

91  
22j



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

## CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL MANEJO DE AGUAS RESIDUALES CON FINES DE GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA EN LA CENTRAL "VALENTIN GOMEZ FARIAS."

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

IGNACIO ROMERO CASTRO

DIRECTOR DE TESIS: DR. J. HUMBERTO MARENGO MOGOLLON



México, D.F.

Diciembre 1996

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-057/95

Señor  
**IGNACIO ROMERO CASTRO (642)**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. HUMBERTO J. MARENGO MOGOLLON, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL MANEJO DE AGUAS RESIDUALES CON FINES DE  
GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA EN LA CENTRAL VALENTIN GOMEZ  
FARIAS"**

**INTRODUCCION**

- I. ESTUDIOS BASICOS**
- II. ARREGLO GENERAL DE LA CENTRAL**
- III. MODELOS Y PRUEBAS EMPLEADOS**
- IV. RECOMENDACIONES DE DISEÑO**
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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 21 de abril de 1995.  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*jbr

**In Memoriam:**

**Mi padre**

**Dedicado a:**

**Mi madre, por su ejemplo, cariño y amor.**

**Mis hermanos:**

**Hilaria , Juan y Tere por los momentos felices  
que juntos vivimos.**

**A mi familia:**

**Gloria y Alan por su paciencia y comprensión**

**Agradecimientos:**

**A mi Alma Mater**

Al Dr. Humberto Marengo Mogollon por su invaluable apoyo para la realización de este trabajo, amistad y gran calidad humana.

A la M. I. Adriana Caffagi F. por sus consejos y apoyo desinteresado.

**A los Ingenieros:**

**J. Javier Cortes Rosas**

**Jesús Gallegos Silva**

**Por sus conocimientos y gran amistad**

**A mis colegas y amigos mil gracias.**

## ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	01
<b>1 ESTUDIOS BÁSICOS</b>	
1.1 Descripción del proyecto	03
1.2 Estudio geológico	07
1.3 Estudio topográfico	08
1.4 Estudio hidrológico	08
1.5 Calidad del agua	14
<b>2 ARREGLO GENERAL DE LA CENTRAL</b>	
2.1 Captaciones	18
2.2 Funcionamiento hidráulico	22
2.3 Conducción Atamajac-tanque regulador	24
2.4 Obras de regulación	27
2.5 Conducción a presión	31
2.6 Casa de máquinas	33
<b>3 MODELOS Y PRUEBAS REALIZADAS</b>	
3.1 Tanque regulador	41
3.2 Tanque sedimentador	44
3.3 Sedimentación	51
3.4 Columna de sedimentación	53
3.5 Diseño final de tanque sedimentador	55

<b>4 RECOMENDACIONES DE DISEÑO</b>	
4.1 Estado actual	61
4.2 Operación y mantenimiento	63
4.3 Medidas para mejorar la operación y el funcionamiento de la central	82
<b>CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</b>	86
<b>ANEXO FOTOGRÁFICO</b>	90
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	96

## INTRODUCCIÓN

Un sistema hidroeléctrico es un conjunto de estructuras y equipos necesarios para transformar de manera eficiente la energía hidráulica del agua (básicamente potencial), en trabajo mecánico aprovechable, con una transformación inmediata en energía eléctrica.

La demanda energética en el mundo aumenta día con día, ya que esta es indispensable en gran parte de la actividad humana y para satisfacerla existen diferentes tipos de aprovechamientos como son: las centrales hidroeléctricas; de termoenergía en sus diferentes formas; y nucleares. Siendo las dos primeras las más importantes y por tanto se encuentran instaladas en casi todo el mundo. Como ejemplos se pueden citar los siguientes casos extremos: Noruega satisface aproximadamente el 99% de su demanda con centrales hidroeléctricas, en Inglaterra estas solo ocupan el 1.7% y en México solo se genera el 20% del total demandado, el resto se obtiene de centrales termoeléctricas (principalmente carboeléctricas y petroeléctricas) lo que representa grandes costos de operación y mantenimiento.

Este trabajo tiene como objetivo principal describir el funcionamiento hidráulico y las principales estructuras que constituyen la primer Central Hidroeléctrica que opera con aguas residuales en nuestro país, ya que hasta la fecha es difícil encontrar referencias de diseño de centrales similares a nivel mundial. La Central "VALENTÍN GÓMEZ FARIAS" mejor conocida como "Agua Prieta" aprovecha el agua residual de la Cd. de Guadalajara, Jal. que inicialmente se descargaba al río Santiago sin ningún tratamiento o aprovechamiento; básicamente se trata de una central de "pico", es decir opera a su máxima capacidad en horas de mayor demanda ya que la mayor parte del día se encuentra sin funcionar.

En el capítulo uno se describen los estudios preliminares y de anteproyecto que se efectuaron, destacando por su influencia las cuencas naturales y artificiales, las poblaciones de saturación que trajeron como consecuencia la estimación de los gastos de diseño.

En el segundo capítulo se describen en conjunto las principales estructuras que componen la central, de acuerdo a su necesidad consecutiva. Posteriormente se analiza, la función individual de cada una de ellas. En resumen se describen: captaciones, conducción, desarenadores, tanque regulador, obra de toma y tanque sedimentador.

Los modelos, las pruebas y los resultados obtenidos previos a la construcción de la central se enuncian en el capítulo tres, sobresaliendo los siguientes parámetros de diseño: depósito de sedimentos, carga superficial y el tiempo de permanencia del agua residual en el tanque sedimentador (funcionamiento hidráulico).

Finalmente en el cuarto y último capítulo se describen el estado actual de la central, las actividades de operación y mantenimiento de las estructuras auxiliares más importantes y las acciones para mejorar la operación de la misma. Las consideraciones hechas en este trabajo deben tomarse con cautela, ya que no constituyen normas de diseño para plantas similares, únicamente marcan los criterios de diseño que contemplan el manejo de aguas residuales. Además vale la pena señalar que cada central constituye un proyecto distinto de los demás y por tanto requerirá de consideraciones especiales de acuerdo a sus características particulares.

## **CAPÍTULO 1 ESTUDIOS BÁSICOS**

En este capítulo se enuncian los principales estudios preliminares y de campo realizados durante la etapa de proyecto, que por su influencia determinaron los parámetros de diseño y dimensiones de las estructuras, que actualmente integran la Central Hidroeléctrica "VALENTÍN GÓMEZ FARÍAS".

### **1.1 Descripción del proyecto**

- **Antecedentes**

La ciudad de Guadalajara se ha constituido en las últimas décadas, en una zona de acelerado crecimiento poblacional y en un importante polo de desarrollo industrial. Estas dos características le imprimen a Guadalajara un rango de exigencias en materia de suministro de agua potable y energía eléctrica.

El agua que se consumía en Guadalajara hasta 1995 provenía del Lago de Chapala y de pozos que se han perforado en el área metropolitana. Esto ha generado una gran cantidad de aguas residuales que son captadas y conducidas por grandes colectores que descargan sus aguas en el cauce del Río Santiago desde una altura de más de 500 metros.

Esta gran altura y el volumen de aguas residuales que irá en aumento año con año, proporcionó datos muy atractivos para que la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) realizara los estudios de factibilidad para la construcción de una central hidroeléctrica, que aprovechara estas aguas que no tienen utilidad alguna para convertirlas en un satisfactor vital para este gran polo de desarrollo.

## **CAPÍTULO 1 ESTUDIOS BÁSICOS**

En este capítulo se enuncian los principales estudios preliminares y de campo realizados durante la etapa de proyecto, que por su influencia determinaron los parámetros de diseño y dimensiones de las estructuras, que actualmente integran la Central Hidroeléctrica "VALENTÍN GÓMEZ FARÍAS".

### 1.1 Descripción del proyecto

- Antecedentes

La ciudad de Guadalajara se ha constituido en las últimas décadas, en una zona de acelerado crecimiento poblacional y en un importante polo de desarrollo industrial. Estas dos características le imprimen a Guadalajara un rango de exigencias en materia de suministro de agua potable y energía eléctrica.

El agua que se consumía en Guadalajara hasta 1995 provenía del Lago de Chapala y de pozos que se han perforado en el área metropolitana. Esto ha generado una gran cantidad de aguas residuales que son captadas y conducidas por grandes colectores que descargan sus aguas en el cauce del Río Santiago desde una altura de más de 500 metros.

Esta gran altura y el volumen de aguas residuales que irá en aumento año con año, proporcionó datos muy atractivos para que la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) realizara los estudios de factibilidad para la construcción de una central hidroeléctrica, que aprovechara estas aguas que no tienen utilidad alguna para convertirlas en un satisfactor vital para este gran polo de desarrollo.

Los estudios realizados revelaron que era posible económica y técnicamente la construcción de una central, que ayudara a cubrir la demanda de energía eléctrica en las horas pico del área metropolitana de Guadalajara.

La zona del proyecto se localiza al norte del área metropolitana de la ciudad de Guadalajara, entre los meridianos  $103^{\circ}15'$  y  $103^{\circ}21'$  de longitud oeste y los paralelos  $20^{\circ}42'$  y  $20^{\circ}48'$  de latitud norte, en los municipios de Zapopan y Guadalajara. El límite entre ambos es el Arroyo Atemajac y por tanto dentro del primero quedaron ubicadas las obras correspondientes a las captaciones de los Arroyos San Andrés y Osorio, así como la conducción hasta el Río San Juan de Dios, también parte de la captación principal correspondiente a este Río se alojó dentro de este municipio. El resto de las obras del proyecto quedaron ubicadas dentro del municipio de Zapopan.

Por tratarse de una planta de alta caída y encontrarse tan próxima al segundo centro de carga en el país así como por las características propias que presenta la región la curva de demanda de energía eléctrica, se considera a este aprovechamiento ideal para proporcionar energía de picos. De acuerdo a los requerimientos de energía de la zona y dentro del sistema interconectado, se determinó que la mejor operación de la planta sería a un factor de planta de 0.21, que equivale a operar diariamente los equipos durante 5 horas.

Es importante resaltar que el crecimiento urbano e industrial traerá año con año un incremento de agua potable y con ello un aumento en las descargas de aguas negras, dando como consecuencia que el factor de planta se incremente gradualmente.

Esta situación condujo a que se planteara llevar a cabo el proyecto en dos etapas para la construcción de la obra civil y tres fases para el equipamiento electromecánico.

Los estudios realizados revelaron que era posible económica y técnicamente la construcción de una central, que ayudara a cubrir la demanda de energía eléctrica en las horas pico del área metropolitana de Guadalajara.

La zona del proyecto se localiza al norte del área metropolitana de la ciudad de Guadalajara, entre los meridianos  $103^{\circ}15'$  y  $103^{\circ}21'$  de longitud oeste y los paralelos  $20^{\circ}42'$  y  $20^{\circ}48'$  de latitud norte, en los municipios de Zapopan y Guadalajara. El límite entre ambos es el Arroyo Atemajac y por tanto dentro del primero quedaron ubicadas las obras correspondientes a las captaciones de los Arroyos San Andrés y Osorio, así como la conducción hasta el Río San Juan de Dios, también parte de la captación principal correspondiente a este Río se alojó dentro de este municipio. El resto de las obras del proyecto quedaron ubicadas dentro del municipio de Zapopan.

Por tratarse de una planta de alta caída y encontrarse tan próxima al segundo centro de carga en el país así como por las características propias que presenta la región la curva de demanda de energía eléctrica, se considera a este aprovechamiento ideal para proporcionar energía de picos. De acuerdo a los requerimientos de energía de la zona y dentro del sistema interconectado, se determinó que la mejor operación de la planta sería a un factor de planta de 0.21, que equivale a operar diariamente los equipos durante 5 horas.

Es importante resaltar que el crecimiento urbano e industrial traerá año con año un incremento de agua potable y con ello un aumento en las descargas de aguas negras, dando como consecuencia que el factor de planta se incremente gradualmente.

Esta situación condujo a que se planteara llevar a cabo el proyecto en dos etapas para la construcción de la obra civil y tres fases para el equipamiento electromecánico.

La primera etapa se puso en servicio en 1991 con una capacidad instalada de 240 MW de potencia llevándose a cabo la fase I de equipamiento, aprovechando un gasto medio anual de  $12.35 \text{ m}^3/\text{s}$  que es regularizado en un vaso de almacenamiento artificial para cambiar el régimen al gasto de diseño que se fijo en  $52.6 \text{ m}^3/\text{s}$  para operar la planta a un factor de 0.22 (en el capítulo dos se describe con mayor detalle esta estructura).

La generación media anual que se obtiene en esta primera etapa de construcción y fase I de equipamiento es de 462.3 GWH.

El incremento anual de las descargas daría como resultado la necesidad de equipar la unidad generadora III que estará operando en el año 2000, aumentándose la capacidad instalada a 360 MW y una generación media anual de 631.0 GWH con un factor de planta de 0.20 y concluyéndose la fase II de equipamiento.

Se estimó que para el año 2007 la ciudad de Guadalajara estará descargando un gasto medio de  $24.03 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que será necesario construir la segunda etapa de la obra civil y la tercera fase de equipamiento. La generación media anual que se espera en ese año es de 926.1 GWH con una cuarta unidad, una capacidad instalada de 480 MW y un factor de planta de 0.22.

Puede afirmarse que la inversión total de este proyecto hidroeléctrico, así como el costo por KW instalado es de los más bajos en relación a otros aprovechamientos hidroeléctricos construidos recientemente en el país.

Los costos de construcción en la primera y segunda etapa son: \$ 1,577 y 127 millones de pesos ( 11.8375 y 0.9525 millones de dólares respectivamente a noviembre de 1996).

- Etapas

Del estudio hidrológico y de los tiempos lógicos de construcción y de operación, se consideraron tres fechas clave dentro del desarrollo del proyecto: Año 1989 entrada en operación de la primera etapa utilizando un gasto medio de  $11.96 \text{ m}^3/\text{s}$ , que serán regulados en un tanque de almacenamiento para obtener un gasto de diseño de  $54.7 \text{ m}^3/\text{s}$ , para alimentar 2 unidades de 122.5 MW, correspondiendo a un factor de planta inicial de 0.21; Año 2000, como la entrada en operación de una segunda etapa utilizando un gasto medio de  $18.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una ampliación en el tanque regulador y un gasto de diseño de  $81.9 \text{ m}^3/\text{s}$ , alimentando un total de 3 unidades de 122.5 MW con un factor de planta inicial de 0.22; Año 2005, como la entrada en operación de una tercera etapa para un gasto medio de  $24 \text{ m}^3/\text{s}$  y una unidad adicional de 122.5 MW, el gasto de diseño correspondiente a cada unidad será de  $27.3 \text{ m}^3/\text{s}$  totalizando  $109.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . El factor de planta inicial para esta tercera etapa será de 0.22.

- Recopilación de información

Los datos hidrométricos fundamentalmente se obtuvieron de registros de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

Los aspectos topográficos fueron captados de la Secretaría de Programación y Presupuesto, las cartografía editadas por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional en sus aspectos topográfico, geológico y uso del suelo. La C.F.E. proporcionó planos topográficos de la zona en estudio a escala 1:5000 con base en un levantamiento fotogramétrico aéreo hecho en 1975.

La información relativa a calidad de agua se obtuvo en la Residencia de Protección y Ordenación Ecológica de la Representación Jalisco de la SARH, apreciándose que fue escasa.

Lo referente a demografía se obtuvo del Departamento de Planeación y Urbanización del Estado. Este aspecto es fundamental ya que del crecimiento mayor o menor de la población dependen directamente los caudales que se captaran en el proyecto.

## 1.2 Estudio geológico

Los aspectos geológicos fueron hechos directamente por C.F.E. quien estableció una Residencia de Geología en la ciudad de Guadalajara.

En general puede decirse que tanto la captación como la conducción quedaron alojadas en basalto de buena calidad, no esperándose problemas de derrumbes a lo largo de los túneles aún en una zona donde aparece un lente arcilloso del Arroyo Hondo. El tanque se desplantó en riolita y solamente hubo que tomar en cuenta las filtraciones en esta roca cuando se alojó el agua que regula.

En la rampa de la tubería a presión que va superficialmente afloran rocas del tipo riolita vítrea, riolita fluvial nesferulítica, andesita basáltica, brecha basáltica y tobas arenosas. Es en esta zona en donde se presentaron mayores dificultades geológicas pues además a la altura del poblado el Tempisque aflora un paleo canal y en una zona muy amplia aparecen depósitos de talud con profundidades hasta de más de 20 m.

Debió considerarse dentro de la distribución de silletas y machones estas características para poder desplantar adecuadamente.

### 1.3 Estudio topográfico

Se contó con levantamientos de detalle en las zonas de captación y tanque de almacenamiento, así como en toda la conducción principal, la rampa y casa de máquinas, con topografía de detalle.

Las captaciones de Osorio y San Andrés, así como el perfil topográfico de esta conducción se levantó y se compararon con el proyecto definitivo, además se hicieron modificaciones en la conducción debido a su interferencia con algunas construcciones.

### 1.4 Estudio hidrológico

Se hizo un estudio hidrológico que tuvo como objetivo proponer los caudales de diseño actuales y futuros derivados de las descargas del sistema de alcantarillado que está constituido en forma combinada de drenaje sanitario y aguas pluviales. Dentro de este estudio se hizo un análisis de las áreas de cuencas, de la variación de los caudales horaria, diaria y mensual y una estimación a caudales futuros basada en el crecimiento de la población y del uso del suelo.

- Aguas negras

Inicialmente se estudiaron las diferentes cuencas de la zona, con el objeto de identificar aquellas con el potencial hidráulico susceptible de aprovecharse.

Para cada una de las cuencas estudiadas se determinó el gasto que se presentará de aguas negras considerando el área, uso del suelo, tipo de zona y la densidad de población correspondiente, tomando como base la información contenida en el Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Guadalajara. A

continuación se presenta la información más importante utilizada en el estudio de las cuencas antes mencionadas.

USO DEL SUELO	TIPO DE ZONA	DENSIDAD
Urbano	Urbana	Alta 450 hab/ha
Transición	Semiurbana	Media 360 hab/ha
Conservación	Suburbana	Baja 250 hab/ha
Protección	Natural	Mínima 90 hab/ha
Mixto	Industrial	
Industrial		

Tabla 1.1 Gastos estimados por cuenca natural

CUENCA NATURAL	ÁREA (km <sup>2</sup> )	POBLACIÓN DE SATURACIÓN (hab.)	GASTO DE AGUAS RESIDUALES (m <sup>3</sup> /s)
Arroyo San Gaspar	10.29	311 000	0.86
Arroyo Osorio	32.20	1 220 000	3.39
Arroyo San Andrés	22.28	930 000	2.58
Arroyo Atemajac	74.41	2 000 000	5.56
Arroyo Hondo	21.80	257 500	0.72
Río Blanco	146.15	400 000	1.11
Río San Juan de Dios	141.46	4 500 000	11.96

Los resultados obtenidos para este primer análisis se muestran en la tabla 1.1 considerando que será hasta el período 2007-2010 cuando se presenten estos valores, debido a, que se espera que se alcancen las poblaciones de saturación en cada cuenca (población máxima estimada para cada cuenca en esta fecha). La dotación considerada para el estudio fue de 300 l/hab/día con un coeficiente de retorno para las aguas negras del 80% de la dotación, tomando como base las características generales de la zona (clima, tipo de población,

infraestructura, planes de desarrollo, etc.) y las recomendaciones teóricas de las normas de la SAHOP y la CPNH. Cabe señalar que en los primeros años de operación (1992 a 1995), no se presentaron los gastos esperados en el análisis.

- Aguas pluviales

Con la ayuda de los boletines climatológicos, se localizaron las estaciones pluviométricas para la zona en estudio y después de analizar la información disponible, considerando tanto las condiciones topográficas y climatológicas de la región, así como las características de las lluvias (existe una diferencia muy clara entre la época de avenidas y de estiaje, las lluvias son de corta duración y por lo general se presentan en la tarde y noche), se estimó que el porcentaje de aprovechamiento de las aguas pluviales resulta muy bajo, por lo que se concluye que no es conveniente construir obras especiales para su aprovechamiento, limitándose sólo a evacuar adecuadamente los volúmenes excedentes generados por estos escurrimientos para prevenir posibles daños o afectaciones a las estructuras.

- Gastos de diseño

De los estudios efectuados, se concluyó que las cuencas factibles para su aprovechamiento considerando únicamente su aportación de aguas negras son sólo cuatro: Atemajac, San Juan de Dios, Osorio y San Andrés.

Una vez definidas las cuencas que se utilizarían, se procedió a efectuar un nuevo análisis; esta vez tomando en cuenta que se trata de cuencas en zona urbana y que los colectores de aguas negras modifican los parteaguas naturales creando así cuencas artificiales en función de su área de captación y su lugar de descarga; para el estudio se trazaron las cuencas formadas por los principales colectores de la ciudad, detectándose una importante transferencia de agua solo

entre las cuencas de San Juan de Dios y Atamajac, quedando las de Osorio y San Andrés prácticamente sin afectación por ser muy similares la cuenca natural y la artificial.

Los gastos que se esperan aprovechar por cuenca artificial se presentan a continuación.

Tabla 1.2 Gasto medio estimado de aguas residuales

CUENCA ARTIFICIAL	GASTO MEDIO (m <sup>3</sup> /s)		
	1990	2000	2007
Arroyo Atemajac	5.57	9.42	12.11
Arroyo Osorio	1.05	2.23	3.05
Arroyo San Andrés	1.88	2.23	2.48
Río San Juan de Dios	6.39	6.39	6.39
total	14.89	20.27	24.03

Tomando en cuenta los puntos comentados anteriormente, se puede concluir lo siguiente:

1.- El gasto de saturación para la cuenca de San Juan de Dios, se presentó hacia el año de 1990 ya que a la fecha, esta cuenca presenta un alto grado de desarrollo urbano y teóricamente está por llegar a su nivel máximo de población.

2.- La cuenca de Atemajac continuará desarrollándose e incrementando gradualmente sus gastos de aportación de aguas negras, estimando que alcanzará su población de saturación hacia el período 2007-2010; situación similar presentarán las cuencas de Osorio y San Andrés.

