adicionalmente, se tomarán en cuenta las recomendaciones que se emitieron por Mecánica de rocas y de suelos para cada caso particular.

#### 4.2.7. Factores de carga

Los factores de carga que se aplicaron fueron de acuerdo a los que se indican en el Reglamento ACI-318-89 (Concreto reforzado), siendo las siguientes combinaciones de carga (U) (Ref. 14):

1. - Carga muerta (D) y carga viva (L)

$$U = 1.4D + 1.7L$$

2. - Carga muerta, Carga Viva y Cargas accidentales

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.8E), \text{ Sismo (E)}$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W), \text{ Viento (W)}$$

Cuando la carga viva sea favorable, usar:

$$U = 0.9D + 1.43E \text{ y } U = 0.9D + 1.3W$$

Carga muerta y Carga viva, mas empuje lateral de terreno (H)

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

3. -Se deben considerar la dirección de las fuerzas y combinarse de acuerdo a lo siguiente:

$$U = 0.9D + 1.7L + 1.7H \quad (\text{D contraria a H})$$

$$U = 1.4D + 1.7H \quad (\text{L contraria a H})$$

$$U = 0.9D + 1.7H \quad (\text{D y L contrarias a H})$$

Carga muerta y Carga viva, mas presión lateral de líquidos (F)

$$U = 1.4 (D + Fv) + 1.7L$$

$$U = 0.9 (D + Fv) + 1.7L + 1.4F \quad (\text{D contraria a F})$$

$$U = 1.4 (D + Fv) + 1.4F \quad (\text{L contraria a F})$$

$$U = 0.9 (D + Fv + 1.4F) \quad (\text{D y L contraria a F})$$

Fv = Presión vertical del líquido, actuando simultáneamente con F

Impacto (I)

En todas las combinaciones se debe sustituir ( L + I ) por ( L ) cuando el impacto deba considerarse.

De acuerdo con esto, las combinaciones empleadas (COMB. 1 a COMB. 19) que no coincidieron con las indicaciones por el ACI, fueron adaptadas con los mismos factores de carga de acuerdo a la combinación que se maneja.

#### 4.2.8. Métodos de Diseño

##### Estructuras de concreto

Todas las estructuras de concreto reforzado fueron diseñadas con el método por Resistencia última (Ref. 14). Basado en el reglamento ACI – 318 – 89.

##### Estructuras metálicas y soldadura

Para estas estructuras se aplicó el método de diseño por esfuerzos permisibles, el cual se basa en el Manual de construcciones de Acero, AISC, edición 1989 Y en las normas del AWS, última edición.

---

CAPITULO 5  
PROCESO  
CONSTRUCTIVO  
DE LA  
AMPLIACIÓN

---

## 5. 1. Aspectos relevantes de la Construcción de la Ampliación

Como se ha mencionado en el capítulo 1, el principal problema durante la construcción de la presa Presidente Alemán, presente también en los trabajos de ampliación de la Planta Temascal, fue la geología del terreno; el tipo de suelo en que se trabajó y las condiciones de operación de la planta en servicio, obligaron a realizar los trabajos con una estricta planeación y precisión, para lograrlo, se llevaron a cabo análisis de estabilidad, se diseñó el soporte y tratamiento requeridos mediante anclaje de fricción, malla y concreto lanzado y la respectiva colocación de drenes. También se efectuaron pruebas de uso de explosivos como paso previo al inicio de las excavaciones en donde se determinó la predicción de efectos de las vibraciones producidas por las mismas, y con base en esto se limitó la carga máxima por tiempo en cada zona de voladura. En donde fue requerido se realizaron tratamientos de consolidación de la roca mediante inyecciones de 5 a 10 m de profundidad.

A partir de los estudios de laboratorio y de campo que se hicieran para determinar las características de resistencia, deformabilidad y permeabilidad del macizo rocoso en las distintas zonas del proyecto, se obtuvieron los valores para la roca intacta y para el macizo rocoso. Ver punto 1.2.3. del Capítulo 1.

### 5.1.1. Trabajos preliminares

#### *Obturbación de túneles con tapones de concreto*

Uno de los trabajos previos a la construcción de la obra fue la obturbación de las bocatomas existentes en los túneles uno y dos, los que presentaban fugas de agua a través de las válvulas de mariposa instaladas en su interior. Estos trabajos de obturbación se realizaron mediante el colado de tapones de concreto rellenando los recintos de las bocatomas de ambos túneles, para conseguir esto, se construyeron previamente tapones provisionales de concreto en una zona ubicada aguas abajo de la galería de las válvulas de control. Todo lo anterior se realizó con un tirante de agua de 40 m.

