



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

48
ZEJ

FACULTAD DE INGENIERIA

"DISEÑO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SIFON
INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL
PROYECTO DE ABASTECIMIENTO PARA AGUA
POTABLE LA ZURDA-CALDERON, JA L"

FALLA DE ORIGEN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A :

EDUARDO DIAZ COVARRUBIAS TAGLE



MEXICO, D. F.

1995

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS SIN PAGINACION

COMPLETA LA INFORMACION



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-285/91

Señor
EDUARDO DIAZ COVARRUBIAS TAGLE
Presente.

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

"DISEÑO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL PROYECTO DE ABASTECIMIENTO PARA AGUA POTABLE LA ZURDA-CALDERON, JAL."

- I. INTRODUCCION
- II. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO
- III. TRAZO GEOMETRICO Y DISEÑO DEL CONDUCTO
- IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- 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. Universidad, a 28 de octubre de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/RCR*nl

**"DISEÑO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DEL
SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL
PROYECTO DE ABASTECIMIENTO PARA AGUA POTABLE
LA ZURDA-CALDERON, JAL."**



INDICE

	PAGINA
AGRADECIMIENTOS	02
TEMARIO	03
CAP. I "INTRODUCCION"	04
CAP. II "DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO"	17
CAP. III "TRAZO GEOMETRICO Y DISEÑO DEL CONDUCTO"	28
CAP. IV "PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO"	97
CAP. V "CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"	119
BIBLIOGRAFIA	122

AGRADECIMIENTOS.

A mis padres: Por su cariño y apoyo constante que me ayudó a realizar una de mis metas.

A Mónica: Por su amor y comprensión incondicional sobre todo en los momentos difíciles.

A Nathaly: Con todo mi cariño.

A mis hermanos Chely, Sandra, Raúl, Antonio y Rosario: Por su apoyo constante, los quiero.

A mis sobrinos: Quienes son y serán para mí como mis hermanos.

A mis compañeros: Gracias por los momentos que pasamos juntos, siempre los recordaré.

A mis maestros: Gracias por su dedicación y enseñanza.

A la familia Del Pozzo: Con todo mi agradecimiento.

En homenaje a mi padre, un gran ejemplo y un gran hombre.

T E M A R I O

CAP I.- INTRODUCCION .

CAP II.- DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.

**CAP III.- TRAZO GEOMETRICO Y DISEÑO
DEL CONDUCTO.**

CAP IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

CAP V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CAPITULO I

" INTRODUCCION "

I.1. ANTECEDENTES.

I.1.1. FUENTES ACTUALES DE ABASTECIMIENTO.

I.1.2. ANALISIS DE POBLACION Y DEMANDA.

I.2. SISTEMA REGIONAL LA ZURDA - CALDERON.

I.2.1. AGUAS SUPERFICIALES DE LOS RIOS VERDE Y CALDERON.

I.2.2. FUENTES SUBTERRANEAS DENTRO DE LA ZONA METROPOLITANA Y ALEDAÑAS.

I.3. ALCANCES DEL TRABAJO.

I.I. ANTECEDENTES

La ciudad de Guadalajara en el estado de Jalisco, considerada como la segunda ciudad en importancia del país, de acuerdo a su desarrollo industrial, comercial, cultural y número de habitantes, en los últimos años ha desarrollado un importante crecimiento demográfico, lo que ha incrementado los problemas propios de las grandes urbes. Uno de los principales problemas ha sido el de abastecer de agua potable y suministrar alcantarillado a la población.

La fuente principal de abastecimiento de agua potable a la zona metropolitana de Guadalajara la representa el lago de Chapala, localizado al sur de la ciudad, el cual proporciona actualmente el 60 % del total de agua que abastece a la población.

Através de los años y con el constante incremento del número de habitantes, los niveles del Lago han ido disminuyendo en forma considerable.

Con el objeto de resolver el doble problema de la escasez de agua potable y de alcantarillado en la Zona Metropolitana de Guadalajara y dado el abatimiento alarmante en los niveles del lago de Chapala a partir de 1987, los Gobiernos Federal y del Estado de Jalisco elaboraron un programa de obras para aprovechar fuentes alternas de abastecimiento, que permitieran disminuir las extracciones del lago de Chapala y mejorar el alcantarillado.