3.- Los valores mostrados en la tabla 1.2, se obtuvieron con base en la población de saturación e interpolando en forma lineal para estimar los gastos de aguas negras que se espera captar en los años intermedios.

4.- Aceptando como horizonte de diseño para las estructuras correspondientes a la primera etapa del proyecto el año 2000, los gastos adoptados para el diseño hidráulico de la conducción Atemajac-Tanque Regulador, son los gastos medios de aguas negras estimados para ese año afectados por un coeficiente de variación mensual (1.13 para gasto máximo y 0.79 para gasto mínimo); los cuales se definen como la relación entre el gasto máximo o mínimo que se pretende captar y el gasto medio correspondiente. Estas variaciones se deben a que durante el día y año los gastos por aprovechar presentan diferentes valores. Bajo estas consideraciones, los gastos utilizados para el diseño de la conducción Atemajac-Tanque Regulador alcanzaron los siguientes valores:

Obras para 1a. etapa (hasta el año 2000)	Gasto máximo = 33.20 m <sup>3</sup> /s Gasto medio = 20.27 m <sup>3</sup> /s Gasto mínimo = 11.03 m <sup>3</sup> /s
Obras para 2a. etapa (hasta el año 2007)	Gasto máximo = 39.37 m <sup>3</sup> /s Gasto medio = 24.03 m <sup>3</sup> /s Gasto mínimo = 13.09 m <sup>3</sup> /s

Los gastos máximos y mínimos se obtuvieron a partir de los valores de gasto medio estimado y utilizando las expresiones siguientes:

Para gasto máximo

$$Q \text{ máx.} = Q \text{ med} * 1.45 * 1.13$$

Para gasto mínimo

$$Q \text{ mín.} = (Q \text{ med} * 0.79)/1.45$$

En la tabla 1.3, se presentan las relaciones de gastos esperados por cuenca artificial y para cada una de las etapas del proyecto.

Se debe aclarar que para la entrada en operación de la planta (1991) solo se captaron las aguas del Arroyo Atemajac y el Río San Juan de Dios; debido a que en los registros hidrométricos de los últimos años (hasta 1988) correspondientes a los Arroyos Osorio y San Andrés, los gastos que se presentaron son menores de los esperados en estas corrientes, los cuales se continuarán aforando para definir una fecha de inicio de construcción acorde con la conveniencia de aprovecharlos.

Los gastos de escurrimiento que se captaron en el año de inicio de operación de la planta (1991), se determinaron mediante una interpolación lineal entre los valores mostrados en la tabla 1.3, a continuación se presentan los resultados obtenidos, posteriormente se compara este valor obtenido con el real.

AÑO	GASTO (m <sup>3</sup> /s)
	6.73 mínimo
1991	12.35 medio
	20.23 máximo

Tabla 1.3 Gastos mínimos, medios y máximos de cada cuenca en m<sup>3</sup>/s

	Año 1990			2000			2007		
	min.	medio	máx.	min.	medio	máx.	min.	medio	máx.
A. Osorio	0.57	1.05	1.72	1.21	2.23	3.65	1.66	3.05	5.00
A. San Andrés	1.02	1.88	3.08	1.21	2.23	3.65	1.35	2.48	4.06
A. Atemajac	3.03	5.57	9.13	5.13	9.42	15.43	6.60	12.11	19.84
R. S. J. de Dios	3.48	6.39	10.47	3.48	6.39	10.47	3.48	6.39	10.47
Total	8.10	14.89	24.40	11.03	20.27	33.20	13.90	24.03	39.37

## 1.5 Calidad del agua

El Proyecto Agua Prieta es el primero en su tipo que se construyó en nuestro país, la característica sobresaliente es el aprovechamiento de las aguas residuales de la Ciudad con sus problemas inherentes.

Las aguas residuales pueden ser tratadas para obtener diferentes niveles de calidad de acuerdo con el reuso a que se destinen, siendo posibles los tratamientos del tipo físico, químico o biológico. Para lograr la calidad de agua requerida por el proyecto se consideró que solo con un tratamiento físico o primario sería suficiente.

Con el fin de plantear un sistema eficiente se hizo imprescindible realizar estudios especiales que en un proyecto hidroeléctrico convencional no son usuales tales como los que se mencionan:

Estudios Físico-Químicos.

Aforos de Sólidos Flotantes.

Aforos de Sólidos Sedimentables.

Comportamiento de Sólidos Sedimentables.

Se mencionan brevemente las características sobresalientes.

- Características físicas.

Dentro de estas destaca el contenido total de sólidos que está integrado por materia flotante (basura), materia en suspensión y sólidos sedimentables.

La materia flotante es la que proviene principalmente de los desperdicios domésticos e industriales, representando un problema para las captaciones y obra de toma de la conducción.

Tabla 1.4 Volumen de agua residual y basura en cada captación

CAPTACIÓN	1990 Volumen diario 1a. etapa				2007 Volumen diario 2a. etapa				
	Agua residual (miles de m <sup>3</sup> )		Basura (m <sup>3</sup> )		Agua residual (miles de m <sup>3</sup> )		Basura (m <sup>3</sup> )		
	estiaje	avenidas	estiaje	avenidas	estiaje	avenidas	estiaje	avenidas	
Osorio					231.55	503.71	1.10	2.38	
San Andrés					176.26	378.43	0.83	1.79	
San Juan de Dios	436.32	1423.87	2.06	6.73	436.32	1423.87	2.06	6.73	
Atemajac	380.16	829.44	1.80	3.82	794.88	1479.17	3.76	7.00	
San Juan de dios + Atemajac $\Sigma$ T			3.86	10.65			$\Sigma$ T	7.75	17.91

Los sólidos sedimentables representan en forma aproximada la cantidad de lodo que se formará durante el proceso de sedimentación y estos se diferencian de las arenas porque su diámetro es menor a 200 micras.

- Características Químicas.

La importancia de éstas es la cantidad de materia orgánica y la posible formación de gases como: ácido sulfhídrico (H<sub>2</sub>S), bióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), metano (CH<sub>4</sub>), etc., este último aspecto resulta de interés particular sobre todo en las conducciones de gran longitud ya que bajo ciertas condiciones de funcionamiento puede llegar a provocar reacciones con el material de revestimiento de los conductos en los cuales se genera.

Los problemas que emanan del manejo de agua residual en el proyecto, hacen necesario un conocimiento amplio tanto en las características fisico-químicas y biológicas como de su comportamiento en el proceso que van a tener en todo la residencia dentro del proyecto.

Se hizo una serie de muestreos en esta etapa inicial en tres sitios fundamentalmente y se efectuaron los análisis correspondientes, que más adelante se enunciarán.

Se consideró del análisis de esos resultados que el problema requería un mejor conocimiento, para lo cual se solicitó que el Laboratorio de C.F.E. llevara a cabo un programa exhaustivo de muestreos y análisis de estas aguas, tratando de reproducir cada una de las situaciones por las que pasará el agua. Se tomaron en cuenta las siguientes condiciones:

a) La calidad del agua es muy variable, no sólo durante las distintas horas del día, sino en diferentes días de la semana y en diferentes meses del año, esto nos lleva a que el muestreo deberá ser programado en diferentes horas del día y durante un año mínimo.

b) El lugar donde se tomará la muestra es necesario que corresponda precisamente al inicio de la conducción ya que previamente algunos sólidos en suspensión del agua se habrán sedimentado y el proceso previo de aireación se habrá afectado.

c) El agua que se va a manejar es un agua mezclada en ciertas proporciones de sólidos, de acuerdo a los caudales que se aportan; el laboratorio deberá reproducir estas mezclas adecuadamente.

d) El agua tendrá un tiempo de residencia en cada una de las partes del proyecto.

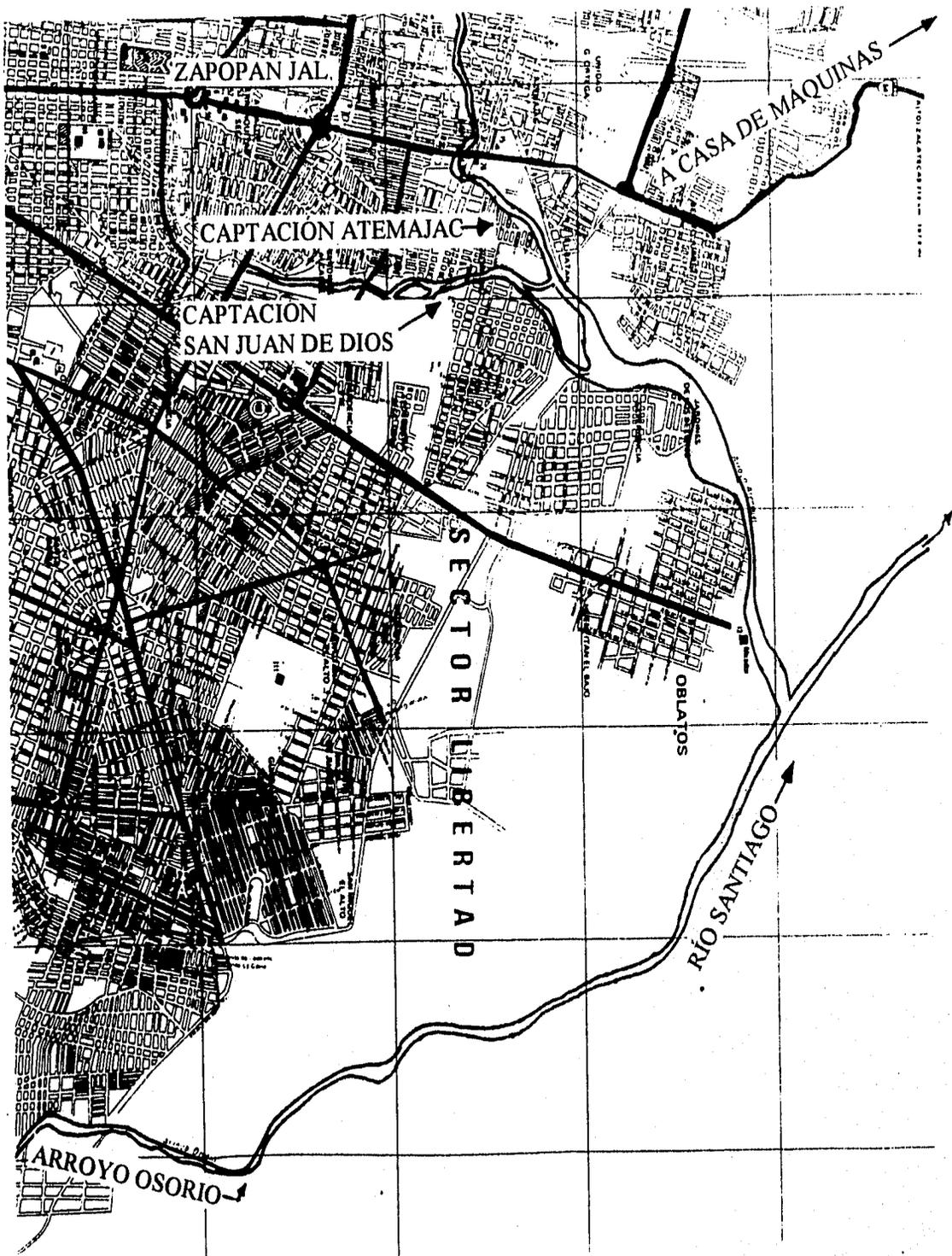


FIGURA 1.1 UBICACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA  
"VALENTÍN GÓMEZ FARIÁS"

## **CAPÍTULO 2 ARREGLO GENERAL DE LA CENTRAL**

En este capítulo se describen: el arreglo y las características generales de cada una de las estructuras que componen la central con el fin de poder analizar las medidas preventivas consideradas en su diseño y operación.

### **2.1 Captaciones**

Estas estructuras tienen como función principal captar y luego encausar el agua residual de cada cuenca. En la figura (2.2), se muestra el esquema definitivo de las obras: por el lado oriente de la ciudad, en los Arroyos Osorio y San Andrés se captarán las aguas residuales mediante presas derivadoras que las conducirán en una longitud de 8 km., aproximadamente, hasta ser descargadas en el río San Juan de Dios, en la confluencia de éste, con el Arroyo Atemajac, se captarán la totalidad de las aguas residuales mediante otras dos presas derivadoras interconectadas entre sí; después de la captación Atemajac se inicia propiamente dicho la abra de conducción. Es necesario destacar que a la fecha, los gastos en los Arroyos Osorio y San Andrés son escasos y se ha juzgado conveniente construir las obras correspondientes en una etapa posterior, por lo que las captaciones principales son las que se encuentran en los cauces de Atemajac y San Juan de Dios, con su respectiva presa derivadora de cresta libre para sobrelevar el nivel del agua y así poder extraer los gastos correspondientes que serán conducidos al tanque regulador.

### 2.1.1 Captación san juan de dios

- Presa derivadora

Consta de un canal de llamada para orientar adecuadamente el flujo hacia la obra de toma, la longitud de la cresta tipo *Creager* es de 43.0 m y su elevación está a la cota 1479.12 m, su longitud en el sentido del flujo es de 115 m y su ancho varía de 43.0 m en la parte inicial a 25.0 m en la zona donde descarga nuevamente al río, la capacidad de conducción proyectada es de  $700 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Canal desarenador

Se ubica entre la derivadora y la obra de toma, en un nivel inferior a esta última, su objetivo es limpiar de azolves, al inicio de la época de lluvias, la zona de influencia de la obra de toma. La operación consiste en abrir una compuerta radial accionada por dos servomotores, para generar un flujo de alta velocidad que arrastre las arenas depositadas en el piso que se ubica en la cota 1473.90 m. La capacidad de descarga del desarenador es de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una geometría rectangular de 4.25 m de ancho por 4.10 m de alto y una pendiente  $s= 0.00737$ . La operación de la compuerta se hará en el modo manual cuando se realicen la limpieza o mantenimiento, para lo cual se emplearán las agujas correspondientes que se localizan aguas arriba de la compuerta. En la operación automática, funciona como válvula de seguridad, que abre cuando recibe una señal de que la compuerta de la conducción Atemajac-Tanque Regulador no cerró.

- Obra de toma

El gasto captado en el río es llevado hacia el Arroyo Atemajac mediante esta estructura que consta de tres vanos de  $5.0 \times 3.50 \text{ m}$ , con capacidad cada uno de  $6.51 \text{ m}^3/\text{s}$  y con velocidades del orden de  $1 \text{ m/s}$ , para facilitar el retiro de la

basura arrastrada por el río. cada vano cuenta con doble guía para la colocación de rejillas bastas, agujas y rejillas finas. En el primer caso se podrá retener basura voluminosa, o bien cerrar completa o parcialmente la toma mediante las agujas. La instalación de rejillas finas dependerá de la basura que llegue a presentarse durante la operación de la planta. Existe un desnivel de 2.64 m entre el piso de la obra de toma y el desarenador, con el fin de impedir el paso de arenas a la captación Atemajac.

- Canal intercomunicador

El gasto captado en el río San Juan de Dios es transportado hacia el Arroyo Atemajac mediante un conducto de sección rectangular e 3.20 x 2.90 m, con una pendiente  $s=0.00134$ , una longitud de 136.0 m y para un gasto de diseño de  $20.25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Grúa pórtico

Esta estructura se empleará para el manejo de las rejillas bastas, agujas de obra de toma y desarenador, basura flotante, equipo de limpieza y rejillas finas, en el caso de que se instalen.

### 2.1.2 Captación atemajac

- Presa derivadora

Presenta un arreglo similar a la de San Juan de Dios. La longitud del cimacio tipo *Creager* es de 40.0 m y la cota de la cresta está a la elev. 1479.00 m, su longitud en el sentido del flujo es de 70.0 m y su ancho varía de 40.0 a 35.0 m en la zona de llegada al río. La capacidad de descarga es de  $460.0 \text{ m}^3/\text{s}$  que corresponde al gasto máximo esperado.

Canal desarenador: Para la localización de esta estructura se siguió el mismo criterio empleado en la captación de San Juan de Dios; las características geométricas e hidráulicas son iguales y sólo la pendiente se modificó,  $s=0.00621$ , por cuestiones topográficas. En cuanto a la operación de las estructuras mecánicas se hizo siguiendo los lineamientos de la otra captación.

- Obra de toma

Se encuentra ubicada en la margen izquierda del Arroyo, en la vecindad de la presa derivadora y el canal desarenador, consta de tres pilas intermedias para disponer de cuatro vanos con capacidad de  $9.85 \text{ m}^3/\text{s}$ , cada una, lo que permite una velocidad de entrada de  $0.75 \text{ m/s}$  recomendada por diferentes fabricantes con experiencia en el manejo de aguas contaminadas y con alto contenido de basura. Cada uno cuenta con una rejilla fina para impedir el paso de basura, la que será limpiada por un rastrillo mecanizado que la descarga a un canal, donde es transportada a un depósito, debiendo ser retirada por medio de algún vehículo de carga apropiado. Aguas arriba de esta rejilla se tiene doble guía, con lo que se pueden colocar agujas o rejillas deslizantes bastas, para retener objetos voluminosos, además la doble guía permite contar con rejillas bastas en todo momento. Aguas abajo de la rejilla fina se tiene otra guía para colocar agujas, que junto con las de aguas arriba permiten realizar inspección y mantenimiento.

- Estructura de control

Permite regular el paso de agua hacia la conducción por medio de una compuerta radial accionada por servomotores hidráulicos y su operación es manual-automática. La apertura de la compuerta se realiza al presentarse el nivel bajo preestablecido en el tanque regulador

- Grúa pórtico

Se empleará para el manejo de diversas estructuras mecánicas como las rejillas bastas, agujas de obra de toma y desarenado, rejillas finas y equipo de limpieza, así como para la remoción de basura

- Caseta de control

Alojará la unidad terminal remota y dos tableros; uno para servicios y otro para interposición.

## 2.2 Funcionamiento hidráulico.

El funcionamiento hidráulico de las captaciones se divide en los siguientes conceptos:

- Época de estiaje

Se determinó que los gastos de entrada al proyecto, serían crecientes de acuerdo al desarrollo de la ciudad y con una variación horaria y mensual; el hidrograma típico mostró un gasto pico más o menos constante entre las 11:00 y las 14:00 hrs., se tiene un descenso y vuelve a presentarse otro pico alrededor de las 16:00 hr., a partir de este momento disminuye la aportación hasta ser casi nula en la madrugada. El volumen de sólidos sedimentables es considerable y se presentan en forma de suspensión de la materia orgánica que tiene el agua residual.

Para estudiar estos aspectos, se tomó como base la operación de la planta de la Experiencia. Las pruebas se llevaron a cabo con columnas de sedimentación de 10 m de altura con el objeto de reproducir en lo posible el

funcionamiento que tendrá el agua en el tanque regulador. El principio de la modelación, fue reproducir la sedimentación ante los movimientos eléctricos de las partículas en suspensión y el efecto físico de la temperatura. Los resultados obtenidos, muestran que en un principio se sedimentaron en alrededor de una hora la mayor parte de los sedimentos, aunque después entran en resuspensión las partículas coloidales; el volumen que representan éstas es mínimo y el que representa el lodo que se sedimenta es considerable, al obtenerse del orden de 5 ml/l.

- Época de avenidas

En la ciudad se presentan avenidas torrenciales, se identificó durante la elaboración del proyecto que la cuenca del río San Juan de Dios está prácticamente urbanizada, no así la de Atemajac; esto ocasiona que se presenten volúmenes importantes de arena en cada inicio de la época de lluvias. La medición de volúmenes de arena en este tipo de cuencas, prácticamente no existe en nuestro país, y las que se tienen son en ciudades de los E.E.UU. Con el objeto de limpiar las captaciones, se decidió colocar desarenadores que aprovechando las condiciones de escurrimiento en las captaciones, permitan limpiar las obras de toma. el volumen probable esperado es del orden de los  $100 \text{ m}^3$ . En el proceso de acumulación de este volumen se consideró que al inicio de la temporada hay una fuerte aportación acumulándose en las captaciones de tal modo que al presentarse gastos bajos en las primeras horas del día, se pueda remover la arena con equipos mecánicos pequeños (tractores o montacargas con palas); del volumen de arena que entra en la conducción, una parte se quedará en los sifones y otra llegará al tanque regulador.

Para proteger la conducción ante avenidas, se efectuó un estudio hidráulico que permitió definir la capacidad de los cauces para los gastos de diseño ( $460 \text{ m}^3/\text{s}$  en Atemajac y  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  en San Juan de Dios). Esto llevó a

diseñar muros en las zonas de captaciones que alcancen las elevaciones encontradas en el estudio.

También al inicio de la época de lluvias se presentarán grandes cantidades de basura, se hizo una recopilación bibliográfica de problemas similares y un estudio en las distintas plantas de bombeo del Departamento del Distrito Federal (DDF), encontrándose que al empezar las lluvias, una parte de la basura pasará por los desarenadores y otra por las presas derivadoras, el volumen que se manejará en la captación Atemajac se determinó en  $20 \text{ m}^3/\text{día}$  y la mejor forma de removerlos sería con rastras mecánicas.

### 2.3 Conducción atemajac-tanque regulador

- Antecedentes

Esta estructura se diseño considerando el desnivel topográfico existente entre sus extremos, de tal modo que se aprovecha la fuerza de gravedad para iniciar el flujo.

Del estudio hidrológico correspondiente se obtuvieron los gastos de diseño para la conducción:

	Gasto máximo = $33.20 \text{ m}^3/\text{s}$
Obras para la 1a. etapa (hasta el año 2000)	Gasto medio = $20.27 \text{ m}^3/\text{s}$
	Gasto mínimo = $11.00 \text{ m}^3/\text{s}$

	Gasto máximo = $39.37 \text{ m}^3/\text{s}$
Obras para la 2a. etapa (hasta el año 2007)	Gasto medio = $24.00 \text{ m}^3/\text{s}$
	Gasto mínimo = $13.00 \text{ m}^3/\text{s}$

### 2.3.1 Estructuras

La conducción está formada por tres tramos de túnel, dos sifones invertidos y un tramo de canal que llega a la estructura repartidora de gastos.