Una vez que se consiguió el acceso seguro al interior de los túneles, se procedió a eliminar los tapones provisionales y las válvulas de mariposa, conservando los tapones definitivos.

#### *Construcción de muro atagüa en zona de bocatomas y canal de llamada*

Para poder trabajar en seco el canal de llamada y las bocatomas uno y dos, fue necesaria la construcción de un muro atagüa con corona a la elevación 64 con la finalidad de proteger a una elevación mayor las excavaciones de obra de toma.(Ref. 12).

### 5.1.2. Excavaciones

#### *Excavación de la obra de toma*

A partir de la elevación 40 de la excavación se observó un incremento notable en los volúmenes de filtración principalmente a través del talud de margen derecha y el talud de aguas abajo. En el primer caso las filtraciones aparecen de manera aleatoria, principalmente por fracturas en la roca, mientras que en el segundo caso se observan principalmente a través de los barrenos para anclaje.

#### *Excavación en la nueva casa de máquinas*

La excavación para la nueva casa de máquinas, consistió en hacer una plataforma de 75 X 60 m en planta y 25 m de profundidad máxima, con cortes inclusive verticales, para un total de 33,500 m<sup>3</sup> de excavación.

La excavación se situó parcialmente en un canal excavado durante la construcción de la central original. Dicho canal estaba bajo un tirante de 4 m de agua sobre su nivel de piso, la elevación + 7.0, ya que el desfogue de la central Temascal es aproximadamente la + 1 1.0.

Para el inicio de la excavación se construyó en septiembre de 1993 una atagüa para aislar el sitio. La estanqueidad se logró inyectando bajo la atagüa y el muro divisor del desfogue para formar una pantalla impermeable. Posteriormente, se bombeo agua hasta lograr bajar el nivel de agua contenida en el recinto. El bombeo se mantuvo para controlar filtraciones menores del orden de 20 litros por segundo. (Ref. 12).

#### 5.1.2.1. Estabilidad de taludes en casa de maquinas

Para la estabilidad de taludes en general se revisaron los mecanismos de falla potenciales de activarse en función de la geología del sitio.

El recinto comprende principalmente tres taludes, dos paralelos al eje de conducción y uno ubicado en la zona aguas arriba perpendicular a los primeros. La zona aguas abajo de la excavación presenta una rampa para el desfogue, la cual no implica problemas de estabilidad.

Para los dos taludes paralelos al eje de conducción, la estratificación es perpendicular en rumbo respecto a éstos por lo que no se presentó inestabilidad en dichos taludes. Sólo se aplicó tratamiento selectivo a base de anclaje y concreto lanzado, especialmente en la franja superior de los cortes. Cabe señalar que el talud derecho, el cual estuvo a tan solo 3 m de la casa de máquinas anterior fue en el que se observó una mejor calidad del macizo dentro de todos los cortes del proyecto. Por su parte en el talud izquierdo (zona del campamento), afloró arcilla con fragmentos de roca caliza en un espesor irregular en la zona superior del corte, sin embargo, no significó riesgo de estabilidad.

En el caso del talud perpendicular a los anteriores, el mecanismo de inestabilidad fue el de volteo, por lo que se optó por retirar los estratos en condición de alto riesgo y colocar anclaje para sostener aquellos que no fue necesario remover. Puede afirmarse que la estabilidad de taludes no fue el aspecto más crítico en la excavación del recinto. (Ref.12).

#### 5.1.2.2. Control en el uso de explosivos

En junio de 1993 se realizaron 5 voladuras de prueba en la zona de los pozos de Oscilación, con cargas hasta de 5 kg para registrar las vibraciones y se obtuvo la ecuación 1 para predicción de velocidad de partícula en función de la distancia a la voladura y la carga máxima por tiempo (CFE, 1993). La recta dada por la ecuación 1 fue empleada para calcular la velocidad de partícula.

$$V = 1,13 OW^{0.7} D^{-1.4}$$

donde:

V - velocidad de partícula (mm/s)

W - carga máxima por tiempo (kg)

D - distancia (m)

Se dedicó especial atención a la problemática que implica el uso de explosivos en la cercanía de instalaciones con equipo delicado y de casas, ya que las vibraciones, el lanzamiento de roca y la perturbación a personas eran razón por demás suficientes cada una de ellas para diseñar las voladuras en forma controlada. Se estableció un límite para la velocidad de partícula conforme a lo siguiente:

- a) Restricción del equipo de generación.