Simultáneamente se pretende aumentar los volúmenes de agua potable destinados a satisfacer las crecientes necesidades de la población.

I.1.1 FUENTES ACTUALES DE ABASTECIMIENTO

El suministro de agua a la red de distribución de la Zona Metropolitana de Guadalajara es de 11.70 m³/seg. el cual está integrado como se muestra en la tabla I.1 donde la fuente principal la representa el agua proveniente del lago de Chapala, con un caudal promedio de 7,000 lps. mientras que los pozos que extraen agua subterránea proporcionan un gasto promedio de 4,000 lps. Existen además fraccionamientos particulares que extraen agua subterránea y que proporcionan 70 lps en promedio para proporcionar en forma conjunta con los dos sistemas antes mencionados un total de 11,700 lps a la ciudad de Guadalajara y sus zonas aledañas.

TABLA I.1

FUENTE	GASTO MEDIO (m³/seg)
- Acueducto Atequiza - Las Pintas (Lago de Chapala)	7.0
- Aguas Subterráneas (Pozos Tesistán - Atemajac)	4.0
- Fraccionamientos particulares	0.7
TOTAL	11.7

I.1.2. ANALISIS DE POBLACION Y DEMANDAS.

Hacia fines de 1989 la población de Guadalajara era de aproximadamente 3'400,000 habitantes, que demandaban un caudal medio de agua en bloque de 13,100 lps. Las fuentes de abastecimiento, que son el lago de Chapala, pozos Tesistán-Atemajac y pozos de fraccionamientos particulares, proporcionan conjuntamente 11,700 lps; consecuentemente el déficit era de 1,400 lps.

Para establecer el caudal de agua que deberá suministrarse a la Zona Metropolitana de Guadalajara, se realizó una predicción del crecimiento de su población y de la demanda de agua correspondiente. Con proyección a mediano plazo, se definió al año 2005 como horizonte de planeación.

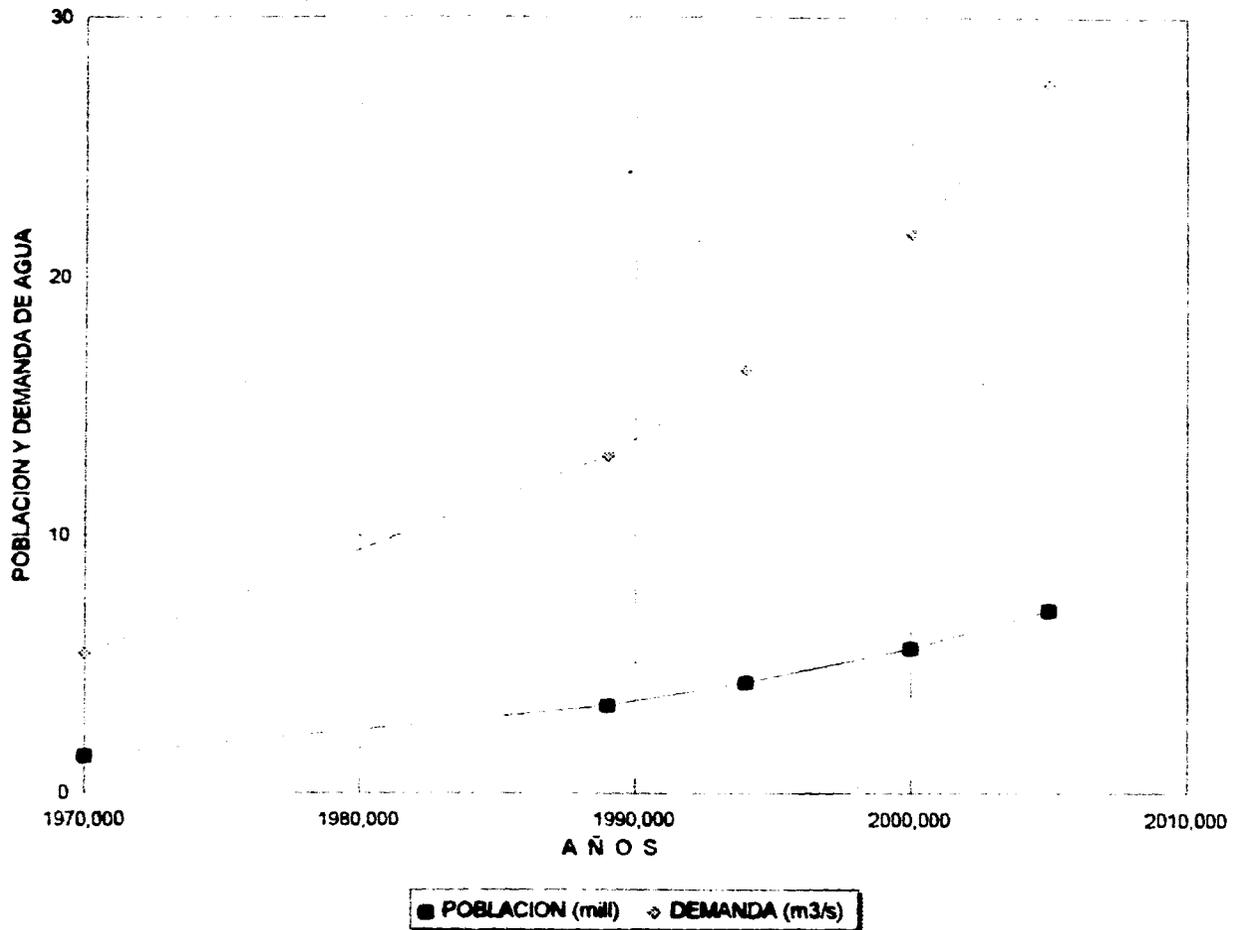
A continuación se presenta la tabla I.2 que indica la variación en la demanda de agua según el crecimiento de la población de la Zona Metropolitana de Guadalajara. Los valores que aparecen en dicha tabla se basaron en el censo de población de 1970 para los municipios que conforman la Zona Metropolitana de Guadalajara y con una tasa de crecimiento anual de 4.77% que es la planteada por el CONAPO para esta ciudad. (Ver figura I.1).