- Inicio de la conducción

La conducción se inicia propiamente en la obra de toma, después del abocamiento, donde adopta una sección rectangular de 5.0 m de ancho, que aloja una compuerta radial, sigue una transición de sección rectangular a herradura de 5 m de diámetro que marca el inicio de la conducción en túnel.

- Túneles de conducción

El túnel número 1 tiene 1646.22 m de longitud, con pendiente  $s=0.00062$  y está excavado en basalto. El túnel número 2 con una longitud de 130.20 m, al igual que el conducto anterior tiene una pendiente  $s=0.00062$  y también está excavado en basalto. El túnel número 3 con un desarrollo de 1356.0 m y pendiente  $s=0.00062$ , excavado en riolita. Las velocidades proyectadas para estos conductos están en un rango de 1 a 3 m/s, para evitar tanto el depósito de sedimentos como posibles erosiones que pudieran dañarlos. Cabe destacar que estas estructuras se complementaron con lumbreras de ventilación de 0.60 m de diámetro a cada 125 m para minimizar en lo posible, el efecto corrosivo del ácido sulfhídrico.

- Sifones invertidos

Cada tramo de sifón consta de dos conductos circulares, uno de ellos construido en la primera etapa, con un diámetro interior de 3.8 m y el otro que se construirá en la segunda etapa con un diámetro de 2.0 m. El sifón número 1 tiene

una longitud de 1008 m, con 50 m de carga de presión, mientras que el sifón número 2 presenta un desarrollo de 560.0 m, con una carga de 35.0 m, ambas estructuras inician y terminan en cajas repartidoras, en las cuales se controla el paso de agua a los conductos por medio de agujas.

Estas estructuras fueron diseñadas para trabajar con velocidades mínimas de 0.6 m/s, las que son coincidentes con el gasto mínimo esperado  $6.73 \text{ m}^3/\text{s}$ , en el año de inicio de operación de la 1a. Etapa (1991), en la que solamente se captaron aguas de Atemajac y San Juan de Dios.

Para garantizar un buen funcionamiento se recomienda realizar una limpieza cuando menos una vez al año, para lo cual se debe efectuar una purga, de preferencia antes de la época de lluvias y posteriormente al mes de abril, que es el de gastos mínimos. Cabe destacar que, como el sifón número 2 se construyó bajo la superficie del terreno natural, la operación de purga se realizará en dos etapas: la primera operando la válvula para abatir el nivel hasta la elevación 1451.0 m.s.n.m. y posteriormente mediante una bomba de lodos hasta completar el vaciado total de conducto.

- Canal a cielo abierto

La parte final de la conducción, comprende un tramo de canal de sección trapecial de 351.92 m de longitud, con un ancho de plantilla de 4.80 m y pendiente  $s=0.00062$ . Antes de llegar a los desarenadores mecánicos **sufre una ampliación para formar una estructura repartidora de gastos que cuenta con una sección de control que consta de cinco vanos, instalándose una compuerta radial en cada uno de ellos, que controla el flujo de cada canal independiente hacia el respectivo desarenador mecánico.**

La conducción Osorio- San Andrés- San Juan de Dios, se construirá posteriormente, cuando las aportaciones de los arroyos se juzguen importantes, tendrá una sección circular de 2.5 m, para aprovechar si es posible, el proceso constructivo a base de máquinas tuneleras. Todo el trazo se tiene previsto por debajo de calles y avenidas para evitar problemas de afectaciones en propiedades particulares.

## 2.4 Obras de regulación

- Antecedentes

Las obras de regulación están constituidas por cinco desarenadores, un tanque sedimentador y un tanque regulador. Para evitar un daño excesivo por abrasión en las boquillas y rodete de las turbinas, es necesario separar las arenas para lo cual se tienen desarenadores tanto en las captaciones como en la llegada de la conducción al tanque regulador.

### 2.4.1 Estructuras

- Desarenadores mecánicos

Por la presencia de arenas, con tamaño de 0.2 mm, se construyeron cinco desarenadores, con las siguientes características: capacidad de 8.3 m<sup>3</sup>/s cada uno, carga superficial de 160 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día, tiempo de retención de aproximadamente 1 minuto y dimensiones de 21 m por lado. Equipados con rastras mecánicas de soporte central para recolectar la arena y depositarla en una trampa lateral, donde se instaló un tornillo mecánico para conducirla hasta un cárcamo de bombeo, posteriormente es enviada hacia una lavadora de arena, que retira del orden de 97% de materia orgánica, para finalmente depositarla en el río y zonas aledañas sin que cause problemas a la ecología de la zona.

En la primera etapa del proyecto sólo se equiparon cuatro desarenadores los cuales trabajan en función del gasto de aguas negras que se presenta (estiaje o avenidas), y son alimentados en forma independiente, siendo posible sacar de servicio cualquiera de ellos para fines de mantenimiento, sin afectar la operación de los otros, para lo cual se cuenta con una estructura de control con compuertas radiales.

El control de los equipos es manual-automático. En el modo automático los equipos (rastras, tornillo y bomba de arena) operan con dos diferentes criterios dependiendo del gasto que se presente: cuando el gasto es bajo, los equipos del desarenador arrancan y paran por medio de un dispositivo de tiempo, con el cual es posible tener el equipo operando y descansando en períodos de tiempo ajustables; cuando el gasto es alto, el equipo arranca independientemente de cuanto tiempo dure trabajando, hasta que el detector de nivel indique que el gasto a disminuido.

El tornillo que conduce la arena hacia el depósito y sus bombas de alimentación de agua, pueden operar en forma manual-automática, en el modo automático funciona al presentarse un nivel predeterminado de arena en el cárcamo de bombeo, el agua excedente se conduce al sedimentador.

Cada uno de los desarenadores consiste en una cámara cuadrada de concreto, la cual tiene dimensiones tales que la arena se depositará por gravedad en el fondo.

#### Características técnicas

Dimensiones	21.20 m x 21.20 m
Elevación del fondo del desarenador	1468.35 m.s.n.m
Elevación del cimacio de descarga	1469.55 m.s.n.m
Elevación máxima del agua	1469.90 m.s.n.m
Elevación del piso de operación	1471.50 m.s.n.m

- Tanque de almacenamiento y regulación

Es una estructura formada por un embalse artificial mediante la excavación del piso y bordos perimetrales que permiten el cierre del mismo, con nivel máximo de operación a la elevación 1469.0 m.s.n.m. y corona a la elevación 1470.0 m.s.n.m., la altura de muros máxima es de 14.00 m desde el desplante hasta la corona. la obra de toma se alojó en una de sus paredes y es de sección rectangular, funciona 5 horas en época de estiaje y hasta 8 horas en época de lluvias, la tubería a presión es de acero y diámetro variable, con 5 m como máximo. geológicamente está alojado en riolita fluidal de buena calidad.

Los diferentes niveles de operación se obtuvieron después de haber realizado el correspondiente funcionamiento de vaso, en el cual se contempló que el ciclo completo se cumple a lo largo de 24 horas.

Esto permite almacenar el agua clarificada para ser utilizada durante la generación de la planta, en horas pico, tiene una capacidad de 1 270 000 m<sup>3</sup> en la primera etapa y alcanzará los 2 070 000 m<sup>3</sup> en la segunda etapa (en obras civiles solo se consideraron dos etapas).

- Tanque sedimentador

Con objeto de evitar que los sólidos sedimentables se depositen en toda el área del vaso ocasionando un problema de limpieza periódica, el tanque de regulación está dividido por medio de un muro en dos zonas, la más pequeña de las cuales constituye el sedimentador, que es una estructura empleada para retener más del 90 % de los sólidos sedimentables que son arrastrados por el agua residual. Los parámetros de diseño que se consideraron para esta estructura son: el tiempo de retención y la carga superficial; el primero está en función de la profundidad máxima, y fluctúa alrededor de 2 hrs., recomendándose

como máximo 4 hrs. Para nuestro caso se consideró un tiempo de 2.5 hrs., después de haber realizado las correspondientes pruebas en el modelo de columna de sedimentación, tomando diferentes muestras del agua residual captada en las conducciones (el capítulo siguiente se enuncian algunos criterios). En cuanto a la carga superficial, se consideraron las recomendaciones dadas en la literatura especializada (el capítulo siguiente se enuncian algunas), y se eligió de  $100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ .

Cuenta con una capacidad de  $292\ 600 \text{ m}^3$  y genera un volumen de  $5\ 000 \text{ m}^3/\text{día}$  de lodos, los mismos que son removidos mediante la inyección de aire y transportados con agua que entra al tanque en forma continua, el cual tiene una pendiente suficiente para que se alcancen velocidades de  $1 \text{ m/s}$  y son turbinados al inicio de operación de la planta.

El sedimentador tiene una zona con piso a la elevación  $1459.0 \text{ m.s.n.m.}$  en el lado de la entrada del agua proveniente de los desarenadores y otra zona con piso a la elevación  $1443.0 \text{ m.s.n.m.}$  que es donde se efectúa la toma de agua para la Central Hidroeléctrica y se comunica con el resto del tanque por medio de un vertedor de cresta libre que uniformiza el flujo a la elevación  $1469.0 \text{ m.s.n.m.}$  y por seis vanos de  $2.4 \text{ m}$  de ancho por  $2.5 \text{ m}$  de alto localizados enfrente de la obra de toma, los cuales tienen el umbral a la elevación  $1456.0 \text{ m.s.n.m.}$  que es la misma del piso del resto del tanque.

El funcionamiento del sedimentador es como sigue:

Durante las horas en que no operan las turbinas, el agua que llega se acumula en el sedimentador, permaneciendo los vanos obturados por medio de compuertas.

Cuando el nivel del agua en el sedimentador alcanza la elevación de la cresta vertedora, el agua comienza a pasar al resto del tanque.

Al iniciar la operación de las turbinas, estas tomarán agua exclusivamente del sedimentador permaneciendo cerradas las compuertas hasta que el nivel del agua en el sedimentador es 0.5 m inferior al del resto del tanque de modo que al abrir se garantiza el flujo del agua del tanque al sedimentador.

Cuando las dos turbinas paran, o bien cuando se detecta que la diferencia de niveles del agua en el tanque y en el sedimentador se reduce a solo 0.1 m, las compuertas cierran.

Cabe señalar que en el paramento aguas arriba del cimacio se colocó una mampara cuyo objetivo es detener cuerpos flotantes (natas, espumas, etc.), que pudieran presentarse. En el plano 1 "Tanque regulador" (conjunto general) se observan las dos estructuras antes descritas.

## 2.5 Conducción a presión

- Antecedentes

Esta estructura inicia en la obra de toma y está formada por tres tramos de tubería, dos en túnel y otro superficial.

### 2.5.1 Estructuras

- obra de toma

Cuenta con una rejilla fija cuya limpieza se efectúa en forma manual. La estructura de control aloja una compuerta rodante operada por un servomotor

Cuando el nivel del agua en el sedimentador alcanza la elevación de la cresta vertedora, el agua comienza a pasar al resto del tanque.

Al iniciar la operación de las turbinas, estas tomarán agua exclusivamente del sedimentador permaneciendo cerradas las compuertas hasta que el nivel del agua en el sedimentador es 0.5 m inferior al del resto del tanque de modo que al abrir se garantiza el flujo del agua del tanque al sedimentador.

Cuando las dos turbinas paran, o bien cuando se detecta que la diferencia de niveles del agua en el tanque y en el sedimentador se reduce a solo 0.1 m, las compuertas cierran.

Cabe señalar que en el paramento aguas arriba del cimacio se colocó una mampara cuyo objetivo es detener cuerpos flotantes (natas, espumas, etc.), que pudieran presentarse. En el plano 1 "Tanque regulador" (conjunto general) se observan las dos estructuras antes descritas.

## 2.5 Conducción a presión

- Antecedentes

Esta estructura inicia en la obra de toma y está formada por tres tramos de tubería, dos en túnel y otro superficial.

### 2.5.1 Estructuras

- obra de toma

Cuenta con una rejilla fija cuya limpieza se efectúa en forma manual. La estructura de control aloja una compuerta rodante operada por un servomotor

hidráulico y cadena de vástagos en los modos manual-automático. Esta compuerta normalmente está abierta en posición de espera, lista para cerrar por gravedad en agua muerta o bajo cualquier condición de flujo, en caso de que la válvula biplana no cierre en la condición de flujo, en emergencia (sobreflujo en la tubería de presión). La apertura en condición normal se debe efectuar bajo presiones equilibradas, mediante la apertura parcial de la compuerta para igualación de presiones.

- Tubería de presión

Se inicia en el túnel número 4, tiene una longitud de 530 m, diámetro de 5 m y carga estática máxima de 1350 m, los últimos 130 m están revestidos con una camisa blindada, mientras que el tramo inicial está revestido con concreto reforzado. La formación geológica en que se ubica es una riolita vítrea y fluidal. A la salida del túnel se ha colocado una válvula de seguridad y una bifurcación, donde inicia la tubería exterior que quedará complementada en su etapa final por dos líneas de 890 m de longitud, con diámetros variables de 3.8 a 3.0 m y espesores de 2.54 a 5.08 cm de acero de alta resistencia (tipo A-131-AH-36), a continuación de la tubería superficial, antes de la llegada a casa de máquinas se tiene el túnel No. 5, de 220 m de largo y 3 m de diámetro, que soportará una carga estática máxima de 522.5 m y de rechazo de 585 m, el cual está blindado con acero del mismo tipo. Las formaciones geológicas que atraviesa este último conducto son en el sentido del flujo: Andesita basáltica, Ignimbrita, Toba y nuevamente andesita, formación en la que se aloja en tramo de llegada a la casa de máquina. los ramales finales de la tubería a presión, se inician en las bifurcaciones que conectan a las válvulas esféricas. Para mayor información se anexa el plano 2 "Tubería a presión" (conjunto general).

- Válvula biplana

Como se comentó en el inciso anterior, se localiza a la salida del túnel número 4, inmediatamente después de la bifurcación superior en la rama correspondiente a la primera etapa del proyecto. Impide el derrame de las aguas residuales contenidas en el túnel 4 en caso de ruptura de la tubería de presión, Aguas abajo de la válvula biplana se dispone de dos válvulas de aireación para permitir la entrada de aire e impedir el colapso de la tubería por depresión. cuando se realice un vaciado rápido. La operación de las válvulas se efectúa automáticamente al presentarse el cierre de la válvula biplana.

## 2.6 Casa de máquinas

- Estructuras

Es exterior de 20 m de ancho, 76.5 m de largo y 3 m de altura, se cimentó sobre una andesita basáltica y para garantizar la estanqueidad de las estructuras se construyó una losa de cimentación con sellos en las juntas de construcción y relación agua cemento 0.5:1. La estabilidad de la casa de máquinas se garantizó con el empleo de concreto masivo, al revisar que los niveles máximos del río siempre presentan esfuerzos de compresión sobre la cimentación. Esta solución resultó del análisis comparativo con galerías de drenaje, que al estar equipadas con piezómetros y bombeo a largo plazo tienen una menor confiabilidad que el concreto masivo.

- Equipo turbogenerador

Está compuesto por dos turbinas Pelton de 120 MW de potencia en la 1a. etapa, los generadores tienen una velocidad de rotación de 300 r.p.m., la carga neta de diseño es de 508.5 m y el gasto por unidad es de 26.3 m<sup>3</sup>/s. Los

generadores tienen una capacidad nominal de 125 MW con un voltaje de generación de 16.5 KV con 24 polos factor de potencia de 0.95.

Cuando los niveles del río Santiago sean altos (con una frecuencia de 60 días por año) la planta se operará con un sistema de contrapresión que emplea compresores de 230 KW (uno para cada unidad y otro de reserva), de tal modo que la presión de 1 bar ( $1.05 \text{ kg/cm}^2$ ), que ejerce sobre la superficie libre del agua, no afecta la eficiencia de la turbina. Este tipo de operación fue recomendada por el fabricante, tomando en cuenta las experiencias de algunas otras plantas que operan con este sistema: San Carlos en Colombia, Pueblo Viejo en Guatemala y otras. Cabe mencionar, que la decisión de colocar el sistema de contrapresión resultó del estudio económico al comparar la energía que se generaría con las turbinas en los 60 días antes mencionados, contra la energía consumida por los compresores en el mismo periodo y su costo de inversión a valor presente, obteniendo una relación beneficio-costos mayor que la unidad para el segundo caso.

Para garantizar la hermeticidad de la cámara de las turbinas se tomaron algunas medidas tales como: contar con una puerta hermética que permita la extracción del rodete y un sello hidráulico debajo de la chumacera guía que impida la salida de aceites y aguas residuales hacia la tapa superior de la turbina.





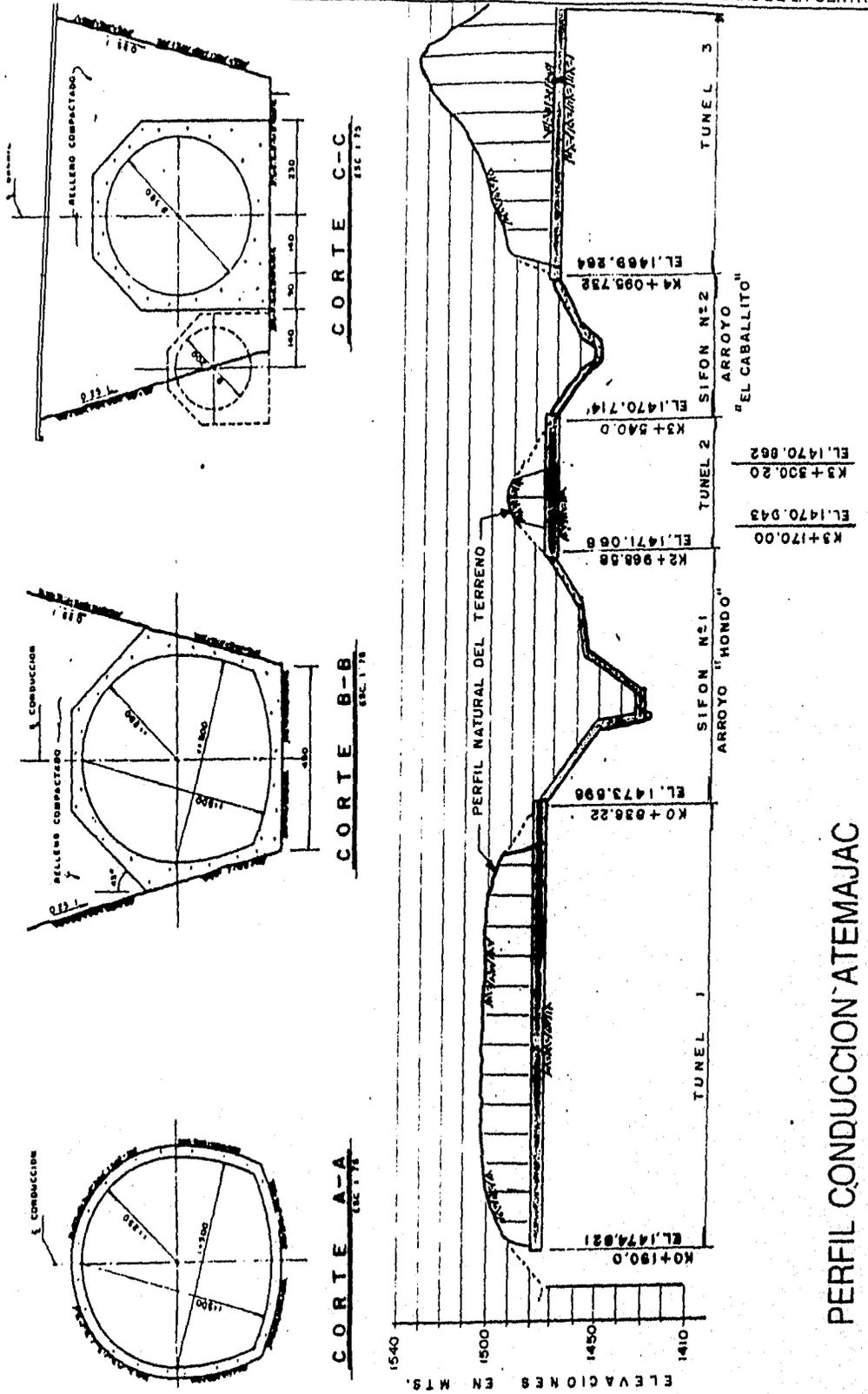
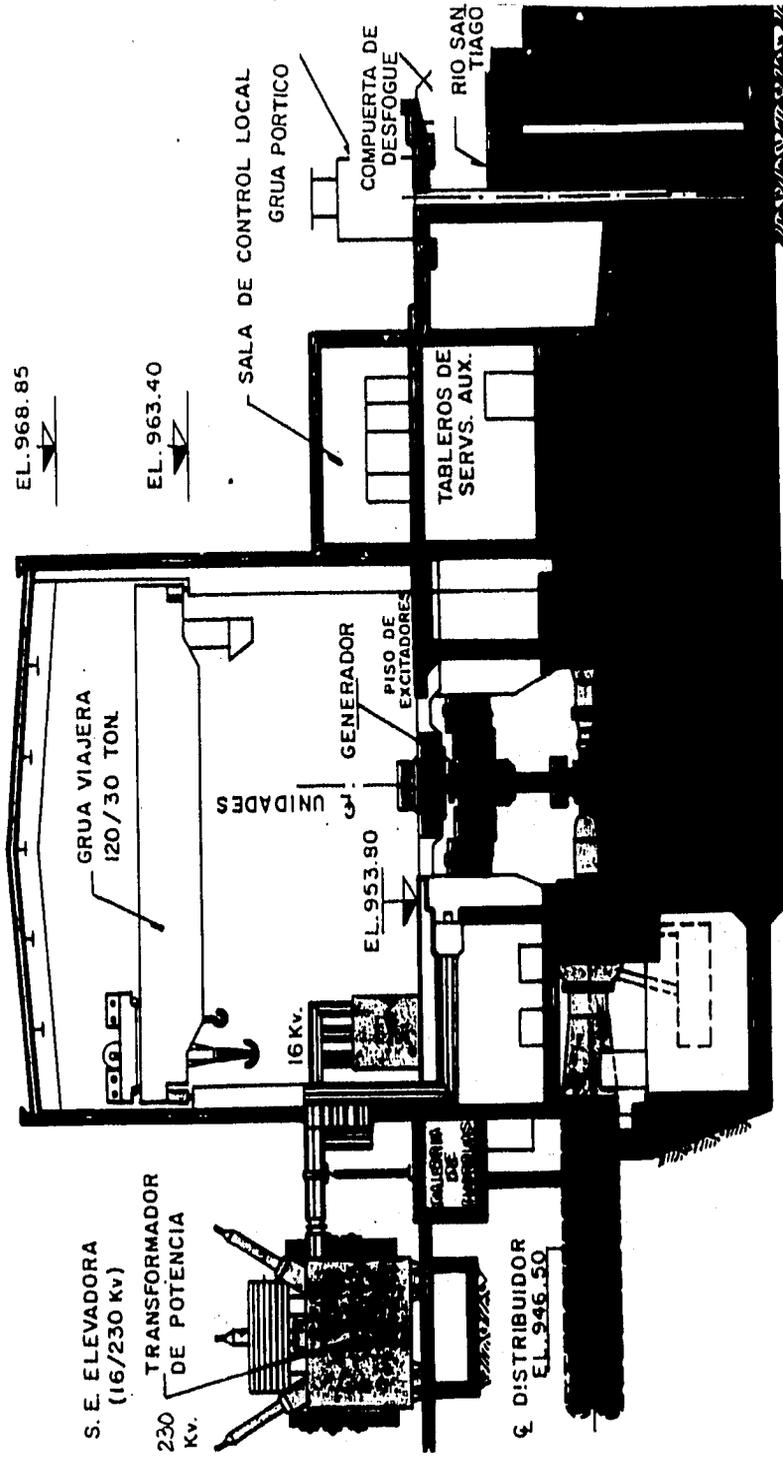