La operación de las turbinas de la central requieren que el nivel máximo de vibración no alcance un desplazamiento de 0.15 mm, lo cual conduce una máxima velocidad de partícula de 28mm/s.

b) Instalaciones y construcciones existentes.

Se incluyeron en este punto las casas del campamento y la casa de máquinas en operación. La velocidad de partícula permitida fue de 51 mm/s.

c) Perturbaciones a personas.

En la construcción de la termoeléctrica Topolobampo se observó que al limitar la velocidad a 13 mm/s (0.5 in/s), las molestias no son severas, (Yáñez, 1993b). Se optó por esta última restricción. De hecho, al considerar este nivel se cubre el de las construcciones, a igualdad de distancias.

d) Concretos en fraguado.

La excavación del recinto para la casa de máquinas se realizó sin la simultaneidad de colados de concreto en su gran mayoría, por lo que no fue necesario restringir aún más el uso de explosivos.

e) Lanzamiento de roca

Para evitar el lanzamiento de roca se recomendó colocar malla sobre la superficie de la voladura, además, se mantuvo un seguimiento respecto a la correcta barrenación conforme al patrón establecido, para evitar desviaciones en cuanto a separación e inclinación, la inspección también se ejecutó durante la colocación del explosivo, para verificar que el explosivo y su distribución en el barreno fueran conforme a lo establecido.

f) Definición de la carga máxima por tiempo.

Para cada zona de voladura, se relacionó la distancia a cada sitio de afectación con su velocidad restrictiva (criterios ya descritos), para determinar la carga máxima por tiempo a partir de la ecuación 2, la cual fue obtenida de la ecuación 1.

$$W = ((VD)^{1.4}) / 1,130^{10.7}$$

*Monitores de vibraciones*

Con el objeto de verificar los niveles de vibración, se llevó a cabo un monitoreo con equipo portátil ubicado dentro de la casa de máquinas anterior. Los resultados son los siguientes:

De un total de 236 voladuras, se obtuvieron 105 registros útiles, principalmente debido a la resolución del equipo o simultaneidad de voladuras que no incidió en el control efectivo.

Sólo hubo 4 registros sobre la recta de predicción durante la etapa de construcción, lo cual hace ver que el pronóstico que se obtuvo de las voladuras de prueba fue razonable. Cabe recordar que las pruebas se hicieron en la zona de los Pozos de Oscilación.

En la etapa de construcción ningún registro excedió el límite de 28 mm/s que marcó como restricción para no afectar la generación de energía eléctrica.

En general los resultados de haber controlado los efectos por voladuras fueron satisfactorios, principalmente porque se cumplió con el objetivo de no suspender la generación de energía en la central en operación, no se afectaron las instalaciones de la central, ni las casas del campamento y sobre todo, no hubo incidencia en el programa de construcción. (Ref. 12).

### 5.1.3. Tratamientos de inyección

#### *Tratamientos de inyección en obra de toma*

Originalmente se planteó colocar una pantalla de inyección sobre el muro atagüa de obra de toma, este comprendía un remate en los extremos con barrenos distribuidos en abanico; sin embargo, debido a las características del fracturamiento del macizo rocoso y la observación de las filtraciones aportadas en uno de los barrenos de aireación del túnel uno, se comprobó que existía comunicación entre el barreno y el vaso, cuyas vías de flujo se asociaron con dos sistemas de discontinuidades identificados por Geotécnia. Por lo anterior y con objeto de evitar las filtraciones probables hacia la excavación de obra de toma, se acordó la ejecución de una pantalla envolvente, con barrenos verticales separados 3 metros y ejecutados en 3 etapas de inyección.

De acuerdo con las recomendaciones señaladas por C.F.E., se modificaron los barrenos, perforándose de manera inclinada y en una dirección sensiblemente normal a la dirección de los sistemas de discontinuidades, efecto que mejoró la inyección en los barrenos.