TABLA I.2

EVOLUCION DE LA DEMANDA

AÑO	POBLACION (Millones)	DEMANDA DE AGUA (M3/Seg)
1970	1.392	5.40
1989	3.380	13.10
1994	4.260	16.40
2000	5.630	21.70
2005	7.110	27.40

FIGURA I.1 EVOLUCION DE LA DEMANDA
ZONA METROPOLITANA DE GUADALAJARA



1.2. SISTEMA REGIONAL LA ZURDA - CALDERON.

La fuente alterna de abastecimiento de agua más importante actualmente contemplada para la Zona Metropolitana de Guadalajara está constituida por los ríos Calderón, El Salto y Verde, cuyo esquema de aprovechamiento integral se ha denominado " Sistema Regional La Zurda - Calderón " .

Mediante el Sistema Regional "La Zurda-Calderón", se pretende aprovechar el agua que proviene de los ríos El Salto, Verde y Calderón, mediante la construcción de presas de almacenamiento que permitan su aprovechamiento, y de obras de conducción para llevar el agua, una vez tratada para su potabilización, hasta la zona metropolitana de Guadalajara. Con lo anterior se desea eliminar por completo las extracciones de agua del Lago de Chapala hasta lograr su completa recuperación.

Se pretende también a través de este Sistema, aprovechar fuentes de abastecimiento de agua subterránea en la Zona Metropolitana y la construcción de obras que mejoren la infraestructura hidráulica, tales como la ampliación de la red de conducción y distribución de agua potable.

Paralelamente, se impulsarán programas de ahorro y uso eficiente del agua, mediante campañas de concientización dirigidas a la población en general.

El 02 de Mayo de 1990 el ejecutivo Federal a través de las Secretarías de Programación y Presupuesto (S.P.P.), de la Contraloría General de la Federación (S.C.G.F.), de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.), de Desarrollo Urbano y Ecología (S.E.D.U.E.), y de la Comisión Nacional de Agua (C.N.A.) y el Estado Libre y soberano de Jalisco, celebraron un Programa de Coordinación Especial que tiene como objeto realizar el proyecto, la construcción y la operación de las obras del Sistema Regional La Zurda - Calderón, para el suministro de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la Zona Metropolitana de Guadalajara y aldeañas, correspondiente a su primera etapa, durante el año de 1991.

El Sistema Intermunicipal de Agua Potable y Alcantarillado (S.I.A.P.A.) es un organismo descentralizado del Gobierno del Estado de Jalisco, creado mediante el decreto 9765 del 27 de Marzo de 1978 del H. Congreso del Estado y que tiene como objetivo principal proporcionar los servicios de agua potable y alcantarillado en la Zona Metropolitana de Guadalajara.