FIGURA 2.3 CONDUCCION ATEMAJAC-TANQUE REGULADOR

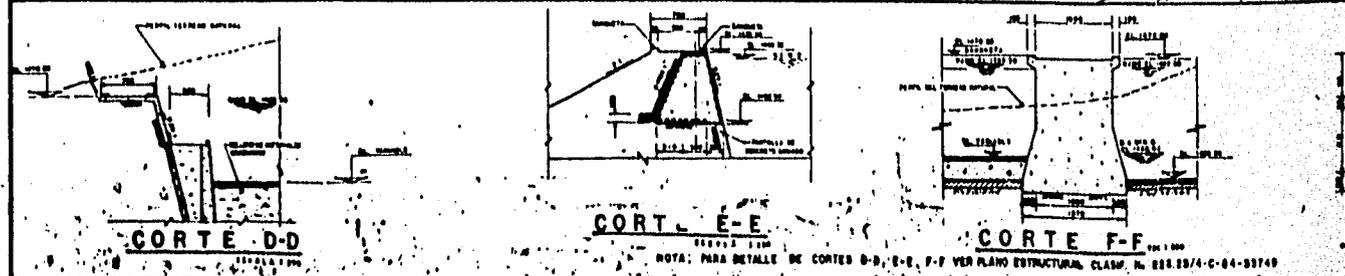
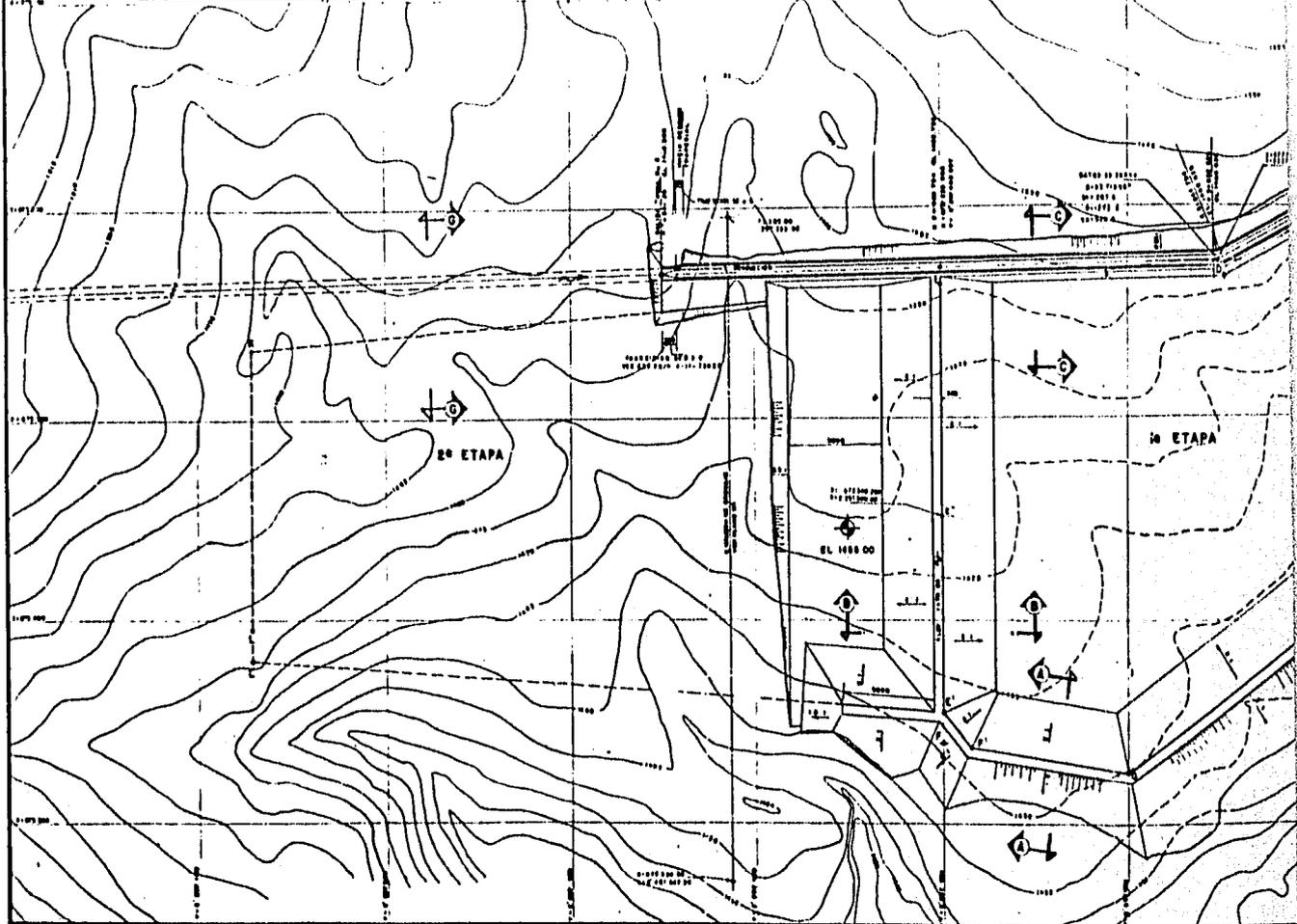
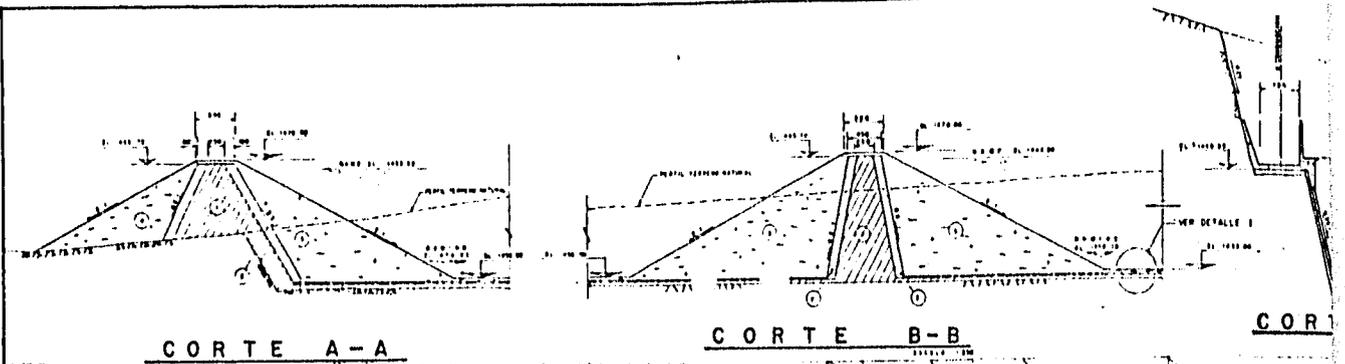


CASA DE MAQUINAS  
CORTE TRANSVERSAL

FIGURA 2.4 CASA DE MÁQUINAS

**PLANO 1. TANQUE REGULADOR**

**CONJUNTO GENERAL**

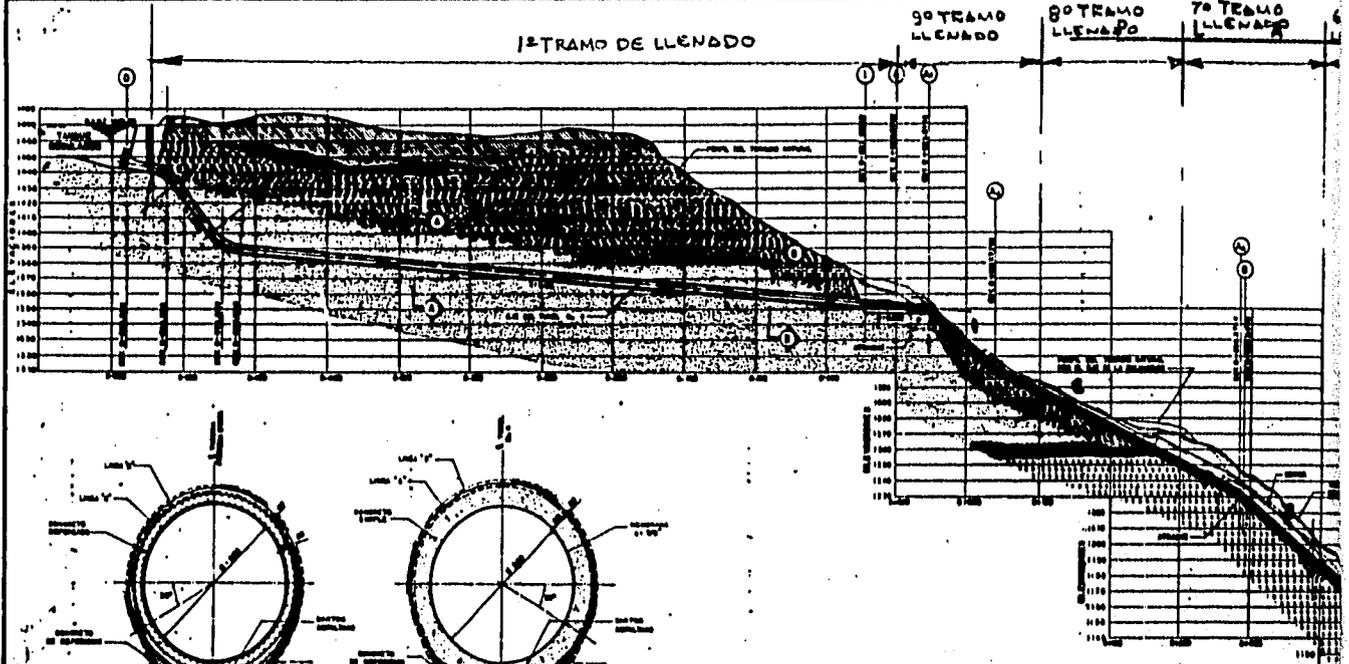
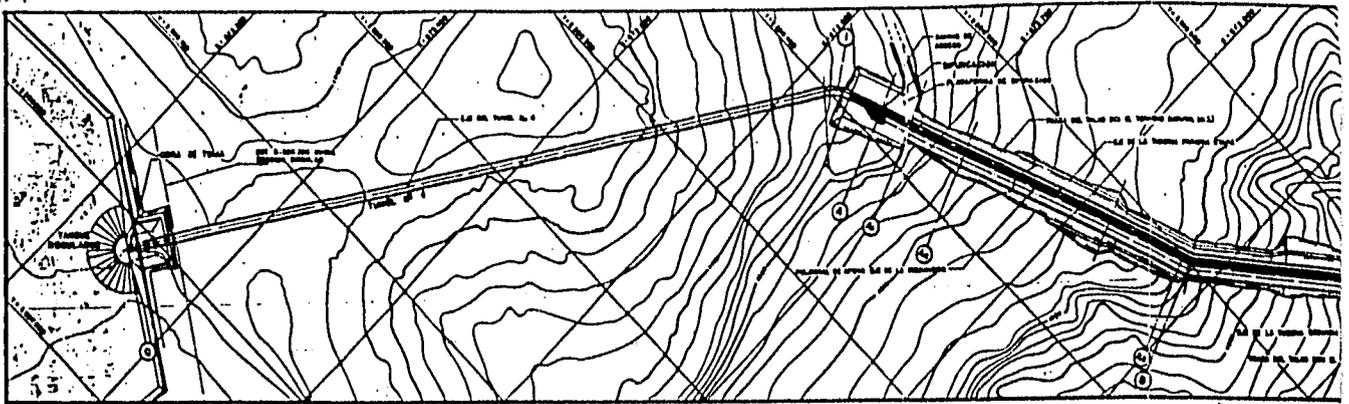


NOTA: PARA DETALLE DE CORTES D-D, E-E, F-F VER PLANO ESTRUCTURAL, CLASIF. N. 888.874-C-64-83749

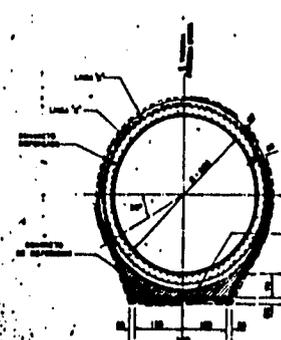


*PLANO 2. TUBERÍA A PRESIÓN*

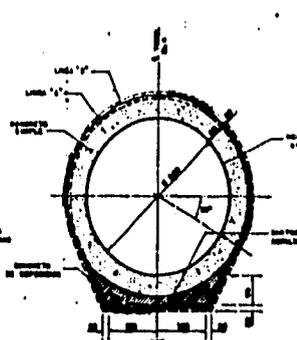
CONJUNTO GENERAL



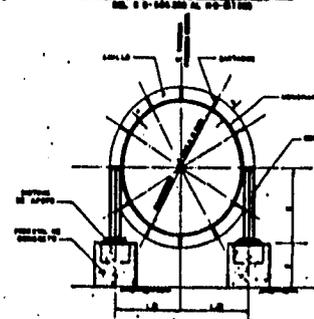
PERFIL POR EL EJE DE LA TUBERIA A PRESION  
PRIMERA ETAPA



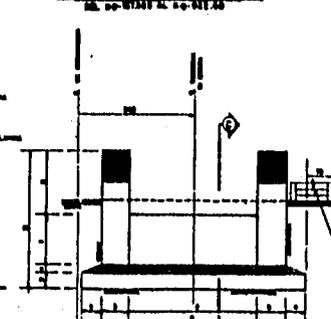
CORTE A-A (TUNEL 4)  
EL. 10+00.00 AL 00+51.00



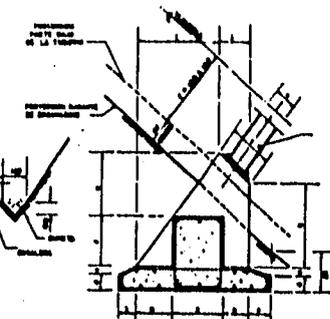
CORTE B-B (TUNEL 4)  
EL. 00+51.01 AL 00+51.70



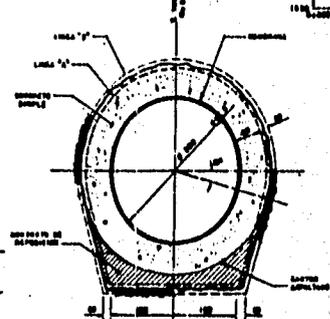
DETALLE ANILLO ATIESADOR



GEOMETRIA DE SILLETA TIPO



CORTE C-C



CORTE D-D (TUNEL 5)

DIAMETRO	5000				5000			5000
ESPESOR	(CONCRETO) 40 CM				(CONCRETO) 40 CM PLAN DE OBRAS 07/08/04			10 CM
REFORZAMIENTO POR EL EJE DE LA TUBERIA								100% (1.000%)
ESTADO								1.000% (1.000%)



## **CAPÍTULO 3 MODELOS Y PRUEBAS REALIZADAS**

Debido a la escasa literatura sobre una estructura de características similares y a la interrogante en el manejo de grandes volúmenes de sedimentos presentes en el agua residual, para estudiar la ubicación de la obra de toma, funcionamiento general, distribución y depósito de sedimentos, fue necesario diseñar y construir dos modelos hidráulicos y una columna de sedimentación. En este capítulo se describen dichos modelos, las principales estructuras del tanque de almacenamiento y regulación, el tanque sedimentador, las pruebas efectuadas y los resultados obtenidos.

### **3.1 Tanque regulador**

- **Características generales del modelo**

Se reprodujo el tanque regulador (en un área de  $13 \text{ m}^2$ ), la obra de toma y parte de la conducción; los materiales de construcción empleados fueron: mampostería de tabique con acabado en cemento pulido fino, la obra de toma se fabricó en acrílico, la tubería a presión se construyó en PVC (de 2 1/2"). Este modelo fue alimentado por una bomba (de 3/4 de HP), con salida de 5.08 cm (2") y un  $Q=0.92 \text{ l/s}$ , el aforo se realizó por medio de un vertedor triangular de  $45^\circ$ .

En el primer modelo los objetivos fueron definir la posición de la obra de toma, la ubicación de la descarga, el funcionamiento hidráulico del tanque, la distribución y confinación de sedimentos, y las alternativas para el tanque sedimentador.

En el modelo se realizaron ensayos de tipo cualitativo con el fin de seleccionar la ubicación de la obra de toma y los resultados obtenidos de ninguna manera debe asumirse que corresponden al prototipo. ( fig. 3.1)

Para definir la ubicación de la descarga se analizaron dos posiciones las cuales reportaron un espesor en la capa de sedimentos de 13 a 30 cm y una eficiencia de 87% del volumen de sólidos retenidos, estos resultados indican que la posición de la descarga no es de trascendencia para la distribución de sedimentos y el porcentaje de sólidos retenidos era del 87%, a manera de comprobar este resultado se simularon 8 días de operación y el resultado no presento variaciones importantes (90%). Empleando trazador líquido se visualizaron las líneas de corriente, zonas muertas y se midieron las velocidades máxima y mínima que estuvieron en el rango de 1.18 m/s y 0.05 m/s respectivamente, en la figura 3.2 se ilustran dichos resultados, que sugieren eliminar la separación del flujo en el vértice I y estudiar el impacto de las zonas muertas en la distribución de sedimentos en el vaso.

La obra de toma es fundamental en todo sistema hidroeléctrico, y por ello fue una de las estructuras más importantes en su diseño, por la posible presencia de vórtices en la entrada de la misma que traerían como consecuencia problemas de: reducción del gasto, disminución de la eficiencia hidráulica de la toma y turbina, vibraciones, etc.; se analizaron dos posiciones para la obra de toma: lateral y al centro del tanque, en la figura 3.3 se describen dichas tomas y sus posiciones.

Las condiciones de operación durante las pruebas fueron: descarga libre en el vértice D, geometría original del tanque y un gasto por la toma de 105.2 m<sup>3</sup>/s, la variación de los niveles fue desde el nivel de aguas máximo de operación (NAMO) hasta el nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO).

De los resultados obtenidos se concluyó que la obra de toma número 1 presentaba problemas de vórtices desde el (NAMO), y la intensidad de los mismos aumentaba al disminuir los niveles por lo tanto esta alternativa fue descartada, la toma número 2 solo presento problemas de vórtices tipo 2, según la clasificación del *American Resrch Laboratory* (ARL), a partir de la elev. 1460, que fue causado por el vértice I del tanque.

En cuanto a funcionamiento hidráulico se realizaron 4 ensayos, en todos los casos la descarga se ubicó en el vértice D y mediante una rápida se llevo el agua al piso.

Se simularon las siguientes condiciones de operación.

- Elevación NAMO, hidrograma de abril, gasto por la toma 52.6 m<sup>3</sup>/s.
- Elevación NAMINO, hidrograma de abril, sin operar la toma.
- Elevación NAMO, hidrograma de julio, gasto por la toma 52.6 m<sup>3</sup>/s.
- Elevación NAMINO, hidrograma de julio, sin operar la toma.

Finalmente se concluyó que eliminando el vértice I desaparecerían los vórtices y el funcionamiento hidráulico sería más satisfactorio.

Para el estudio de la distribución de sólidos se tomaron en cuenta las siguientes condiciones de operación en base a las observaciones hechas en la Central Hidroeléctrica la Experiencia, Jal., que se ubica cerca del proyecto agua prieta, mas adelante se describe dicho estudio.

-Por su geometría y operación las partículas tienen un recorrido corto y poco tiempo de permanencia.

-Al ingresar los sedimentos al tanque 50% de ellos es materia orgánica, y al retirar los lodos los análisis químicos demostraron que solo el 10% seguía como materia orgánica, es decir el 40% restante fue turbinado o sufrió descomposición (principalmente se tiene ácido sulfhídrico).

-La limpieza del vaso es semanal, mediante arrastre hidráulico y los lodos desalojados por el desfogue.

Uno de los primeros resultados obtenidos en este modelo fue la necesidad de construir un tanque sedimentador dentro del propio tanque regulador en la zona cercana a la obra de toma y es por ello que se analizó el funcionamiento general sedimentador-obra de toma-tanque regulador.

### 3.2 Tanque sedimentador

En el segundo modelo parcial, se analizó el funcionamiento de la obra de toma y el tanque sedimentador. Dentro de las consideraciones para este modelo se consideró que el flujo a estudiar es a superficie libre, donde predominan las fuerzas del peso propio.

Básicamente los dos factores que determinan la eficiencia de un tanque sedimentador son: la carga superficial y la eficiencia hidráulica, la carga superficial se define como el cociente del gasto diario y el área superficial del sedimentador cuyas unidades son  $m^3/m^2/día$ , la cual depende de la velocidad de sedimentación de los sólidos, la eficiencia hidráulica (tiempo de retención y tipo de flujo en el sedimentador) es función de las características del tanque y del flujo (geometría, flujos de entrada y salida, etc.); para determinarla se empleó la técnica de Estímulo-respuesta.