Observando el registro de consumos de inyección de la envolvente y tomando en consideración que la excavación de la lumbrera de conexión con el Túnel uno reduce progresivamente la distancia entre la excavación y la pantalla, se decidió efectuar una cuarta etapa de inyecciones en la envolvente, la cual deberá complementarse con la prolongación de los barrenos centrales de la pantalla envolvente y la barrenación complementaria de la pantalla central.

Previendo que durante la construcción de la lumbrera de conexión se cruzaría la zona de la pantalla envolvente, simultáneamente con la demolición del revestimiento del túnel, se requirió un tratamiento de impermeabilización de la roca en la vecindad del túnel, en los cadenamientos 0+250 y 0+278 mediante aureolas de inyección con separación de 2 m, con 24 barrenos de 8 m de profundidad. (Ref. 12)

#### *Tratamiento de consolidación en el fondo de las excavaciones*

Además de las filtraciones detectadas durante la excavación de la bocatoma uno, se observó una gran cantidad de cavernas rellenas de materiales arcillosos, las mayores alteraciones se presentan entre los niveles 27 y 40 en el talud de margen derecha, todos estos registrados en el área de obra de toma, pudiendo clasificar este tramo como roca caliza de mala calidad con intercalaciones importantes de arcilla y cavernas rellenas de materiales arcillosos de consistencia blanda a medianamente firme.

Con el propósito de rellenar las oquedades existentes bajo la plataforma de fondo en la excavación y mejorar el espesor de mayor influencia del desplante, se propuso un tratamiento de inyección con barrenos de 10 m de profundidad en una plantilla de 3 x 3 m, este tratamiento se realizó previo a la colocación de la losa de fondo.

### 5.1.4. Construcción del tajo en el dique Pescaditos

Como ya se mencionó, para lograr la intercomunicación de los embalses de las presas Presidente Alemán y Cerro de Oro fue necesaria la excavación de un tajo en el dique Pescaditos, sobre el que existe un puente carretero, para proteger la infraestructura del puente ante la erosión por el paso del agua, se procedió a concluir el revestimiento de la plantilla y taludes en la cercanía del puente, mediante la construcción de losas de concreto reforzado.

Fue en agosto 22 de 1995 cuando se inició la comunicación de ambos embalses. (Ref. 10).

## 5. 2. Aspectos Contractuales.

La C.F.E. concursó la ejecución del proyecto, incluyendo la realización de la ingeniería de detalle, fabricación, suministro, construcción, montaje, pruebas y puesta en servicio de todos los equipos, sistemas y obras, bajo la modalidad "llave en mano" y mediante financiamiento de carácter privado.

El contrato fue adjudicado al consorcio formado por las empresas CEGELEC, ALSTHOM JEUMONT, NEYRPIE E ICA FLUOR DANIEL; conviniendo entre ellas designar a CEGELEC como representante y líder del consorcio.

C.F.E. decidió que la ejecución de este proyecto fuera bajo un esquema CAT (construir, arrendar transferir) y extrapresupuestal, a realizar mediante la creación de un fideicomiso, habiéndose celebrado un contrato entre los miembros del consorcio e instituciones bancarias, con la comparecencia de la C.F.E. y que ampara la ejecución del proyecto completo.

C.F.E. asumió la responsabilidad para: supervisar y administrar la ejecución de los trabajos, realizar la aceptación provisional y definitiva del proyecto, adicionalmente operar y realizar los trabajos tanto de continuación como de mantenimiento de la central. (Ref. 10).

A continuación se describen las características y ventajas de este tipo de contratación.

### 5. 2. 1. Proyectos Llave en mano

Un contrato llave en mano está basado en el concepto de responsabilidad única en la ejecución del proyecto, refiriéndose esta responsabilidad a que el contratista realiza los servicios de ingeniería, suministro de equipo y materiales, obra civil y electromecánica, pruebas y puesta en marcha, entregando al cliente las instalaciones listas para operar comercialmente de acuerdo a las garantías de capacidad y calidad establecidas contractualmente.

En el caso de la Comisión Federal de Electricidad C.F.E., estos contratos llave en mano se están realizando por compañías nacionales y /o consorcios formados por compañías nacionales e internacionales, existiendo ya una amplia experiencia por parte de C.F.E. en el otorgamiento de estos contratos. (Ref. 13).