Mediante el mencionado acuerdo se encomendó al S.I.A.P.A. llevar a cabo todas las acciones relacionadas con la supervisión administrativa de las obras; operar, mantener y administrar todas las obras, a partir de su puesta en servicio, así como el de implantar acciones específicas para promover el uso más eficiente del agua, promoviendo la instalación masiva de muebles sanitarios de bajo consumo, de otros dispositivos ahorradores de agua y la concientización de los usuarios.

El Sistema Regional La Zurda-Calderón comprende, además de las obras para el aprovechamiento de las aguas superficiales de los ríos Verde y Calderón, un conjunto de obras en la Zona Metropolitana de Guadalajara y zonas aledañas, para aumentar el abastecimiento, permitir la distribución, mejorar el saneamiento y facilitar el desalojo de afluentes. Se realizaron también acciones de contingencia durante 1990-1991 y un programa de control de pérdidas y uso eficiente del agua.

A continuación se describen brevemente todas las obras que comprenden al Sistema Regional La Zurda - Calderón, tanto para el aprovechamiento de las aguas superficiales como de las subterráneas.

1.2.1 AGUAS SUPERFICIALES DE LOS RIOS VERDE Y CALDERON

En la figura I.2 se muestra la ubicación de las obras por realizar en las cuencas de los ríos Verde y Calderón.

a).- EL RIO CALDERON.

El río Calderón es afluente del río Santiago en el tramo comprendido entre el lago de Chapala y su confluencia con el río Verde. Hasta su confluencia con el río Santiago, la cuenca del río Calderón, con área de 710 Km², tiene un escurrimiento medio anual de 103 millones de m³, los que en parte se aprovechan con fines agrícolas a partir de dos presas: La Joya y la Red, para el riego de aproximadamente 800 hectáreas.

- **Presa Calderón.**- En la cuenca se ubica el sitio Calderón, a 3 Km aguas arriba del Puente Calderón (cruce con la carretera federal Zapotlanejo-Tepatitlán) donde se proyectó una presa con altura máxima de 37 m y una capacidad útil de 80 millones de m³. El área de la cuenca hasta el sitio es de 553 Km² y los gastos firme y medio aprovechables son 1.7 y 2.0 m³/s , respectivamente. La inundación del vaso de Calderón cancelará la operación de la zona ahora regada por la presa la Red, a partir del estiaje 1990-1991.

Esta última presa actuará como almacenamiento complementario al del embalse de Calderón, para regular los escurrimientos que alimentarán a Guadalajara. La presa la Joya se encuentra sobre un afluente del Calderón, que confluye con éste aguas abajo del sitio de la cortina de la presa Calderón, por lo que la operación de la primera no será afectada por la construcción de la segunda.

El punto de entrega del agua procedente de la presa Calderón se ubica cercano al poblado de San Gaspar de la Flores, al Noreste de Guadalajara. El flujo del agua procedente de la presa es conducido a través de un acueducto por gravedad y el gasto medio suministrado es de 2 m³/seg.

b).- EL RIO VERDE.

Confluye con el río Santiago en la cercanía con Guadalajara, hacia el norte. Es la principal fuente de abastecimiento ahora contemplada. Sus escurrimientos son muy variables a través del año y también varían considerablemente de un año a otro, lo que hace necesario construir almacenamientos importantes para su regulación. Se han identificado los siguientes proyectos viables:

-**Presa El Salto.**- (Río el Salto o Valle de Guadalupe). Este río es afluente del Verde por la margen izquierda. El sitio de la presa se encuentra a 10 Km aguas arriba de la confluencia con el río Verde. El área drenada es de 713 Km² hasta el sitio de la presa y el escurrimiento medio anual equivale a 107 millones de m³. Se ha previsto una presa de 43 m de altura máxima con capacidad útil de 80 millones de m³. El gasto firme es de 1.7 m³/s y el medio aprovechable de 2.4 m³/s.