En plantas de tratamiento de agua residuales el sedimentador representa aproximadamente el 30% de la inversión total, su diseño se basa en fórmulas empíricas por ejemplo para el tiempo de retención y la carga superficial se tienen las siguientes expresiones:

$$T_o = \frac{V}{Q}$$

$$C.S = \frac{Q \cdot 86400}{A}$$

Donde:  $T_o$  tiempo de retención teórico, en s.  
 $V$  volumen de almacenamiento del tanque, en  $m^3$ ,  
 $Q$  gasto medio diario de agua residual en  $m^3/s$ ,  
 $A$  área superficial del tanque, en  $m^2$

• Recomendaciones de diseño para el tanque regulador

Los parámetros de diseño para el sedimentador primario que se deben atender básicamente son:

-Tiempo de retención ( $t_r$ ).- En la tabla 3.1 se muestran los  $t_r$  sugeridos por diferentes autores y fluctúan de las 2 horas recomendándose un máximo de 4 horas, el óptimo se obtiene de las pruebas en columna.

- Las recomendaciones para este concepto así como para los tirantes se muestran en la tabla 3.2 y varía de acuerdo al autor, para el Sistema Hidroeléctrico Agua Prieta se presenta como factor adicional la variación de gastos.

Tabla 3.1 Tiempos de retención recomendados para clarificadores primarios

AUTOR	RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES
Metcalf and Eddy	<p>. Sedimentación primaria seguida por un tratamiento secundario, rango de 1.5 a 2.5 horas, 2.0 horas promedio.</p> <p>. Sedimentación primaria adicionando a lodos activados, rango de 1.5 a 2.5 horas, 2.0 horas promedio.</p>
Steel and McGhee	. De 1 a 2 horas en base al gasto pico.
Fair	. Un período de retención mínimo de 2.0 horas en 3.0 m de profundidad.
Sunstrom and Klei	. De 1.0 a 4.0 horas.
Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de los E.U. (U.S. Army)	<p>. 2.5 horas excepto donde el clarificador preceda a un sistema de lodos activados.</p> <p>. 1.5 horas donde el clarificador preceda a un sistema de lodos activados. La selección del tiempo de retención óptimo depende de la profundidad y carga superficial.</p>

Tabla 3.2 Recomendaciones de cargas superficiales y profundidades para clarificadores primarios

AUTOR	RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES
Metcalf and Eddy	<p>. Para sedimentación primaria seguida por un tratamiento secundario: 32 a 48 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día en gasto medio; de 80 a 120 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día en gasto pico.</p> <p>Para sedimentación primaria con lodos activados: 24 a 32 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día en gasto medio, 48 a 70 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día en gasto pico.</p> <p>Profundidades recomendadas: 3a 5 m para clarificadores rectangulares, 3.6 m típico.</p> <p>3 a 5 m para clarificadores circulares, 4.5 m típico.</p>
Manual de diseño naval Naval Facilities Design Manual	<p>. 49 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a 24 horas de gasto máximo con todas las unidades en servicio.</p> <p>81 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto pico con todas las unidades en servicio.</p> <p>163 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto pico con una unidad fuera de servicio.</p>
Diez Estados Estandarizados (Ten State Standards)	<p>. Para clarificadores primarios:</p> <p>41 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto medio de diseño, profundidad mínima = 2.1 m.</p> <p>61 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto pico horario, profundidad mínima = 2.1 m.</p> <p>El área usada es la mayor de las dos áreas calculadas usando el criterio de arriba.</p> <p>Para tanques Intermedios siguiendo un proceso de película fija: 61 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto pico horario, profundidad mínima de agua = 2.1 m.</p>
Manual de procesos de diseño "Sólidos removibles en suspensión" (Process Design Manual "Suspend Solids Removal")	<p>. Para sedimentación primaria seguida por un tratamiento secundario: 33 a 49 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto medio, 81 a 122 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto pico, profundidad de 3 a 4 m.</p> <p>Para sedimentación primaria con lodos, 24 a 33 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto medio, 49 a 61 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a gasto pico, profundidad de 4 a 5 m.</p>
Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de E.U. (U.S. Army)	<p>. La carga superficial admisible depende del gasto de diseño en la planta. Varía de 12 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día para gastos de diseño no mayores de 38 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día a 41 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día par gastos de diseño superiores a 37 850 m<sup>3</sup>/día.</p> <p>La profundidad del agua es dependiente de las dimensiones del clarificador y varía entre 2.5 y 4.5 m.</p>
Steel and McGhee	<p>24 a 60 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día y profundidad de 1 a 5 m.</p>
Guías de diseño para el tratamiento de aguas residuales. ("Guidelines for the Desigh of Wastewater Treatment works") (edición 1980)	<p>La profundidad de tanques de sedimentación de limpieza mecánica deberá ser tan superficial como práctica pero no menos que 2.1 m Donde los lodos activados sean retornados a tanques de sedimentación, la profundidad del tanque no beberá ser menos de 2.4 m.</p>

Para determinar el tiempo de permanencia real se obtiene el centroide del área bajo la curva de flujo en el vaso (FTC) con las pruebas de sedimentación y la carga superficial real se obtiene apartir de las pruebas de sedimentación en columna. Como resultado de las conclusiones anteriores se realizaron varios ensayos obteniéndose los siguientes resultados: 63% de los lodos se depositaron en el sedimentador, 32% paso al vaso regulador y 5% fueron turbinados, esto se realizo considerando el sedimentador alejado de la obra de toma, la idea fue concentrar los lodos para después vaciarlos hacia una barranca en el fondo del sedimentador. Otra alternativa estudiada fue con la obra de toma dentro de sedimentador que mostró los siguiente valores: 42.5% de los lodos se sedimentan, 56.6% pasa al regulador y solo 5.9% pasa por la turbina.

El objetivo más importante al diseñar un tanque sedimentador es que su eficiencia este entre el 60% o 70%. Es decir un valor similar al que se maneja en los manuales de diseño para sedimentadores en plantas de tratamiento de aguas residuales. Para ello se configuraron cuatro esquemas de sedimentador, además de considerar la obra de toma dentro del mismo para abatir los costos por mantenimiento, es decir el tanque sea autolimpiable.

Características de los esquemas.

Carga superficial  $50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ , relación longitud-ancho optima de 10, tiempo de permanencia en todos los casos mayor a 2 h.

El tiempo de permanencia se determino empleando eosina como trazador líquido; la técnica Estímulo-respuesta y el método de *Argaman y Rebhum* para determinar la eficiencia hidráulica, estos resultados se muestran en la **tabla 3.3**

Tabla 3.3 Depósito de sedimentos, tiempo de permanencia real y eficiencia hidráulica del sedimentador en el modelo 1:80

ESQU- EMA	DEPÓSITO DE SEDIMENTOS			TIEMPO DE PERMANEN- CIA REAL	EFICIENCIA HIDRÁULICA	
	% de sólidos enviados a la O. Toma	% depositado en el sedimentador	% depositado en el V. Regulador		% Proporción activa del volumen del sedimentador	% zonas muertas
1	75.8	11.5	12.7	1.43	66	34
2	40.0	51.0	09.0	2.92	99	01
3	37.0	47.0	16.0	2.99	67	33
4	27.0	52.0	21.0	2.46	48	52

Los resultados de los esquemas 2, 3 y 4 son satisfactorios en cuanto a la retención de sólidos, posteriormente en el modelo 1:20 se efectuaron 2 ensayos con trazador líquido que demostraron que el efecto de escala es muy importante ya que por ejemplo la parte activa que fue de 99% en el modelo 1:80 bajo al 50% en el modelo 1:20 concluyéndose necesario efectuar más pruebas en este modelo.

La simulación se hizo de la siguiente manera: primero agregar una cantidad de sólidos sedimentables a la muestra, descargarla en un extremo del tanque donde permanecía aproximadamente 2 horas, por medio de un vertedor ubicado en el otro extremo pasan al tanque regulador, hasta alcanzar el nivel del NAMO, en ese momento se abría la compuerta de la obra de toma de la turbina y se iniciaba el vaciado de tanque sedimentador, después se abren las seis compuertas y se establece el flujo del regulador hacia el sedimentador durante la última hora se presentaron tirantes pequeños que permitieron resuspender el material depositado en el fondo y arrastrarlo hacia la obra de toma, para finalmente ser turbinado.

La técnica anterior consiste en aplicar como señal delta, un trazador líquido o sólido disuelto (tinta, material fluorescente o radioactivo, etc.) a la entrada del sedimentador y tomar muestras a la salida a intervalos que permitan registrar la concentración del trazador, en este caso se empleó eosina amarillenta, un gasto de  $24 \text{ m}^3/\text{s}$ , carga superficial de  $40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$  y un tiempo de retención de 2 h, los resultados obtenidos se describen y analizan en el tema de distribución de sedimentos.

Por otra parte al confinar los sedimentos se estudió su remoción de manera práctica y económica en el tanque sedimentador, para evitar problemas de operación y mantenimiento; dentro de este marco se plantearon las siguientes posibilidades : a) Utilización del equipo mecánico empleado en plantas de tratamiento, b) Empleo de inyectores de aire, c) Arrastre hidráulico.

El empleo de equipo mecánico presentó el problema del tamaño de las rastras requeridas (90 m de ancho, 300 m de largo y 9 m de profundidad), además de su ubicación para varios equipos, en resumen se requerían consideraciones de diseño adicionales lo que resultaba muy costoso.

Los inyectores de aire presentaron el inconveniente de una vasta red de tubos con orificios conectados a compresores de aire capaces de levantar los sólidos depositados en el fondo con tirantes de un metro en el tanque sedimentador, al final de la etapa de turbinado aunque pareció ser una opción práctica fue desechada debido a que no se contó con parámetros confiables para su diseño como son: tamaño de los compresores, número de tubos, tamaño de los orificios, distribución, etc.; y porque se tenía otra alternativa más económica.

Por último el arrastre hidráulico que consiste en resuspender el material depositado en el fondo a través de aumentar la velocidad, durante el tiempo suficiente para arrastrar todos los sedimentos, esta alternativa resultó ser la más

conveniente, en este caso lo importante es garantizar que en todo el tanque se presenten velocidades mayores a 15 o 20 cm/s durante el tiempo suficiente para arrastrar todos los sedimentos.

- Dimensiones del modelo

Se simuló parte de la conducción, los desarenadores localizados antes del tanque sedimentador, el tanque sedimentador, la obra de toma y una parte del tanque regulador. además de dos tanques de alimentación, que controlan el flujo hacia la conducción uno y hacia el tanque regulador otro; se simularon también seis compuertas, que en la etapa de turbinado comunican el tanque regulador con el tanque sedimentador.

**Material.**- Mampostería de tabique con acabado de cemento pulido fino, excepto la zona de la toma y la toma misma, que fueron construidas en acrílico transparente de 9 mm.

Área total del modelo 100 m<sup>2</sup>

Alimentación, mediante dos motobombas (de 25 y 15 HP) que se conectan a dos tuberías de 25.4 cm (10") y 15.24 cm (6") respectivamente.

Control de gasto mediante vertedores rectangulares con  $Q_{max}=60$  l/s.

### 3.3 Sedimentación

Por las características del agua residual de la central, primero se eliminan los cuerpos flotantes y basura (captación), la separación de arenas finas (desarenadores), para el análisis de la materia fina restante se empleó en parte sedimentación discreta y parte con sedimentación floculenta; los objetivos de las pruebas fueron: estudiar la sedimentación de las partículas del agua residual, de los ríos San Juan de Dios y Atemajac, simulando las características de operación

del tanque regulador, y el segundo en realizar pruebas de tipo standard, en el siguiente subcapítulo se describen.

Debido a la calidad del agua residual se tienen partículas: discretas, floculentas y sólidos altamente floculentos; en cuanto a el proceso de sedimentación se presentan cuatro tipos que son: sedimentación discreta o tipo I ya que al tanque llegan arenas muy finas que se depositan de acuerdo a la ley de stokes, sedimentación floculenta o tipo II porque buena parte de los sólidos son orgánicos y con ellos viene mucho material que flocula; sedimentación zonal o tipo III que se presenta en la parte baja del tanque donde se tiene alta concentración de sólidos; sedimentación compacta o tipo IV, se presenta en el material ya sedimentado, es un efecto de consolidación debido al peso y acomodo de las partículas y tiene importancia en la remoción de los sólidos, en el vaso de agua prieta se presentan los cuatro tipos y dichos parámetros dependen de la hora, estación, temperatura, etc.

- Depósito de sedimentos

Se probaron como trazadores la baquelita, arena y arcilla pero ninguno mostró semejanza con los datos registrados en el vaso la Experiencia, La baquelita se depósito formando una duna cerca de la descarga y parte del material "flocula" tardando en caer, la arena mostró un depósito muy parecido a la baquelita ya que formo una duna mayor y su recorrido fue muy lento, finalmente una parte de la arcilla formo una duna cerca de la descarga y otra se distribuyo de manera uniforme en todo el tanque. Como en la Experiencia se observó un depósito de sólidos casi uniforme se empleo caolín micronizado como trazador sólido en las pruebas realizadas en el modelo 1:80.

La concentración de sólidos sedimentables (C<sub>ss</sub>) se determino mediante la prueba *Imhoff* y con turbidímetro, el levantamiento del depósito de sedimentos se

realizo con ayuda del limnómetro de punta y el volúmen de sedimentos con ayuda de un planímetro, por otro lado para las dos alternativas de la descarga, se simularon dos días de operación con el hidrograma de abril y operando la toma con un gasto de  $52.6 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el resultado obtenido mostró que la concentración de sedimentos fue de  $9.85 \text{ ml/l}$ ., después del segundo día de operación se drenó el tanque para realizar el levantamiento de la distribución de sedimentos, esta prueba también se aplicó para conocer la eficiencia de los sedimentadores. Se simularon tres días de operación continua y con un hidrograma típico del mes de abril y la concentración de sólidos sedimentables fue de  $8.5 \text{ ml/l}$  como conclusión del análisis se decidió ampliar el período de simulación a 8 días para ubicar la descarga más económica, el resultado fue muy parecido a los anteriores ( $8.5 \text{ ml/l}$ ).

### 3.4 Columna de sedimentación

Los objetivos de las pruebas fueron, el primero estudiar la sedimentación de las partículas del agua residual de los ríos San Juan de Dios y Atemajac, simulando las características de operación del tanque regulador y el segundo en realizar las pruebas conforme a los procedimientos estandarizados.

Con las pruebas de campo se pretendió obtener los parámetros de diseño del tanque sedimentador como son: carga superficial, tiempo de permanencia y eficiencia de remoción; los parámetros para el manejo eficiente del volumen de sedimentos, así como sus características generales: peso volumétrico, peso específico y concentración de sedimentos y con la columna de sedimentación la naturaleza, composición y el comportamiento de los sólidos transportados en suspensión que llegan al tanque sedimentador; además para conocer la Concentración de sólidos sedimentables totales ( $C_{sst}$ ), concentración de sólidos sedimentables en peso ( $C_{ssp}$ ), concentración de sólidos volátiles ( $C_{ssv}$ ), porcentaje de sólidos fijos y volátiles.

La prueba estándar es recomendable para la obtención de parámetros de diseño en sedimentadores o clarificadores primarios que manejan partículas floculantes; la única variación de esta prueba es se aplica a sedimentadores de 2.5 m a 4 m de profundidad y en este caso se tiene una columna y un sedimentador de 10 m de profundidad, lo que traería como consecuencia problemas de muestreo, control de temperaturas y homogeneidad inicial del líquido complicándose la ejecución e interpretación de los resultados.

El procedimiento es el siguiente; se llena por gravedad la columna (280 l) en 3 minutos, cuidando que sea lo mas homogéneo posible, después de 2 o 3 minutos es decir una vez estabilizada la mezcla se procede a tomar las 4 muestras iniciales, después se toman 10 muestras de 40 ml a cada 25 minutos, excepto la última que es a los 120 minutos (2 horas).

La columna de sedimentación tuvo una altura de 10 m similar a la del tanque sedimentador.

- Características del modelo

Material: Acrílico transparente y PVC

Altura: 10m

Diámetro: 0.19m, espesor de las paredes 0.0095m

Se alimento a través de un tubo conduit de 0.012 m de diámetro.

Las obras de regulación están constituidas por cinco desarenadores, un tanque sedimentador y un tanque regulador.

### 3.5 Diseño final de tanque sedimentador

Localización.- Se ubica en la parte norte del tanque regulador, la obra de toma se encuentra dentro del sedimentador y se comunica con el regulador mediante un vertedor de 90 m de longitud de cresta y 6 compuertas planas en la fase de turbinado.

Carga superficial.- De acuerdo a el fin de la obra la clarificación del agua pasa a segundo termino, el objetivo principal es eliminar los sedimentos de manera económica y evitar contaminación ambiental, por tanto la carga superficial de operación es de  $100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ .

Tiempo de permanencia.- Se considero que 2.4 h son suficientes para sedimentar aproximadamente el 100% de los sólidos.

Profundidad.- 9m.

Distribución de sedimentos.- 70% se deposita en el tanque y 30% pasa al vaso regulador de los cuales se depositan entre 5 y 10% ,equivalente 3.5 toneladas de material seco, que representa menos del 1% de la capacidad muerta el vaso y el resto regresa al sedimentador durante la etapa de turbinado. Del 70% retenido, 245 toneladas de material seco se deposita en el fondo.

Relación longitud-ancho.- La relación óptima es de 10, en este caso por requerimientos constructivos y económicos se empleo una relación de 3; no obstante se garantizo una eficiencia razonable y una buena distribución del flujo.

Estructura de entrada.- cuenta con un canal rectangular ubicado a la salida de los desarenadores, con una elevación de cresta 1469.5 m.s.n.m. y orificios en el

fondo con elev. 1467.5 msnm, esta geometría demostró ser una buena opción en las pruebas preliminares.

Estructura de salida.- Vertedor de 90m de longitud de cresta, con carga máxima de 10 cm.

Volúmen de sólidos.- 350 m<sup>3</sup>/día de mezcla en el vaso regulador y 6722.5 m<sup>3</sup>/día en el sedimentador.

Peso específico de la mezcla.-  $\gamma = 1022.26 \text{ kg/m}^3$ .

En la figura 3.4 se puede observar el diseño final del tanque sedimentador .

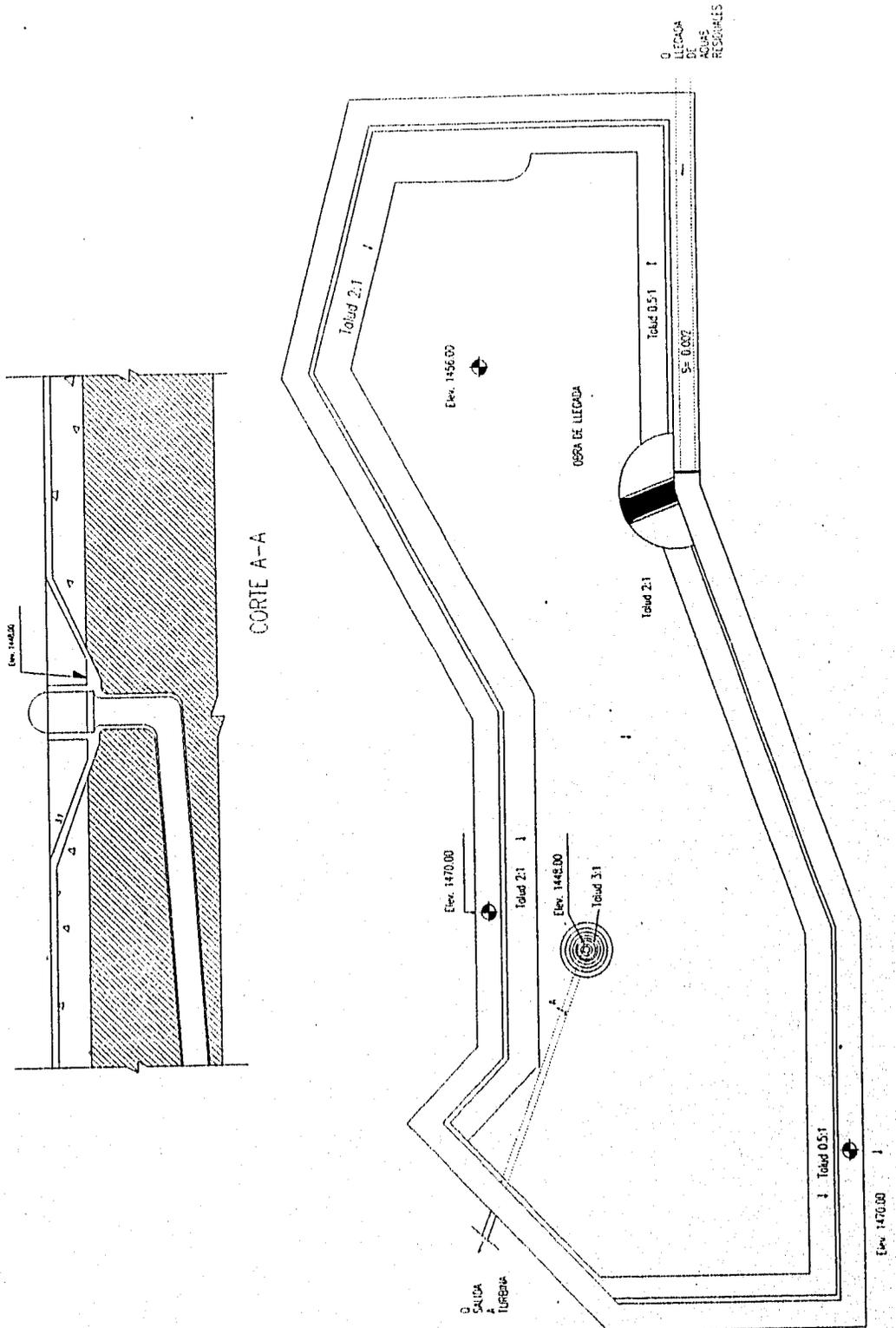
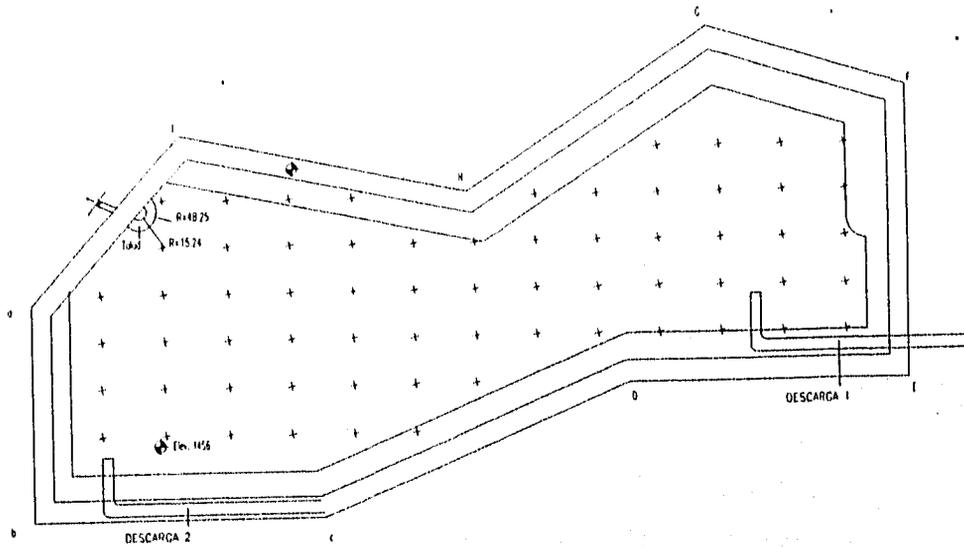
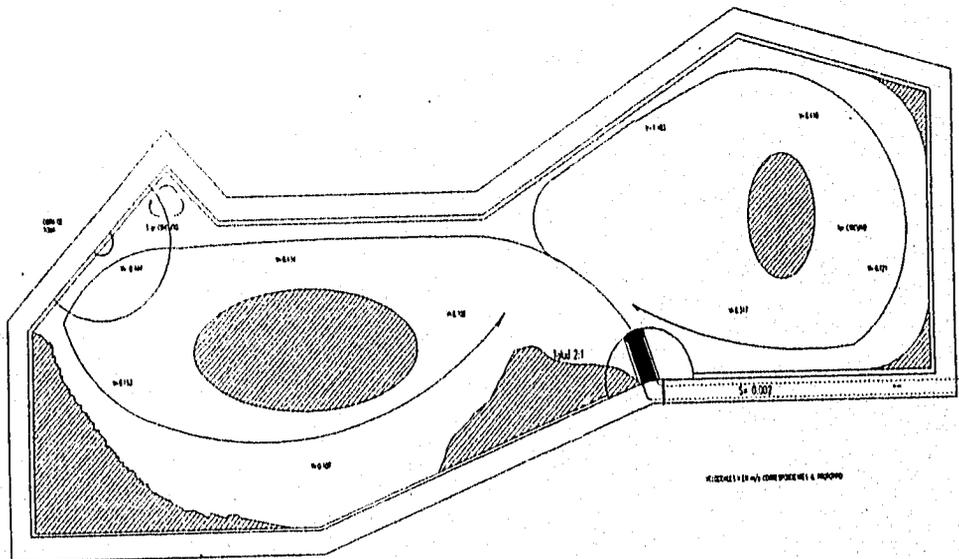