### 5. 2. 2. Aspectos técnicos de un proyecto llave en mano

En este rubro es indispensable contar con bases de concurso que permitan y faciliten la interpretación de los alcances del proyecto, preestableciendo los alcances de suministro y las características y especificaciones técnicas de las instalaciones.

Las bases de concurso deben contemplar los siguientes aspectos:

- i. Descripción del proyecto
- ii. Alcance del suministro
- iii. Servicios de Ingeniería básica complementaria
- iv. Servicios de ingeniería de detalle y procuración
- v. Equipos, aparatos y materiales
- vi. Estructuras y edificios
- vii. Empaque, embarque, transporte y almacenamiento
- viii. Construcción civil, mecánica y eléctrica
- ix. Pruebas y puesta en servicio
- x. Pruebas de capacidad y comportamiento
- xi. Criterios de diseño generales
- xii. Criterios de diseño y descripción de obras civiles, cimentaciones, estructuras y edificios
- xiii. Criterios de diseño y descripción de sistemas mecánicos, eléctricos y de control
- xiv. Especificaciones de equipo principal y auxiliar

- xv. Procedimientos y requerimientos para la construcción de obras civiles, cimentaciones, estructuras y edificios
- xvi. Procedimientos y requerimientos para la construcción y montaje de equipos, componentes mecánicos, eléctricos y de instrumentación.
- xvii. Procedimientos y requerimientos de aseguramiento y control de calidad en la ejecución del proyecto
- xviii. Requerimientos de protección ambiental en materia de equilibrio ecológico y protección al ambiente.
- xix. Procedimientos y requerimientos para las pruebas, puesta en servicio, verificación, comportamiento y garantías.
- xx. Dibujos específicos relacionados con el proyecto tales como: arreglos generales, diagramas del ciclo, diagramas de tubería e instrumentación, diagramas unifilares, diagramas de control básico.

Los documentos anteriores corresponden a los datos básicos del proyecto que permiten preparar la oferta técnica, y en caso de otorgamiento de contrato complementarios para poder integrar la ingeniería básica del proyecto.

#### *Ejecución de un Proyecto llave en mano*

El contrato en su ejecución contempla las siguientes fases:

##### *a) Complemento de Ingeniería Básica y Servicios de ingeniería de detalle*

En esta etapa el contratista cuenta con el tiempo suficiente para completar la información suministrada por C. F. E., llevando a cabo la actualización de especificaciones, de equipo y control, diagramas unifilares, etc.

Paralelamente a esta fase, el contratista inicia la elaboración de documentos necesarios para la construcción de las instalaciones y para la fabricación de equipo y suministro de materiales, así mismo prevé las requisiciones que permitan la procuración de equipos y materiales necesarios.

En esta fase del proyecto y dado que el contrato implica una responsabilidad integral del contratista, se deben identificar y definir con anticipación el tipo de documentos que requieran aprobación de la C. F. E., y cuales serán de tipo informativo.

##### *b) Suministro de equipo y materiales*

Esta etapa es esencial para lograr el alcance del contrato; las características técnicas de los equipos e instrumentos se establecen en la ingeniería básica del proyecto; debiendo integrar una relación de proveedores aprobada por C.F.E. de donde el contratista podrá elegir la mejor opción; en cuanto a los materiales, se definen en la ingeniería de detalle, se contratan de acuerdo con especificaciones establecidas y en función del programa de utilización.

##### *c) Construcción civil y electromecánica*

En esta fase es importante mencionar que la intervención de la C.F.E. es menor que en un contrato con la modalidad de precios unitarios, por ejemplo. Por esto la función del supervisor es esencial, la supervisión debe realizarse con base en el Programa de Aseguramiento y Control de Calidad, para garantizar el cumplimiento a las especificaciones y procedimientos técnicos y constructivos; en este programa se definen las actividades que deben ser aprobadas, los procedimientos constructivos específicos y las pruebas de calidad que deben realizarse.

##### *d) Aseguramiento y control de calidad*

En un proyecto llave en mano es fundamental contar con un plan de aseguramiento y control de calidad ya que con ello se garantiza que la ejecución del proyecto se ejecute en todas sus fases, conforme a los requerimientos técnicos establecidos en el contrato, C.F.E. en sus contratos establece planes que cumplen con las normas locales y códigos internacionales vigentes en la realización de este tipo de proyectos.