Existe la posibilidad de llevar el agua hacia Guadalajara por gravedad, mediante un acueducto de 89 Km, paralelo al acueducto La Zurda-Guadalajara (trazo por el cañón del Verde) con un túnel de 4.5 Km. Alternativamente podría seguirse una ruta por la cuenca

- **Presa La Zurda I.**- El río Verde tiene un área de drenaje de 17,240 Km² hasta el sitio del proyecto. El escurrimiento medio anual es de 305 millones de m³, adicionales a los usos actuales y futuros en la parte alta de la cuenca. El sitio se localiza próximo al poblado Las Amarillas, 60 Km aguas arriba del cruce con la carretera Tepatitlán-Yahualica. Las condiciones geológicas del sitio son difíciles; se prevé en principio una presa de 70 m de altura máxima, que permitirá crear un vaso con capacidad útil de 500 millones de m³. Se estima podría regularse un gasto firme de 6.5 m³/s y un gasto medio de 8.0 m³/s.

Para conducir el agua desde esta presa hacia Guadalajara, se ha estudiado un acueducto en dos etapas (cada una de 5.0 m³/s); de este modo el gasto final diario de diseño será de 10 m³/s.

Una de las opciones de conducción del agua regulada en esta presa, sería un acueducto de 102 Km y carga de bombeo de 220 m, cuyo trazo seguiría en un buen trecho la ladera izquierda del cañón del Verde e implicaría la perforación de un túnel de 4.5 Km.

Otra opción sería un trazo por El Salto y la presa Calderón, con un grado de dificultad menor, pero que implica un bombeo de 400 m y una conducción de 128 Km.

Como alternativa, el agua regulada en la Zurda podría conducirse hasta la vecindad de Guadalajara en el cauce del propio Verde, desde donde se elevaría al punto de entrega en la ciudad, mediante el sistema de bombeo "El Purgatorio".

- **Presa La Zurda II.**- Debido a las características geológicas adversas del sitio La Zurda I, que dificultan la construcción de una presa con capacidad útil para la regulación adecuada del río Verde, se ha identificado en el mismo río y 90 Km, aguas abajo, el sitio denominado La Zurda II, próximo al poblado de Acatic, potencialmente atractivo para complementar la regulación del Verde en La Zurda I y regular además los escurrimientos aguas abajo en el Verde y los de la presa El Salto. En el sitio La Zurda II, donde el río se encañona en un tramo importante, podría construirse una presa de aproximadamente 150 m de altura y de una capacidad útil de 250 millones de m³.

- **Sistema de Bombeo El Purgatorio.**- Se localiza sobre el río Verde, 6 Km aguas arriba de su confluencia con el río Santiago. Implica la construcción de una presa derivadora alta y un sistema de bombeo con 550 m de carga y tuberías a presión de 3 Km de longitud.

En su primera fase, esta opción requiere la construcción de la presa El Salto y en la segunda, la de la Zurda, para regular los escurrimientos de los ríos El Salto y Verde. En ambos casos el gasto regulado retornará al cauce del Verde hasta el sitio de la derivadora. En cada fase se aprovechará un caudal medio de 5.0 m³/s.

Debido a que en este tramo el río Verde está encañonado, no se prevén problemas apreciables de pérdidas o contaminación entre las presas de regulación y la derivadora. El trecho mencionado recibe aportaciones adicionales de cuenca propia, que permitirían mejorar el aprovechamiento de los volúmenes asequibles.

Para el aprovechamiento de las aguas superficiales de los ríos Verde y Calderón se requieren las siguientes obras de captación, conducción y potabilización de agua en bloque, procedente de dichos ríos, con un caudal medio combinado de 12 m³/s.

- Presa Calderón
- Acueducto Calderón-San Gaspar
- Potabilizadora San Gaspar (en tres etapas)
- Sistema de Bombeo El Purgatorio
- Presa El Salto
- Presa de almacenamiento en el río Verde (La Zurda)

La programación de las obras está prevista en tres etapas:

1a Etapa . Entrega de un caudal medio de 2.0 m³/s en la potabilizadora San Gaspar, a partir del 16 de Junio de 1991.

Para iniciar la entrega, se realizaron las siguientes obras:

- Presa Calderón
- Acueducto Calderón - San Gaspar
- Potabilizadora San Gaspar (primera etapa)

2a Etapa. Entrega en San Gaspar de 5.0 m³/s adicionales, procedentes del río Verde, a partir de Julio de 1993. Para este incremento de caudal se requieren las obras:

- Sistema de Bombeo El Purgatorio, 1a fase
- Presa derivadora El Purgatorio
- Presa El Salto
- Segunda etapa de la potabilizadora San Gaspar.