Figura 3.1 Esquema original del tanque regulador

MODELO HIDRAULICO



POSICIONES PROBADAS DE LAS DESCARGAS DE AGUA AL TANQUE



FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Figura 3.2 Posiciones probadas de la descarga de agua residual y funcionamiento hidráulico del tanque regulador.

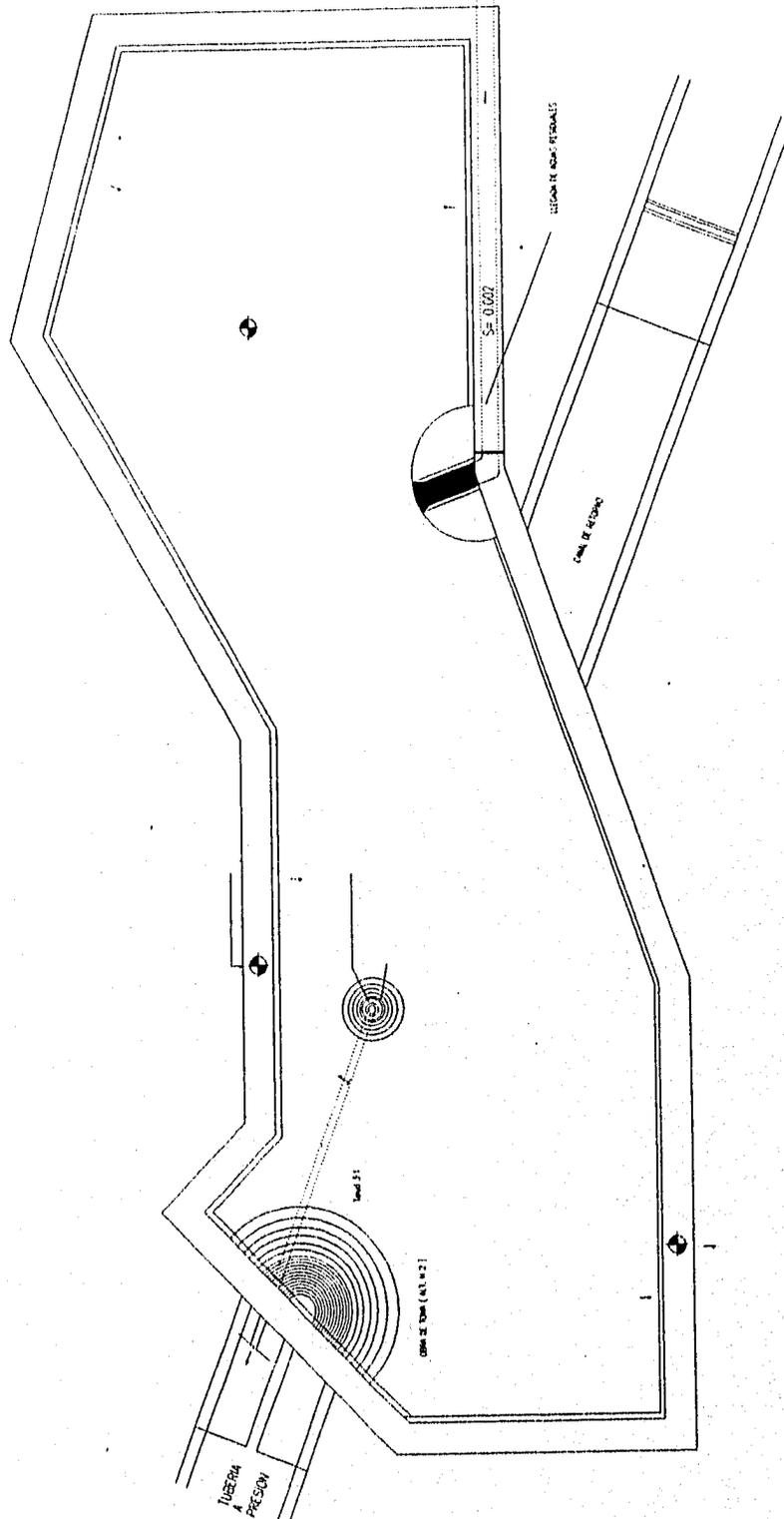


Figura 3.3 Alternativas de la obra de toma

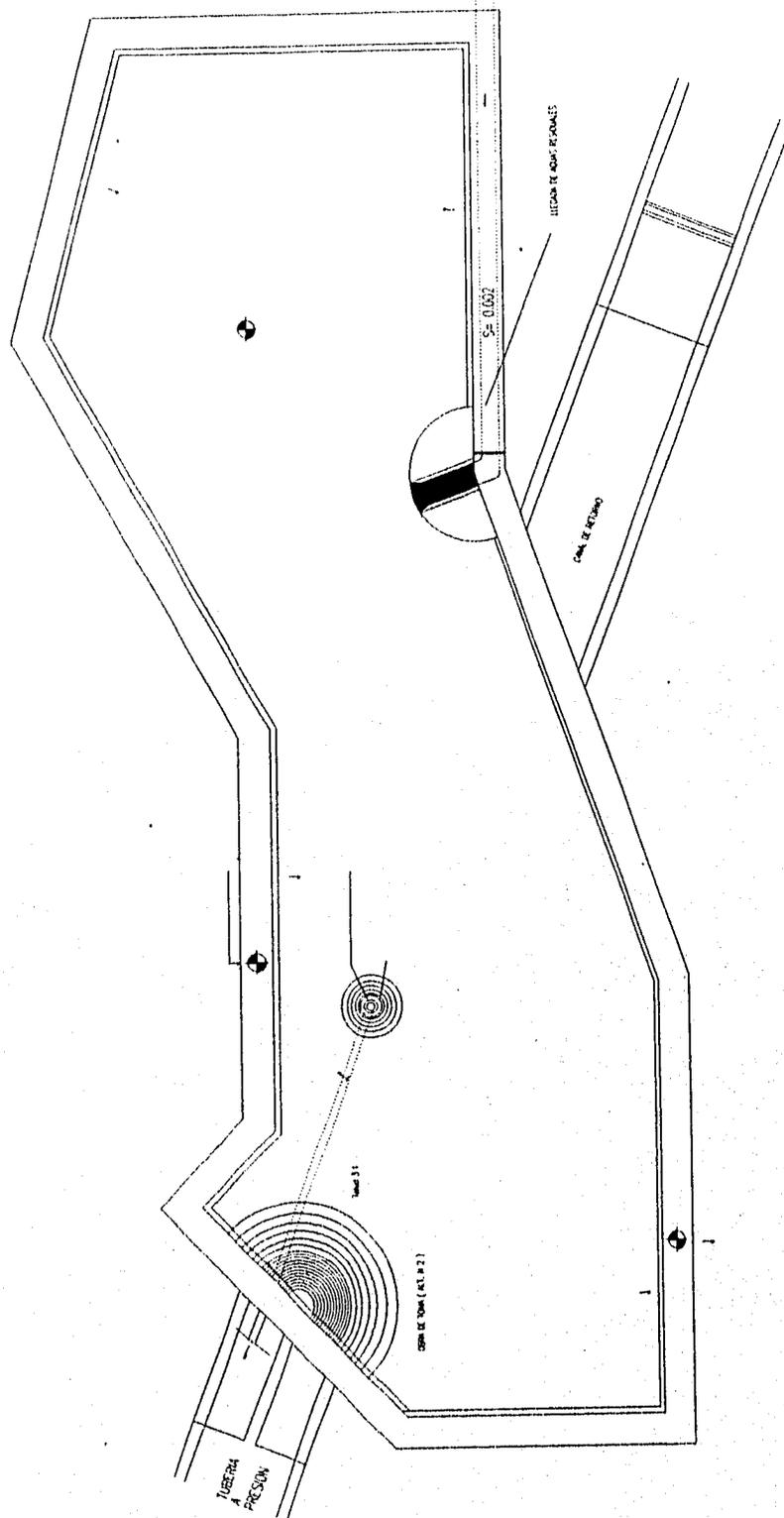


Figura 3.3 Alternativas de la obra de toma

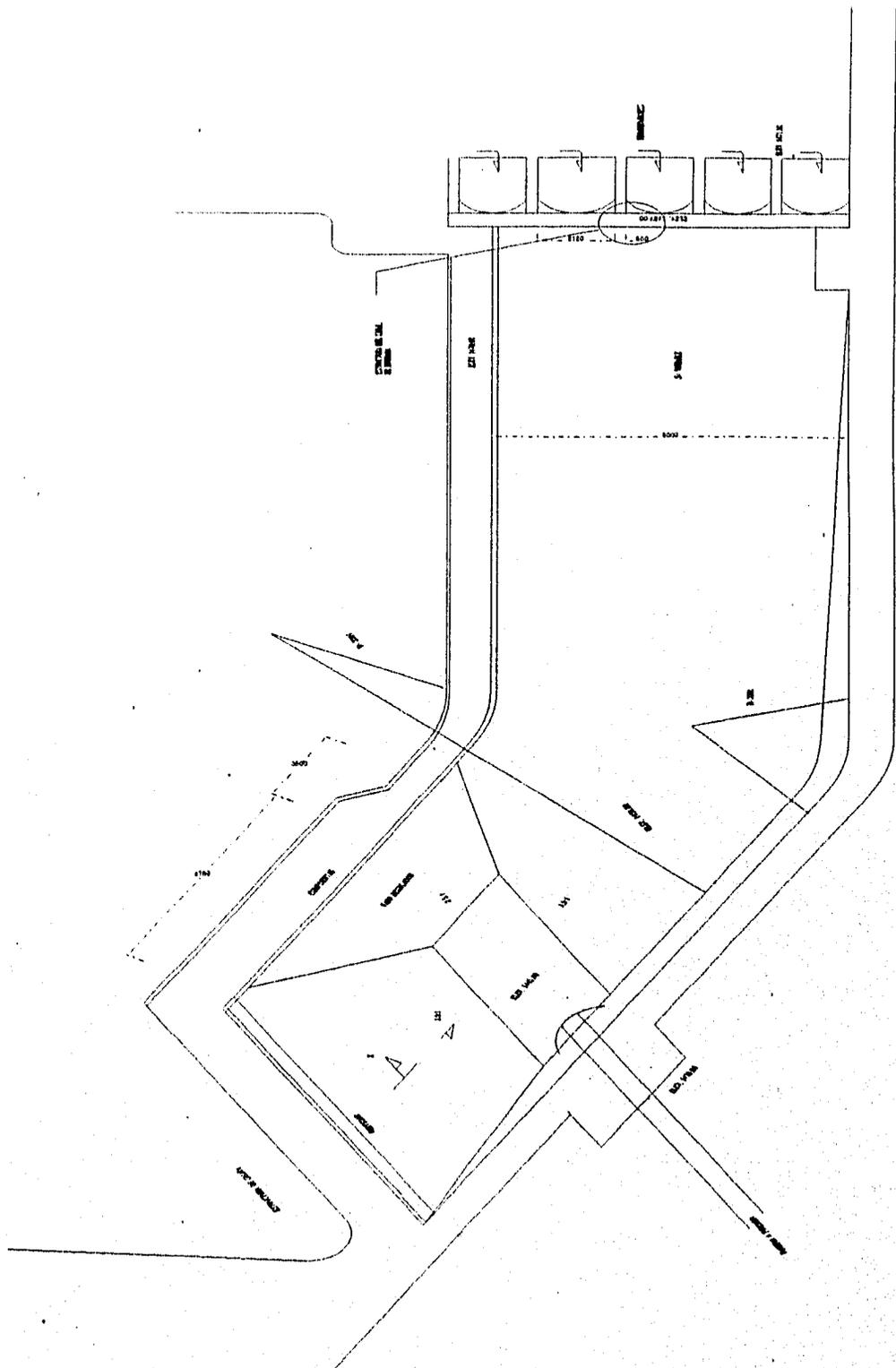


Figura 3.4 Esquema definitivo del tanque sedimentador

## CAPÍTULO 4 RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Este capítulo persigue los siguientes objetivos: primero comparar los valores reales de gasto presentados con los estimados, segundo describir el funcionamiento y mantenimiento de estructuras importantes, que no fueron analizadas en los capítulos anteriores como: las rejillas bastas y finas en las captaciones, la obra de toma; y finalmente enunciar los problemas que se han presentado y las actividades necesarias para mejorar la operación y el funcionamiento actual y futuro de la central.

### 4.1 Estado actual

- hidrología urbana

Área de aportación de aguas residuales	270.35 km <sup>2</sup>		
Gasto medio anual asignado	11.00 m <sup>3</sup> /s		
Volúmen medio anual asignado	346.896x 10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup>		
	año		
	1990	2000	2007
Gasto medio anual estimado en m <sup>3</sup> /s	11.39	18.61	23.70

- Gastos registrados

Es este aspecto es necesario mencionar que los gastos registrados en el periodo comprendido entre enero de 1993 y agosto de 1996, fluctúan alrededor de los valores mínimos estimados para el año 1990 ( 6 m<sup>3</sup>/s en época de estiaje),

el aforo del mismo se efectúa mediante la compuerta de entrada a la conducción Atemajac-Tanque regulador.

El hecho anterior indica que las estimaciones de diseño en cuanto a los gastos de aportación por cuenca deben desfasarse al menos 5 años para alcanzar los valores de diseño; además no se puede hacer un análisis individual de cada captación ya no se registran dichos valores.

Por la condición del sistema de drenaje en época de avenidas se registran gastos del orden de 20 m<sup>3</sup>/s o más, la política de operación de la central es aprovechar al máximo el volumen de agua captada, de tal forma que no se tengan excedentes en las captaciones; esto implica operar más de cinco horas el equipo en época de avenidas y 2 horas en el periodo de sequía (no necesariamente en horas pico).

- Volúmen de basura

En este renglón los valores estimados han sido altamente superados principalmente en épocas de avenidas, registrándose 2 m<sup>3</sup>/día en época de estiaje y hasta 12 m<sup>3</sup>/día en meses lluviosos. Para su disposición final la C.F.E., cuenta con el apoyo del municipio de Zapopan que se encarga de mandar camiones recolectores de basura a las dos captaciones.

A pesar de la situación anterior no se ha presentado ningún problema mayor de operación en la central.

- Volúmen de arena

El volúmen de arena no ha sido posible cuantificarlo con precisión, ya que los desarenadores construidos de acuerdo al esquema original de la

planta no han operado, pero se ha estimado que el volúmen a superado los 100 m<sup>3</sup>/día, actualmente la gerencia técnica de proyectos de la C.F.E., estudia la posibilidad de remover adecuadamente dichos sólidos.

Las estructuras más importantes no han sufrido modificaciones, aunque más adelante se describen algunas de las actividades realizadas en estructuras auxiliares para mejorar el funcionamiento de la planta.

## 4.2 Operación y mantenimiento

### 4.2.1 Captaciones

Originalmente para la remoción de basura se analizaron tres alternativas.

- 1) Doble rejilla deslizante.
- 2) Rejilla basta deslizante y rejilla fina con rastrillo general móvil.
- 3) Rejilla basta deslizante y rejilla fina con rastrillo general individual.

La primera presentó el inconveniente del paso de la basura comprendida entre las rejillas cuando se saca a mantenimiento la rejilla de aguas abajo.

La segunda presentó el inconveniente técnico de la dificultad de conseguir después del tiempo de operación que los dientes del rastrillo coincidieran en los espacios entre las barras.

Se seleccionó la alternativa tres, agregándole otra ranura de rejilla basta.

En lo referente a las guías todos los fabricantes de rejillas coincidieron en el requerimiento de efectuar el mantenimiento de la rejilla fina en seco para revisar las guías tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona de rejillas para

colocación de agujas; se condicionó al fabricante de rejillas bastas para que empleará la misma guía para agujas del lado de aguas arriba.

La cantidad estimada de basura fue de 20 m<sup>3</sup>/día las rejillas de Atemajac pueden sacar dicha cantidad de basura en un promedio de 8 horas, con rastrillo en velocidad normal de operación, con la velocidad rápida se tiene el doble de capacidad de extracción. No obstante en San Juan de Dios se dejaron instaladas las partes fijas para rejillas finas incrementándose considerablemente la capacidad de extracción de basura.

Tabla 4.1 capacidad de extracción de basura en cada captación

CAPACIDAD DE EXTRACCIÓN EN M <sup>3</sup> DE BASURA					
		8 HORAS		24 HORAS	
CAPTACIÓN	VELOCIDAD NORMAL	VELOCIDAD RÁPIDA	VELOCIDAD NORMAL	VELOCIDAD RÁPIDA	
SAN JUAN DE DIOS	15	30	45	90	
(OPCIONAL)	20	40	60	120	
ATEMAJAC	35	70	105	210	
TOTAL					

- San Juan de Dios (condiciones de operación y funcionamiento de rejillas).

#### Rejillas bastas

Cada área de paso cuenta con doble guía para la colocación de rejillas bastas que permiten retener basura voluminosa, la separación entre barras de las rejillas se de 215 mm. con posibilidad de reducirse a 100 mm.

## Rejillas finas

En esta captación se previó dejar las partes fijas exclusivamente para en caso de ser necesario instalar rejillas finas que dependerá de la cantidad de basura que se presente durante los siguientes años de operación de la planta.

### Características técnicas.

Ancho	5.0 m
Alto	3.5 m
Separación entre rejas	40 mm
Capacidad con velocidad normal	5 m <sup>3</sup> (en 8 horas de operación)
Capacidad con velocidad rápida	10 m <sup>3</sup> (en 8 horas de operación)
Número de pasos de agua	3

### • Atemajac (condiciones de operación y funcionamiento de rejillas).

El sistema de limpieza del agua de la obra de toma de Atemajac opera de la siguiente forma:

Las rejillas bastas deslizantes tienen como objetivo principal retener basura de dimensiones mayores a los 215 mm. en alguna de sus aristas. Como ejemplo de desechos o basura que pueden ser retenidas por estas rejillas son: llantas, ramas, bolsas, desechos orgánicos, etc.

El diseño de las rejillas bastas permite cambiar el claro entre barras de 215 mm. a 100 mm. mediante la adhesión de barras, acondicionadas para su fijación con tornillos. Las rejillas bastas cuentan con una canastilla que permite extraer la basura retenida al ser sacadas.

Las rejillas bastas son operadas por la grúa pórtico de 10 toneladas de capacidad y una viga pescadora.

Para la limpieza de las rejillas basta se utiliza también la grúa de pórtico, que traslada a la rejilla hasta la toma de agua del depósito de basura, donde la grúa la deposita en un dispositivo de fijación y con agua a presión, se hace la limpieza final mediante chorro de agua. Para el mantenimiento de la rejilla basta se utiliza la grúa pórtico, que la traslada a la zona de mantenimiento donde hay una estructura fija para tal efecto.