*e) Pruebas y puesta en marcha*

Una vez terminada la construcción de las instalaciones, se llevan a cabo las pruebas y puesta en marcha de las unidades. Esta fase del proyecto también es realizada por el contratista de acuerdo a los requerimientos de C.F.E. para las pruebas, puesta en servicio, verificación, comportamiento y garantías establecidas y conforme a los manuales de operación y arranque, que son preparados tomando en cuenta las recomendaciones de los proveedores de equipo e instrumentos.

Esta última fase culmina con la entrega física de las instalaciones, y deberá realizarse de acuerdo a las condiciones contractuales establecidas. (Ref. 13).

5. 2. 3. Aspectos administrativos de un proyecto llave en mano

En todo proceso constructivo debe vigilarse el cumplimiento en costo, tiempo y calidad, planeados para obtener los resultados esperados y a la vez obtener un producto confiable.

Para lograr establecer los requisitos de calidad que gobernarán los trabajos de construcción se crea un marco de referencia conformado por las normas de calidad existentes tales como:

- NOM = Normas Oficiales Mexicanas
- ANSI = American National Standard Institute
- ASME= American Society of Mechanical Engineers
- ASQC= American Society for Quality Control
- ISO = International Standardization Organization
- CFR = Code of Federal Regulation.

Requisito también fundamental para lograr que los trabajos sean realizados de acuerdo con la normatividad y requisitos técnicos marcados es, el desarrollo e implantación del programa de aseguramiento de calidad, del cual se promueve también se establezcan los manuales de procedimientos y de calidad.

La organización, el equipo técnico, el personal obrero, la herramienta y todo lo que participa en el proceso constructivo es parte de la calidad de la obra, por lo tanto susceptible de evaluarse, razón por la cual se incluye en las auditorías que se realizan al proceso, siendo el principal objetivo de las auditorías el verificar que el sistema de calidad del consorcio constructor, esté implantado efectivamente y brindar la asesoría necesaria en caso de requerir esta.

De manera general se pueden enunciar las ventajas principales que facilitan la administración de este tipo de proyectos:

Simplificación técnica ya que se facilita la coordinación de toda la ingeniería, la cual efectuaba antes la C.F.E. en su totalidad y con cada uno de los fabricantes y montador.

Simplificación administrativa debido a la realización de un solo proceso de licitación y manejo de un solo contrato.

Menor riesgo de incumplimiento de los programas ya que independientemente del costo o importancia de los equipos, el contratista pone interés y cuidado en la entrega oportuna para no afectar el cumplimiento global.

Mejores condiciones de financiamiento, ya que se cubren todos los sistemas y equipos menores que por sí solos no son financiables.

Simplicidad en el manejo contractual, ya que, al incluirse el montaje se aplica la L.O.P. en lugar de la ley de abastecimientos, cuya normatividad es más compleja (Ref. 13).

#### 5. 2. 4. Aspectos financieros de un proyecto llave en mano

Es importante destacar que, este tipo de mecanismos, surgen como un elemento de compensación a la disminución del gasto público y a la necesidad de conciliar esta disminución con las demandas del desarrollo y sus requerimientos de infraestructura, sin comprometer recursos presupuestales.

La respuesta de la iniciativa privada ha sido altamente positiva y de esta manera han sido posibles entre otros importantes incrementos en el número de kilómetros del sistema carretero del país, así como el desarrollo de capacidades adicionales en el sector eléctrico.

El esquema "llave en mano" planteado por C.F.E. pretende, de manera prioritaria que sus proyectos sean, por una parte, autofinanciables y por otra, autónomos de los recursos públicos destinados a la inversión. En este tipo de proyectos se distinguen 3 etapas principales: Promoción, construcción y operación.

Durante la primera etapa, el promotor diseña un esquema que le permita obtener los recursos financieros para llevar a cabo la construcción de la planta a través de su propia inversión y/o de créditos de instituciones financieras

En la segunda etapa se lleva a cabo la construcción y pruebas necesarias para dejar la planta en operación de acuerdo a las especificaciones de C.F.E.

En la última etapa, C.F.E. opera la planta pagando al promotor una renta establecida en el contrato de arrendamiento firmado previamente entre el promotor y C.F.E. Dicho contrato permite cubrir el servicio y la amortización de los créditos y otorgar un rendimiento al capital invertido. (Ref. 13).

Las principales fuentes de financiamiento pueden ser:

- i. Banco de Fomento a las exportaciones
- ii. Papel comercial
- iii. Colocaciones privadas en el exterior
- iv. SWAPS deuda por deuda
- v. SWAPS deuda por capital
- vi. Financiamiento bancario
- vii. Arrendamientos financieros

#### 5. 2. 5. Aspectos legales de un proyecto llave en mano.

En primer lugar una de las características generales de estos proyectos es que sean rentables; es decir que deben cumplir con las expectativas de todas las partes que acuden a él de acuerdo a su interés particular. Se requiere una adaptación en forma eficiente y productiva, elevando el nivel técnico para producir y ofrecer servicios a los niveles de competencia internacional.

Se trata de un esquema de contratación en la que se asume directamente la responsabilidad por la ejecución de un proyecto contemplando su instalación y entrega de la unidad contratada completa y lista para operar comercialmente.

Los participantes en esta modalidad son: el organismo o entidad interesada, el consorcio constructor, una entidad financiera y una institución fiduciaria.

Los principales asuntos jurídicos a destacar son los siguientes:

- 1.- Contrato de asociación en participación entre los integrantes del consorcio constructor
- 2.- Contrato de fideicomiso en el que participan:

- a. La entidad promotora C.F.E. con personalidad de fideicomitente, fideicomisaria que pone el terreno a disposición del consorcio constructor, participando como supervisora técnica de la construcción.
- b. La entidad financiera también como fideicomisaria, en garantía de sus créditos para el proyecto.
- c. Un banco mexicano como institución fiduciaria, titular de la propiedad de planta hasta su entrega final, al término del arrendamiento.

Los contratos celebrados son los siguientes:

- i. Contrato de crédito entre las unidades financieras y la fiduciaria, para el financiamiento del proyecto.
- ii. Contrato de llave en mano entre el fideicomiso y los contratistas en donde estas se responsabilizan de manera solidaria a través de un representante común, siendo la promotora (C.F.E.) como parte designada por la fiduciaria o mandataria para la supervisión técnica del proyecto y la recepción final de las unidades.
- iii. Contrato de arrendamiento entre la institución fiduciaria como arrendadora y la entidad promotora, (C.F.E.) como arrendataria, condicionando a que la obra haya sido recibida debidamente concluida y en operación.

En la interpretación legal del esquema llave en mano se destacan los siguientes problemas, que resultan no tanto del esquema, sino de la falta de actualización de la legislación aplicable al mismo.

- i. Falta de una figura (en nuestra legislación) que contemple la creación de un consorcio o unión temporal de empresas con personalidad jurídica propia.
- ii. Ante la falta de esta regulación de este tipo de contrato, el contrato se regula por disposiciones aplicables a otros afines, como son los contratos de obra, de suministros y de prestaciones de servicios que no alcanzan a cubrir todas las particularidades de este tipo de operaciones.
- iii. Por lo que se refiere a su naturaleza pública o privada, puede crear confusión, en virtud de que el objeto del contrato llave en mano es para un servicio público, aún cuando en su celebración no interviene la entidad pública, pues quien contrata es una institución fiduciaria, se estima que por tratarse de proyectos de obras destinadas a un servicio público, le son aplicables las disposiciones de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, así como la Ley de arrendamientos y prestaciones de servicios relacionados con bienes muebles, y solo supletoriamente las disposiciones de la legislación civil común. Sin embargo este aspecto no está bien definido.

Se puede concluir que este tipo de contratos, derivan de un acto complejo que implica un sistema de contratación, por lo que es necesario, con la experiencia en los contratos en ejecución, diseñar una estructura propia y que las partes involucradas diseñen su propia regulación. (Ref. 13).

---

# CAPITULO 6

# CONCLUSIONES

---

La demanda de electricidad en nuestro país crece en la medida en que la población lo hace, se estima que cada 10 años la capacidad de generación instalada debe duplicarse para equiparar la oferta con la demanda.

Para satisfacer esta demanda se requiere el diseño y la construcción de grandes obras de infraestructura como presas, sistemas de conducción y estructuras conexas que conformen un sistema integral de obras, permitiendo generar energía eléctrica.

La realización de obras de esta magnitud involucra dos aspectos fundamentales: la factibilidad técnica y la inversión, ambas están íntimamente ligadas.