Cada rejilla fina tiene un peine limpiador o rastrillo para remover toda la basura retenida, aproximadamente  $5 \text{ m}^3/\text{día}$ . El rastrillo tiene dos velocidades de operación una baja de  $1.83 \text{ m/min}$  y una alta de  $3.66 \text{ m/min}$ , su capacidad es de  $0.10 \text{ m}^3$  y el tiempo que tarda en efectuar un ciclo es de 11 minutos con velocidad baja.

El rastrillo es mecánico (rodante) operado por cable y malacate fijo y opera los rastrillos en forma manual desde un tablero local o en forma automática desde los diferentes dispositivos de mando (control diferencial y *timer*). Cada vez que el rastrillo opera en sentido ascendente, recoge los desechos ó basura, y los descarga a una tolva que servirá para guiarlos hasta el canal recolector el que tiene una alimentación de agua para deslizar los desechos hasta el depósito.

La bomba alimentadora del canal colector opera inmediatamente después de que opera cualquiera de los cuatro rastrillos de limpieza de las rejillas finas, y para 5 minutos después de que todos los rastrillos hayan parado. Las bombas pueden ser operadas en forma manual, su capacidad es  $250 \text{ l/min}$ . con carga de  $15 \text{ m.c.a.}$

En caso de que la basura se atore en la rejilla, el peine intentará limpiar la rejilla hasta en 6 ocasiones antes de mandar alarma de rastrillo atorado.

Tanto las rejillas bastas como las finas son galvanizadas y las guía para son de fundición de hierro, además se cuenta con protección catódica.

La basura es sacada por una almeja que se montó en le grúa pórtico, se dispone de un depósito de basura con capacidad de almacenar 100 m<sup>3</sup>, con piso removible de placa estructural galvanizada y orificio para drenaje.

- Compuerta radial de la obra de toma de la captación Atemajac. (condiciones de operación y funcionamiento).

El mecanismo de cierre y control de la captación en una compuerta radial operada con dos servomotores hidráulicos, esta compuerta esta parcialmente abierta y opera automáticamente teniendo cuatro posiciones de apertura, las cuales están establecidas de acuerdo a los niveles de agua en la primera caja repartidora.

Tabla. 4.2 Abertura de la compuerta en la captación Atemajac y niveles de agua en la primer caja repartidora

POSICIÓN	ABERTURA (m)	NIVEL DE AGUA 1er. CAJA REPARTIDORA m.s.n.m.
1 (1a. Etapa)	1.66	1478.00
2 (1a. Etapa)	1.05	1481.00
3 (2a. Etapa)	2.05	1478.00
4 (2a. Etapa)	1.25	1481.00

La apertura normal de la compuerta se realiza al presentarse el nivel en el tanque regulador de 1468.50 m.s.n.m. el cierre de la misma se efectúa por cualquiera de los siguientes casos:

- Nivel 1469.20 m.s.n.m. (NAMO) en tanque de regulación.
- Nivel 1481.25 m.s.n.m. en la primera caja repartidora del sifón No. 1.

El mando y el control de la compuerta puede efectuarse localmente desde la caseta de control de la obra de toma o a distancia desde la sala de control de la subestación eléctrica.

Esta compuerta debe estar cerrada para efectuar trabajos de mantenimiento en sifones durante la 1a. etapa de operación, tanque de regulación, desarenador, sedimentador y rejillas de obra de toma.

#### Operación de mantenimiento.

-En las fases de mantenimiento el servomotor es empleado para maniobrar la compuerta.

-Para esta condición se previó alimentar el cilindro del servomotor para que opere con doble efecto. El mando es mediante un distribuidor manual de tres posiciones instalado sobre la central hidráulica en posición tal de permitir un dominio visual del área de trabajo.

-La compuerta radial puede ser suspendida en su posición de máxima apertura para fines de mantenimiento.

-Cuándo los dispositivos de suspensión se encuentran en posición de servicio, el mando eléctrico es interbloqueado y el asentamiento de la compuerta sobre sus suspensores se opera con mando manual.

- Compuertas radiales en canales desarenadores (condiciones de operación y funcionamiento).

El mecanismo de cierre del desarenador de cada captación es una compuerta radial operada por dos servomotores hidráulicos.

Esta compuerta esta normalmente cerrada, lista para ser abierta totalmente con el fin de evacuar los sólidos que se hallan sedimentado y evitar el paso de los mismos hacia la conducción o como elementos de alivio en caso de que la compuerta radial de la obra de toma de Atemajac no cierre, el mando y control se efectúa localmente desde el gabinete de mando instalado en el piso de operación y en una zona adyacente a la compuerta.

Estas compuertas se abren en caso de que la compuerta de la obra de toma de Atemajac no haya podido cerrar.

Operación de mantenimiento.

-En las fases de mantenimiento el servomotor es empleado para maniobrar la compuerta.

-Para esta condición es previsto alimentar el cilindro del servomotor para que opere con doble efecto. El mando será mediante un distribuidor manual de tres posiciones instalado sobre la central hidráulica en posición tal de permitir un dominio visual del área de trabajo.

-La compuerta radial puede ser suspendida en su posición de servicio, el mando eléctrico es interbloqueado y el asentamiento de la compuerta sobre sus suspensores se opera, con mando manual.

- Agujas para mantenimiento de rejillas finas (condiciones de operación y funcionamiento).

Las agujas para mantenimiento de rejillas finas de las obras de captación de San Juan de Dios y Atemajac son idénticas, con objeto de que sean intercambiables tanto en el orden en el vano, como de captación a captación, y poder efectuar las siguientes operaciones:

#### En Atemajac

- 1) Obturar un vano de la obra de toma por ambos lados de la rejilla con nivel de agua inclusive de NAME con los elementos propios de la captación para efectuar el mantenimiento de la rejilla fina.
- 2) Obturar completamente la obra de toma con nivel de agua de inclusive de NAME, tomando en préstamo los ocho de la captación San Juan de Dios, para efectuar el mantenimiento simultáneo de rejillas finas y de compuerta radial.
- 3) Obturar la estructura de control con nivel de agua inclusive de NAME, empleando solo cuatro elementos propios de la captación para efectuar el mantenimiento de la compuerta radial.

#### En San Juan de Dios

- 1) Obturar un vano de la obra de toma por ambos lados de la rejilla fina con nivel de agua inclusive de NAME con los elementos propios de la captación, esta operación podrá realizarse en caso de instalarse las rejillas finas en esta captación.
- 2) Obturar la estructura de control con nivel de agua inclusive de NAME, tomando en préstamo cuatro elementos de la captación de Atemajac: Esta operación es posible realizarse con nivel de agua aproximadamente iguales en los arroyos de San Juan de Dios y Atemajac: El cierre sería de utilidad en caso de presentarse

cantidades de basura mayores a las actuales dando oportunidad al desalojo de basura con las rejillas de la captación Atemajac.

Cada elemento será colocado y retirado mediante una viga pescadora automática operada por la grúa pórtico de servicio de cada captación.

Esta operaciones se pueden realizar también con grúa y agujas. En caso que el embalse se encuentre en régimen establemente bajos (elevaciones inferiores a 1478.453 m.s.n.m en Atemajac y 1479.71 m.s.n.m en San Juan de Dios) es posible dar mantenimiento a dos rejillas finas simultáneamente.

- Agujas para mantenimiento de compuertas radiales en desarenadores (condiciones de operación y funcionamiento).

Las agujas para mantenimiento de las compuertas radiales en desarenadores de las obras de captación de San Juan de Dios y Atemajac son todas idénticas, con el objeto de que sean intercambiables tanto en el orden, el vano y de captación a captación.

El número de elementos es de tres para San Juan de Dios, con estos elementos es posible efectuar las siguientes operaciones en cualquier captación.

- 1) Obturar el vano del desarenador con nivel de agua inclusive de 1481.62 en San Juan de Dios y de 1480.90 en Atemajac para efectuar el mantenimiento de la compuerta radial.
- 2) Obturar completamente el vano del desarenador con nivel de agua inclusive de **NAME** tomando en préstamo dos elementos de la captación que no este en servicio de mantenimiento.

Cada elemento será colocado y retirado mediante una viga pescadora automática operada por el equipo de izaje de servicio de cada captación.

#### 4.2.2 Conducción

- Agujas en cajas repartidoras (condiciones de operación y funcionamiento).

Las agujas en las cajas repartidoras sirven para efectuar la inspección y el mantenimiento de los sifones.

En la primera etapa del proyecto se adquirieron solamente las que permiten obturar la entrada y salida del conducto de 2da. etapa en las cuatro cajas repartidoras, resultando un total de 8 (ocho) elementos de los cuales 4 (cuatro) son superiores con apoyo en dintel y 4 (cuatro) son inferiores apoyando en umbral.

Para la inspección y mantenimiento de los sifones de la 1ra. etapa basta con obturar el inicio de la conducción con la compuerta radial en la captación de Atemajac.

La obturación del conducto de 2da. etapa se realiza en forma permanente (cuidando las fugas a través de los sellos) con un elemento superior y un elemento inferior, en cada entrada y salida de sifón.

### 4.2.3 Tanque regulador

- Compuertas radiales es la estructura repartidora (condiciones de operación y funcionamiento).

Los dispositivos de cierre y control de la estructura repartidora son las compuertas radiales operadas por malacates electromecánicos de cables. Estas se encuentran normalmente abiertas, listas para ser cerradas parcial o totalmente con el fin de permitir el paso del agua a los desarenadores y pueden ser abiertas o cerradas con cualquier nivel en el embalse hasta la elevación correspondiente al NAME.

Para su mantenimiento se tiene un juego de agujas para cerrar completamente (uno) cualquiera de los vanos de la estructura repartidora. Las cuatro agujas (un juego) están formadas por elementos iguales, diseñados con la carga máxima. Cada elemento debe ser colocado y retirado mediante una viga pescadora automática, operada por la grúa de puente de servicio de la estructura repartidora.

#### Características técnicas.

##### Compuertas radiales

Cantidad	5
Ancho	3.0 m
Alto	4.0 m
Radio	5.4 m
Carga	4.5 m.c.a.
Velocidad de cierre y apertura	0.275 m/min

Agujas

Cantidad	4
Ancho	4.037 m
Largo	3.270 m
Alto	1.135 m
Carga	4.5 m.c.a.
Accionamiento	con viga pescadora

Malacate de operación

Cantidad	5 juegos
Capacidad	3.5 ton.

Grúa puente

Cantidad	1
Distancia entre rieles	2.1 m
Capacidad nominal	3 ton.
Accionamiento	manual

- Compuertas rodantes en el sedimentador (condiciones de operación y funcionamiento).

En la zona de compuertas del sedimentador se tiene una estructura de ocho cámaras separadas por muros de concreto; la estructura quedo ubicada en el lado del sedimentador y el acceso a cada una de las cámaras es por un camino ubicado en el lado del tanque de regulación.

Seis de las cámaras corresponden sobre los fosos de las compuertas y en ellas se tiene un piso de maniobra a la elevación 1470.0 m.s.n.m. y una caseta de mando.

Sobre cada uno de los fosos de compuerta se tiene un servomotor hidráulico para accionamiento de las compuertas por medio de una cadena de vástagos.

El servomotor va montado en una viga soporte que se apoya en los muros laterales, y es operado desde la caseta de mando por medio de una central oleodinámica y un tablero eléctrico de control.

Una de las cámaras es utilizada para el mantenimiento de las compuertas y tienen un piso a la elevación 1470.0 m.s.n.m. y otro en la 1472.9 m.s.n.m. en el cual es posible apoyar las compuertas y los vástagos, y una zona libre para apoyo del servomotor con su viga pescadora soporte.

Dos de las cámaras son idénticas a la de mantenimiento y se utilizan para el almacenamiento de dos compuertas de reserva con sus vástagos.

La última de las cámaras es para el acceso del equipo, y permite el acceso de un vehículo de transporte.

Se tienen dos traveses que se apoyan sobre los muros de las cámaras, y que recorren toda la estructura; estas traveses permiten que una grúa pórtico recorra toda la estructura para efectuar las maniobras de mantenimiento, complementan la estructura un pasillo en la trabe carril del lado del sedimentador así como banquetas en la elevación 1470.25 m.s.n.m.

## Características técnicas

### Compuertas rodantes

Cantidad	8
Ancho	0.437 m
Largo	2.7444 m
Alto	2.730 m
Carga	13.0 m.c.a.

- Compuertas de la obra de toma (condiciones de operación y mantenimiento).

La compuerta es operada por un servomotor hidráulico. Esta compuerta está normalmente abierta, en posición de espera, lista para cerrar por gravedad en agua muerta o bajo cualquier condición de flujo en caso de que la válvula biplana no cierre en la condición de emergencia (sobre flujo en tubería a presión).

Su apertura en condición normal se debe efectuar bajo presiones equilibradas mediante apertura parcial de la compuerta para igualación de presiones.

El mando y control puede efectuarse localmente desde la caseta de mando de la obra de toma o a distancia desde la sala de tableros de la central, además deben contar con los siguientes mandos de cierre y apertura.

El mando de cierre por gravedad puede ser:

- eléctrico automático (local o remoto),
- eléctrico voluntario (local o remoto),
- manual voluntario (local).

El mando de apertura con central oleodinámicos de bombeo puede ser:

- eléctrico voluntario normal (local).

Apertura mediante dos electrobombas:

- eléctrico voluntario de emergencia (local),
- apertura mediante una electrobomba con la otra fuera de servicio,
- manual (local), levantamiento con bomba de mano.

En las fases de mantenimiento el servomotores empleado para maniobrar los vástagos y la compuerta. Para esta condición es necesario alimentar el cilindro del servomotor par que opere con doble efecto. El mando debe ser mediante un distribuidor manual de tres posiciones instalado sobre la central hidráulica en posición tal de permitir un dominio visual del área de trabajo.

#### Características técnicas

##### Compuerta de la obra de toma

Cantidad		1
Ancho		0.945 m
Largo		4.330 m
Alto		5.263 m
Carga		28.1 m.c.a.
Velocidad apertura		0.0067 m/s
	rapidez	0.95 m/s
velocidad de cierre	media	0.12 m/s
	lenta	0.035 m/s

#### 4.2.4 Casa de máquinas

- Turbinas hidráulicas tipo Pelton

Características de funcionamiento de los componentes principales

##### Rodete

Se dispone con 3 rodetes, siendo 2 de operación y 1 de reserva. El acoplamiento entre rodete y flecha de la turbina será del tipo del coplee por fricción y se cuenta con un dispositivo hidráulico para tensarlos.

El montaje y desmontaje del rodete en caso de mantenimiento se efectúa con la ayuda de un servomotor instalado en el orificio longitudinal de la flecha de la turbina, el cual lo bajará hasta depositarlo sobre el carro de mantenimiento.

##### Toberas

Cada turbina esta provista con 6 toberas del tipo de agujas operadas automáticamente por servomotores de aceite incorporados en el mismo cuerpo de la tobera. Son dimensionadas para producir un chorro de máxima uniformidad a los efectos de obtener la máxima potencia en la turbina.

Cada tobera se sujeta a la tubería anular de distribución por medio de bridas. En cada brida se instalo un anillo de ajuste para que el chorro de agua tenga la dirección exacta y se tenga de esta manera una mejor alineación con el rodete.

Para trabajos de mantenimiento o intercambio de aguja y el anillo de cierre puede abrirse la boquilla de tobera, luego de retirar el eje del deflector y los

tornillos de fijación por medio de una bisagra. De esta manera se puede cambiar la aguja con facilidad.

- Grúa viajera

Para las operaciones de montaje y mantenimiento se cuenta con dos grúas viajeras con las siguientes características técnicas:

Cantidad	2	
	Capacidad principal	Gancho auxiliar
Capacidad en toneladas	100	25
Velocidad máxima (m/s)	0.06	0.14
Velocidad media (m/s)	0.03	0.07
Velocidad mínima (m/s)	0.015	0.035
Altura izaje m	13.80	18.0
	Carro	Puente
Velocidad máxima (m/s)	0.25	0.25
Velocidad mínima (m/s)	0.125	0.50
Claro (m)	20	
Recorrido (m)		79.20

- Compuertas para desfogue

El mecanismo de cierre de los túneles de desfogue de las turbinas, son las compuertas obturadoras, que permiten aislar la turbina correspondiente del canal de descarga. Normalmente están almacenadas en la parte superior de cada poza al nivel del piso de operación.

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

En el piso de operación está instalada la grúa de pórtico que tiene el objeto de operar las compuertas, y darles mantenimiento mediante una viga pescadora especial.

Desalojada el agua contenida aguas arriba de la compuerta para poner en seco el canal de desfogue de la turbina se prosigue a la inspección y mantenimiento de los equipos interesados, hecho esto la compuerta de desfogue se sube.

- Sistema de ventilación

El sistema de ventilación de casa de máquinas es del tipo de inyección forzada y extracción a través de rejillas de piso en losas y de persiana de gravedad en muros, lo anterior permite mantener presurizada la planta impidiendo la entrada de gases producidos por el agua negra.

Con la finalidad de inyectar aire lo menos contaminado, este se toma de la berma 1005.00 m.n.s.m. donde se ubican 3 ventiladores centrífugos en el interior de las casetas que permiten la colocación de filtros para limpieza del aire.

Los ventiladores son de servicio continuo y operan los tres simultáneamente, en caso de mantenimiento de alguno de ellos, la cantidad de aire a casa de máquinas disminuye no así la presión.

El aire es conducido a casa de máquinas por un ducto hasta el muro aguas arriba donde se ramifica para alimentar aire a cada nivel de casa de máquinas, haciendo un barrido de piso correspondiente y subiendo a través de huecos en losa localizados cerca del muro agua abajo hasta el piso de excitadores, donde a través de rejillas de gravedad en muro sale de casa de máquinas; los vientos dominantes tienen el sentido del flujo del río garantizando que el aire de inyección

es aire no viciado y que el de salida de casa de máquinas sea alejado de la misma.

- Sistema de aire acondicionado

El sistema de aire acondicionado se aplica para la sala de control localizada en el nivel 953.80 m.s.n.m. y esta constituido por dos unidades tipo paquete del 100% de capacidad cada una.

#### Características técnicas

Cantidad	2
Capacidad	15 ton refrigeración

- Bombas sumergibles para el sistema de desfogue (descripción de funcionamiento).

El equipo de bombeo, tiene doble función: es utilizado para desalojar el agua del sistema de drenaje de la casa de máquinas y para achicar el agua en el canal de desfogue en ocasión de dar mantenimiento a la turbina.

Cuando el equipo funciona para drenaje, desalojando solamente el agua de servicio de casa de máquinas, ésta operación es totalmente automática por medio de un secuenciador el cual al llegar el agua a la elevación 935.50 m.n.s.m. recibe una señal por medio de un electronivel y acciona una de las cuatro bombas, al llegar el agua a la elevación 934.90 m.s.n.m. para la bomba al recibir la señal del electronivel, y el mecanismo queda listo para que a la próxima señal de nivel alto, accione otra de las cuatro bombas. Si por algún motivo el gasto que entra al cárcamo de bombeo fuera mayor al gasto de las bombas y el nivel de agua

continuará subiendo, entonces debe ponerse en operación una alarma audible-luminosa local con contactos secos para señal remota.

#### 4.3 Medidas para mejorar la operación y el funcionamiento de la central

##### 4.3.1 Captación Atemajac

###### PROBLEMA.

En esta captación se presenta el problema de una gran acumulación de arena a la entrada de los vanos, generada por el funcionamiento hidráulico del flujo dentro de el canal de llamada a la conducción, es decir se presentan zonas muertas aptas para que se deposite gran parte de la arena arrastrada por el arroyo Atemajac y la que transporta el canal intercomunicador.

###### SOLUCIÓN.

Actualmente se ha resuelto el problema con el empleo de maquinaria para remover dicho volúmen de azolves, posteriormente se proyectado construir muros de concreto para eliminar dichas zonas y que las arenas se depositen lo más cercano al canal desarenador, para evitar el paso de arena a la conducción se obtura el vano más alejado del canal desarenador con una aguja.

Para efectos de limpieza y remoción de arenas se cierra la compuerta de entrada la conducción Atemajac-Tanque regulador y se obturan los dos vanos contiguos, una vez que el nivel asciende se obtura el otro vano, inmediatamente después se abre la compuerta del canal desarenador, para finalmente operar el vano en problemas y producir un contraflujo en el mismo, y de esa manera sacar la arena por medio de arrastre hidráulico.

#### 4.3.2 Rastrillos

Adicionalmente a lo anterior en el sistema de operación de los rastrillos (rastras) se han detectado deficiencias en la capacidad de los servomotores que los accionan, por lo que la gerencia de operación de la central analiza la posibilidad de aumentar su capacidad. Como una medida complementaria a las rejillas bastas se les adiciono un soporte central a cada una por medio de una viga de acero.

#### 4.3.3 Conducción

- Sifón no. 1 Arroyo Hondo

En este sifón constantemente se presentan filtraciones de agua en la junta cercana a la válvula de desagüe, cuyo origen no se conoce con precisión y en varias ocasiones se ha sellado sin obtenerse resultados satisfactorios, por lo que momentáneamente es un problema prioritario.

Las alternativas de solución propuestas son: colocar una camisa de acero en dicho tramo o construir paralelamente otro sifón, las dos soluciones resuelven el problema pero elección, depende de un análisis detallado de sus costos.

#### 4.3.4 Tanque regulador

En esta estructura la primer acción correctiva después de entrar en operación, fue el revestimiento de sus superficies internas con una membrana de polietileno clorosulfanado (HIPALON), para garantizar su impermeabilidad y por tanto evitar los problemas de contaminación de manantiales de agua potable de la región.

- Cámaras desarenadoras

Estas estructuras que por su función desempeña un papel importante en las plantas de tratamiento de aguas residuales, en esta Central no son la excepción ya que en su interior se deposita la mayor parte de arena que transporta el agua proveniente de la captación atemajac, aunque requieren de un mantenimiento constante en su operación, esto no es la causa principal por la cual no operan.

Inicialmente se consideró retirar la arena de la cámaras y lavarlas para depositarlas en otro sitio, pero la Secretaria de Ecología y Medio Ambiente considera que esta medida es de alto riesgo contaminante por lo prohibió totalmente esta operación, es decir actualmente la cantidad de arena presente pasa al sedimentador y posteriormente son turbinadas.

La situación descrita en el párrafo anterior no ha traído mayores problemas en la remoción de los sólidos en el sedimentador, aunque periódicamente se efectúan maniobras de limpieza para evitar grandes depósitos permanentes de sólidos. Como solución definitiva a esta situación se estudia la posibilidad de construir un conducto que transporte la mezcla agua-arena y descargarla en la inmediaciones de las compuertas de desfogue.

#### 4.3.5 Obra de toma

- Rejillas

Durante el primer año de operación de la Central se presentó un problema de obturación (taponamiento) por basura de las rejillas de la obra de toma, que trajo como consecuencias: disminución del gasto, vibraciones en la tubería a presión y la formación de vórtices en la entrada a la toma; para solucionar esta

situación se procedió a duplicar la separación de las rejillas, quitando una barra de manera alternativa, la medida dio buenos resultados y actualmente este problema esta resuelto.

- Conducto a presión

Actualmente se procede a tomar muestras de los espesores del conducto a presión, ya que las arenas pueden acelerar el desgaste por fricción de la conducción, de acuerdo a los resultados que se obtengan se tomara las medidas convenientes, en cuyo caso la más desfavorable, será cambiar todo el conducto a presión.

- Turbinas

En estos equipos las actividades de mantenimiento han sido menores y solo consisten en cambiar periódicamente las agujas que han sufrido desgaste en los chiflones, aunque ya se cuenta con un rodete para dar mantenimiento a cualquiera de las dos unidades en operación actual.

## CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Es reelevante mencionar que la Central actualmente opera de manera adecuada, aunque no en óptimas condiciones de acuerdo a su diseño, esto debido a las siguientes circunstancias:

- Los gastos de diseño estimados son inferiores a los que actualmente se registran en las captaciones San Juan de Dios y Atemajac, ya que las poblaciones de saturación estimadas, no se han alcanzado; por otra parte la dotación de agua potable no es la considerada en el diseño, sino un valor menor (200 l/hab/día), además el sistema de drenaje no funciona eficientemente por ser obsoleto en algunas zonas y en otras ni siquiera se cuenta con este servicio; por ello las primeras tormentas de la época de avenidas arrastran grandes volúmenes de basura y arena, ocasionando problemas de operación, mantenimiento y limpieza en las captaciones y conducciones.

- El cambio de los servomotores de los rastrillo limpiadores ayudaría a aumentar la velocidad y capacidad de extracción de basura en las captaciones , principalmente el situaciones críticas.

- La reparación de la fuga y/o sustitución al sifón número 1, debe efectuarse a corto plazo, pues de lo contrario, existe la probabilidad de llegar al colapso.

- El diseño de una obra adicional para el manejo y disposición de la arena en el tanque sedimentador, abatirá los costos de operación y mantenimiento de la conducción y equipo electromecánico.

- El costo del KWH generado en la Central es inferior al suministrado por el Sistema Interconectado Nacional.

Es importante mencionar otros beneficios que la obra aporta:

-La producción de energía de este central es para apoyar el consumo en horas pico de la zona metropolitana de la ciudad de Guadalajara con la cual se favorece su desarrollo económico.

-Las aguas residuales de la zona metropolitana de Guadalajara tienen una energía potencial que no era aprovechable y que actualmente se usa para generar energía eléctrica, evitando de esta manera el consumo de combustibles fósiles para generación que son más contaminantes.

-El aprovechamiento de las aguas residuales de la zona metropolitana, ayuda a su saneamiento, ya que en las captaciones se retiran desechos sólidos que transportaban.

-Las aguas residuales vertidas al río Santiago mejoraron notablemente ya que se efectuó un proceso de sedimentación y otro de aereación.

-Las áreas suburbanas en las que se desarrollo la obra eran zonas áridas, por lo que la reforestación hecha ayudó a mejorar el ambiente del lugar y el aspecto visual de la zona.

-Con el equipamiento y protección que se hizo en la zona de los cauces Atemajac y San Juan de Dios se ayudo a que no se siguiera tirando basura en loa ríos con lo cual se mejoro el aspecto estético del agua y aunado a esto la recolección de basura de las zonas aledañas de los mismos mejoro el ambiente y las condiciones de saneamiento de la zona.

En el proceso operativo se toman las siguientes medidas:

-En las captaciones se tienen equipos para limpieza y retiro de basura que lleva el agua, mejorando el aspecto estético del influente que pasa a la conducción y tanque regulador.

-La conducción es cerrada a fin de que no se le agreguen nuevamente basuras y evitar accidentes por caídas, además la conducción esta protegida por una cerca que evita daños a las instalaciones y el ingreso a ellas.

-A fin de que la conducción no exceda su capacidad ( $39 \text{ m}^3/\text{s}$ ) se tiene en cada captación un vertedor de demasías que ayuda en el control del gasto y en caso de avenidas por lluvia, permitiendo que el agua en exceso continúe su curso hacia el río santiago.

-En virtud de que se manejan aguas residuales el tanque regulador no tiene vertedor, por lo que las captaciones y la conducción están equipadas con compuertas radiales de accionamiento electromecánico que obedece a un control de niveles para evitar derrames.

-En los materiales de las instalaciones y de los equipos, se consideró el tipo de agua que manejan, por lo que son materiales resistentes y adecuados para estos ambientes de trabajo (recubrimiento de las superficies interiores del regulador).

-El tanque regulador se vacía diariamente durante 2 o 5 horas, por lo que los olores son mínimos.

-En el proceso de turbinado el agua choca contra el rodete de la turbina a una velocidad de 100 m/s., con lo cual el agua tiene una fuerte aireación mejorando su Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y por lo tanto la calidad del agua descargada al río Santiago.

Las obras civiles e hidráulicas en la Central actualmente funcionan y operan de manera adecuada, aunque con las medidas enunciadas en el último capítulo de este trabajo pueden mejorar, la conclusión final es que deben construirse más proyectos de este tipo, para satisfacer una demanda cada día creciente y difícil de satisfacer como lo es la energía eléctrica.

-En el proceso de turbinado el agua choca contra el rodete de la turbina a una velocidad de 100 m/s., con lo cual el agua tiene una fuerte aireación mejorando su Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y por lo tanto la calidad del agua descargada al río Santiago.

Las obras civiles e hidráulicas en la Central actualmente funcionan y operan de manera adecuada, aunque con las medidas enunciadas en el último capítulo de este trabajo pueden mejorar, la conclusión final es que deben construirse más proyectos de este tipo, para satisfacer una demanda cada día creciente y difícil de satisfacer como lo es la energía eléctrica.

-En el proceso de turbinado el agua choca contra el rodete de la turbina a una velocidad de 100 m/s., con lo cual el agua tiene una fuerte aireación mejorando su Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y por lo tanto la calidad del agua descargada al río Santiago.

Las obras civiles e hidráulicas en la Central actualmente funcionan y operan de manera adecuada, aunque con las medidas enunciadas en el último capítulo de este trabajo pueden mejorar, la conclusión final es que deben construirse más proyectos de este tipo, para satisfacer una demanda cada día creciente y difícil de satisfacer como lo es la energía eléctrica.

**ANEXO FOTOGRAFICO**

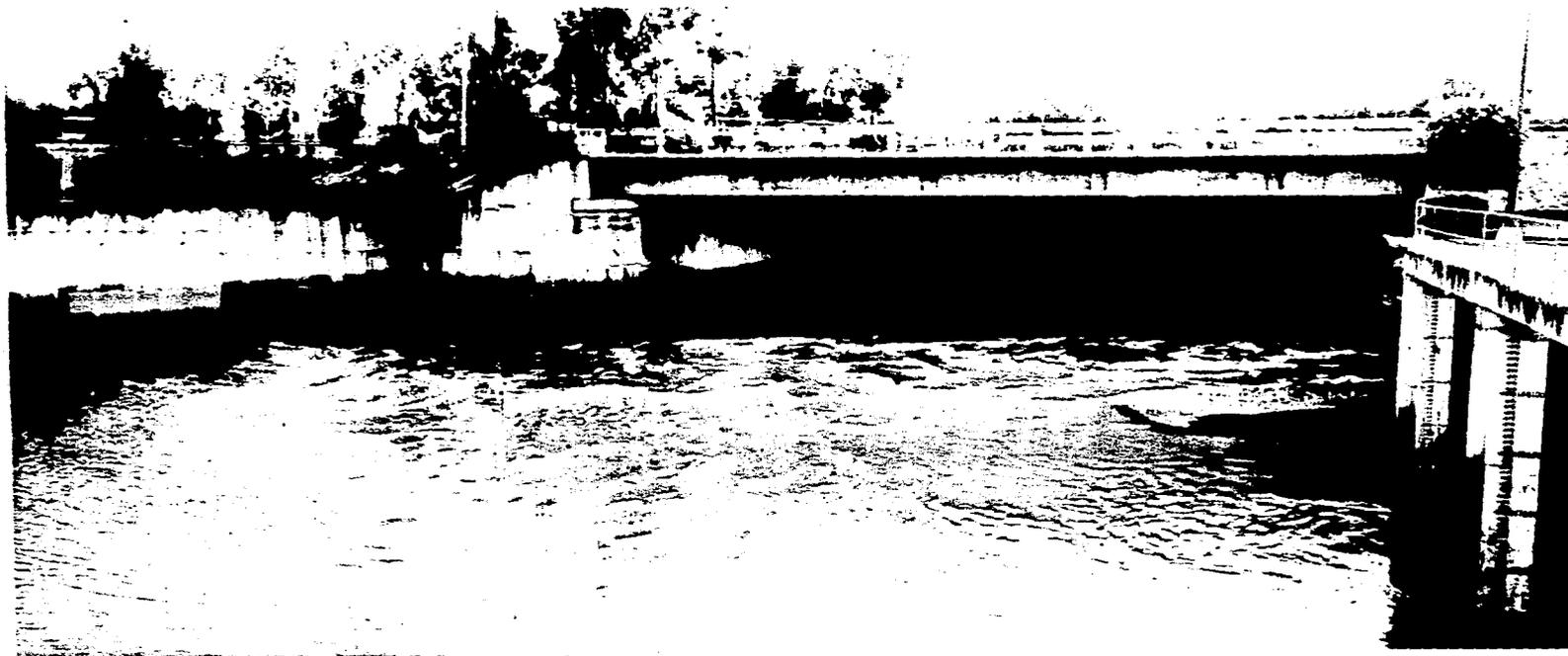


FOTO 1 Captación Atemajac, se observa la llegada del canal intercomunicador San Juan de Dios- Atemajac y el depósito de arena



FOTO 2 Vanos y rejillas bastas en la captación Atemajac



FOTO 3 Canal desarenador y cimacio vertedor en la captación Atemajac

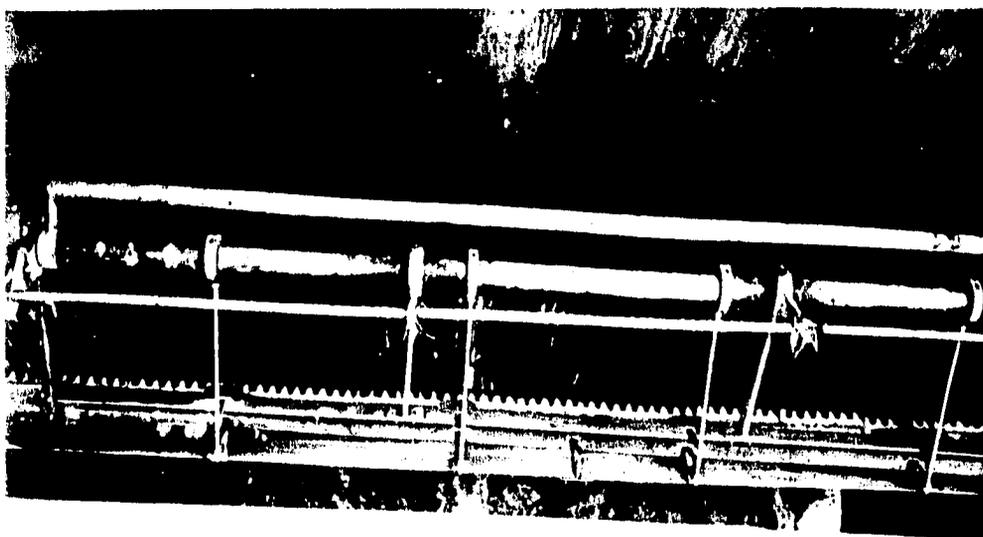


FOTO 4 Rastrillo limpiador de rejillas finas

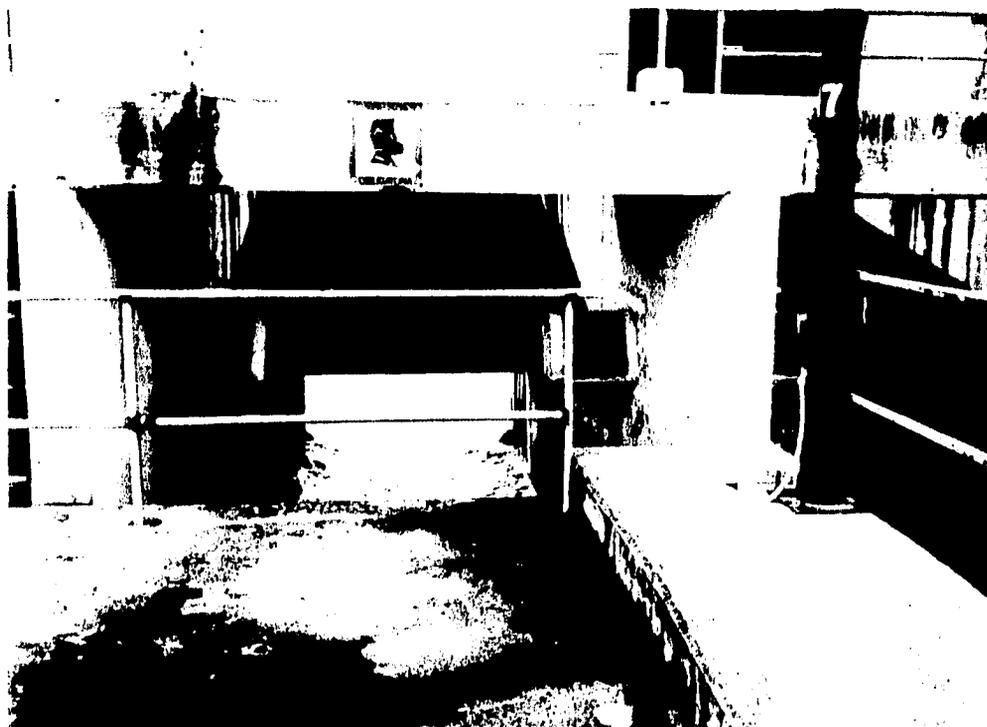


FOTO 5 Compuerta radial de entrada a la conducción Atemajac -tanque regulador

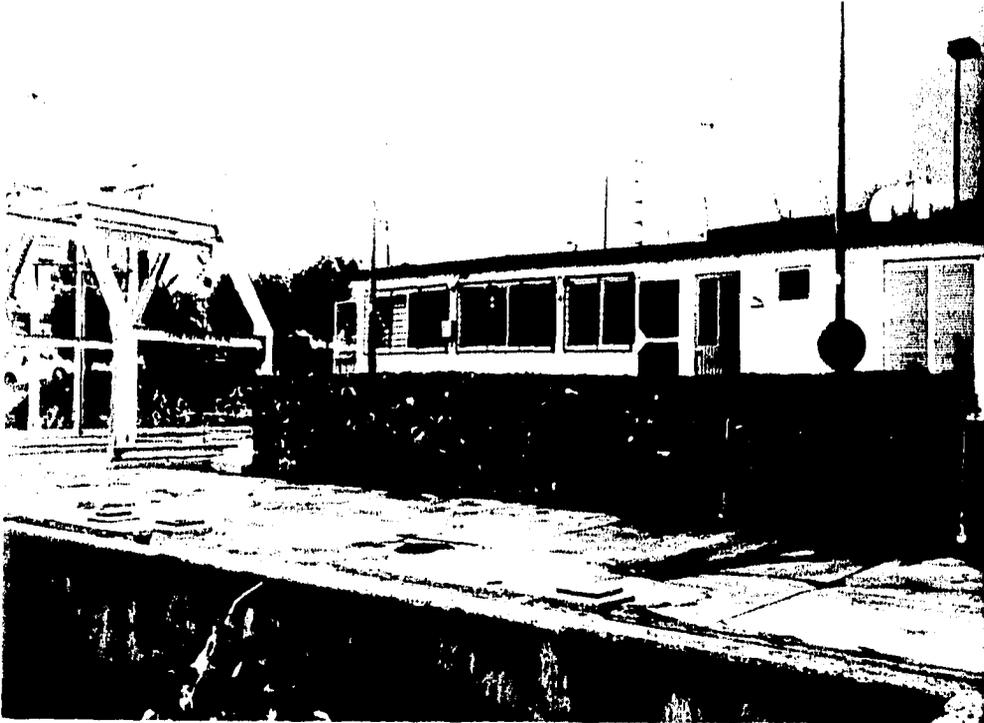


FOTO 6 Caseta de control, central oleodinamica y grúa viajera en Atemajac



FOTO 7 Viga pescadora para mantenimiento de rejillas y obturación con vanos

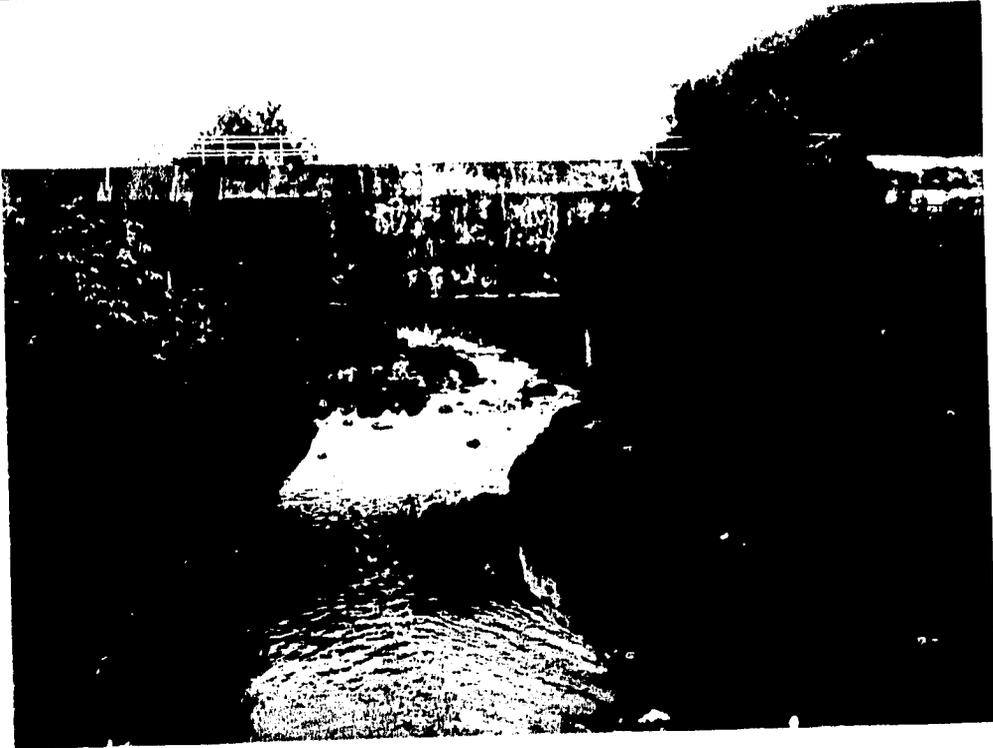


FOTO 8 Zona de falla del sifon número 1

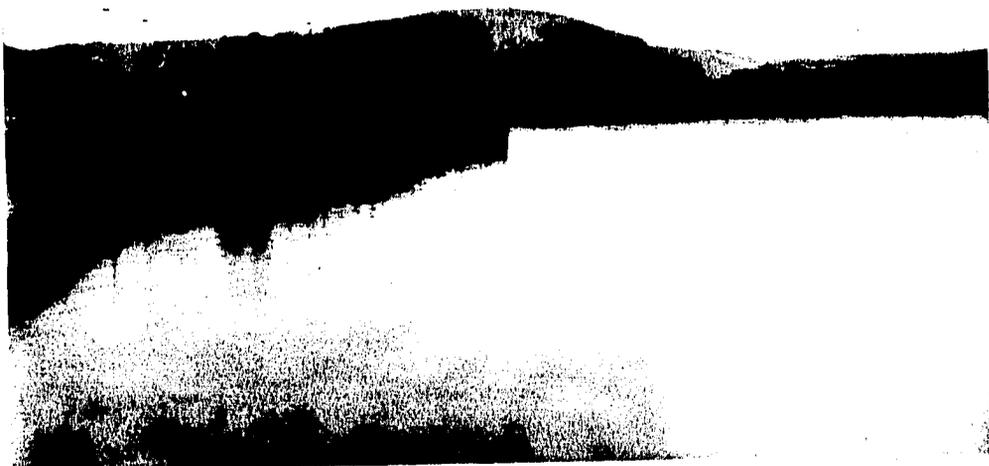


FOTO 9 Vista del tanque regulador y zona de compuertas en la obra de toma

## **BIBLIOGRAFÍA**

**\*ANTEPROYECTO AGUA PRIETA, JAL.**

Subgerencia de diseños hidroeléctricos

Comisión Federal de Electricidad.

México 1980.

**\*PROYECTO HIDROELÉCTRICO AGUA PRIETA, JAL.**

Memoria descripción.

Subgerencia de diseños hidroeléctricos

Comisión Federal de Electricidad.

México 1980.

**\*ESTUDIO EXPERIMENTAL PARA EL DISEÑO DEL TANQUE REGULADOR  
DEL P.H. AGUA PRIETA. (TESIS)**

ING. VÍCTOR J. BOURGUETT O.

División de Estudios de Posgrado

Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

MÉXICO 1990.

**\*APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS Y DE BOMBEO.**

ING. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS.

Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

MÉXICO 1990.

\*MECÁNICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRAULICAS.

CLAUDIO MATAIX

DE. HARLA MÉXICO 1990.