La factibilidad técnica se determina con una serie de estudios previos que sirven como base para establecer los procedimientos y programas de ejecución de obra, otorgando la posibilidad de elegir de entre varias alternativas y consiguiendo una mejor planeación, programación e inclusive presupuestación de la obra.

El aspecto de la inversión, ha variado ya que anteriormente quien invertía en obras de esta magnitud era el gobierno federal, a partir de 1989 y derivado de la crisis económica de la década de los ochentas, el gobierno mexicano, implementó nuevas política de participación de inversión del sector privado para el desarrollo de infraestructura.

La C.F.E., responsable de generar y administrar la energía eléctrica en nuestro país, propuso el esquema de Proyecto o contrato "llave en mano", esta nueva forma de contratación permitió realizar obras públicas con recursos privados; sin por ello privatizar a la institución. Desde la aceptación de esta nueva modalidad de contratación, este esquema se ha modificado y adecuado a las nuevas necesidades.

Cabe destacar que esta modalidad de contratar brinda entre otras, la oportunidad de poder desarrollar recursos humanos de alta capacidad para el diseño y construcción de las obras que a la C.F.E. le compete programar y realizar.

Actualmente se lleva a cabo un debate sobre la Reforma eléctrica en nuestro país, mismo que deberá analizarse profundamente debido a que este sector es clave en el desarrollo económico y social de nuestra nación, que deberá estar a la vanguardia para ser competitiva en los nuevos esquemas económicos y comerciales.

Por último, creo importante el continuar desarrollando la investigación sobre las fuentes alternas de generación de energía para, de igual manera alentar su desarrollo y explotación.

---

# REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

1. Sotelo, Avila Gilberto, Hidráulica general, Vol. 1. Editorial Limusa, México D.F, 1994.
2. Herrera D. J, Obra de toma en presas de almacenamiento, S.A.R.H., Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica México 1976.
3. U.S.B.R., Diseño de presas pequeñas, Cía. Editorial Continental S.A. de C.V. México 1982.
4. S.A.R.H., Principales presas de México, Tomo 1, México 1969.
5. Aparicio Mijarez Francisco J. Fundamentos de Hidrología de superficie. Limusa Noriega Editores, México, 1997.
6. Martínez M. Sergio Ignacio, Introducción a la Hidrología superficial, Textos Universitarios. Universidad Autónoma de Aguascalientes, México 2000.
7. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia A.2.3. Obra de toma para plantas hidroeléctricas, Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 1983.
8. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia A.2.9. Obra de excedencias, Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 1981.
9. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles, Estructuras C11. Método de diseño, Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 1981.
10. C.F.E., Proyecto Hidroeléctrico Ampliación Temascal Oaxaca, México 1986.
11. Estudio Hidrológico realizado por la C.N.A. para la factibilidad de la unión de los vasos de las presas Presidente Alemán Cerro de Oro. México 1989.
12. Revista de Ingeniería Civil, Colegio de Ingenieros Civiles de México, A. C. No. 1207 julio 996. México, "Excavación del recinto para la casa de máquinas del proyecto hidroeléctrico Ampliación Temascal, Oaxaca.
13. Memorias de la reunión celebrada en la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción en febrero de 1992 sobre proyectos llave en mano para la C. F. E.
14. Tesis "Generalidades sobre selección de turbinas hidráulicas"  
 Autores Nikte Norma Ocampo Guerrero  
 Mauricio de los Santos Hernández  
 Director M. en I. Arturo Nava Mastache  
 F.I. 2001
15. C.F.E. "Obra de toma, criterios específicos de diseño de obra civil". No. ICA TEM 30 SHPE FM 001, Septiembre 1993, p.p. 39.
16. C.F.E. "Proyecto de obra de toma". ICA TEM 30 SHPE ICA OT-H-001. Diciembre 1993, p.p. 31.
17. C.F.E. Memoria de cálculo estructural de estructuras de agujas. ICA TEM 30 SHPE FC009 ICA OT M0009. Agosto 1994. p.p. 69.
18. C.F.E., Departamento de Ingeniería civil de Diseños Hidroeléctricos. Informe del Funcionamiento hidráulico del canal de desfogue en modelo hidráulico.
19. C.F.E., Departamento de Ingeniería civil de Diseños Hidroeléctricos. Informe del funcionamiento hidráulico del canal de llamada en modelo hidráulico.