3a. Etapa. Entrega en San Gaspar de 5.0 m³/s más, procedentes también del río Verde, a partir de Julio de 1994. Son necesarias las siguientes obras:

- Sistema de Bombeo El Purgatorio, 2a fase
- Presa La Zurda
- Tercera etapa de la potabilizadora San Gaspar

I.2.2. FUENTES SUBTERRANEAS EN LA ZONA METROPOLITANA Y ALEDAÑAS .

El S.I.A.P.A. realizará proyectos y obras para explotar los acuíferos en el Domo Sur La Primavera y en la Zona Metropolitana de Guadalajara (acuífero Tesistán - Guadalajara) con un caudal combinado de 2.0 m³/s. El programa de ejecución de las obras comprenderá los años 1990 y 1991. Se realizarán 40 pozos con caudal promedio de 50 lps cada uno.

a) Anillo de transferencia (Acuaférico).

Se trata de una conducción perimetral de 70 Km de longitud y diámetros entre 61 y 183 cms (24 y 72 pulgadas), cuyo propósito es disponer de un sistema de conducción flexible y eficiente para distribuir de manera óptima el agua procedente de las diversas fuentes de abastecimiento. Esta obra estuvo a cargo del S.I.A.P.A., con un programa de ejecución 1990-1994.

b) Acueductos Oriente III,IV,V y Periférico Oblatos.

Este conjunto de acueductos, con una longitud total de 28 Km, será construido por el S.I.A.P.A., con el propósito de mejorar e interconectar las redes básicas de distribución.

El proyecto incluye equipos de bombeo y tanques reguladores para abastecer a colonias densamente pobladas, ubicadas en la zona denominada Las Huertas y entre los cerros Del Cuatro y Santa María. El programa de construcción de estas obras comprende de 1990 a 1992.

c) Potabilizadora Las Huertas (No.2) y obras complementarias.

Esta nueva planta potabilizadora se localiza en la zona de Las Huertas, municipio de Tlaquepaque y se proyectó para un caudal máximo de 4 m³/s, con 2 m³/s en su primera etapa. El proyecto y construcción están a cargo del S.I.A.P.A., para poner en servicio la primera etapa en enero de 1991 y la segunda en 1992. El proyecto se complementa con una estación de bombeo y una interconexión con las potabilizadoras No. 1 (Las Pintas) y No. 3 (San Gaspar).

d) Infraestructura hidráulica y sanitaria en 146 colonias populares de la periferia de la Zona Metropolitana.

Se trata de asentamientos humanos en parte irregulares, que carecen de los servicios de agua potable y alcantarillado. Las obras de infraestructura estarán a cargo del Gobierno del Estado, con la dirección técnica del S.I.A.P.A.; el programa de ejecución abarcó de 1990 a 1993.

e) Sistema de Colectores y obras de saneamiento.

En la actualidad, la Zona metropolitana cuenta con un sistema de 285 Km de colectores y emisores que cubren únicamente el 60% de la zona urbana; para satisfacer la falta de alcantarillado se realizará un programa de construcción de 4 Km de nuevos colectores y emisores a cargo del Estado, durante el lapso 1990-1994.

f) Obras de Contingencia 1990-1991.

Para resolver las deficiencias en el suministro de agua potable durante el próximo estiaje, previstas por la disminución de los niveles del lago de Chapala, el S.I.A.P.A. ha iniciado la perforación de 25 pozos de carácter emergente, de los cuales 6 corresponden al sistema Toluquilla, que aprovechan infraestructura existente, 8 están ubicados en el municipio de Zapopan y 11 en Tesistán. Estas obras aportarán 1,000 lps adicionales y se complementarán con acciones para aprovechar caudales de pozos concesionados a industrias y a particulares, así como con trabajos de rehabilitación de cárcamos y del canal de llamada de la planta de bombeo Ocotlán, para garantizar la alimentación del canal Atequiza-Las Pintas. Estas acciones fueron realizadas durante 1990 y 1991.

g) Control de pérdidas y uso eficiente del agua.

Con objeto de alcanzar mayores niveles de eficiencia en el uso del recurso, el S.I.A.P.A. previó un programa permanente de control de pérdidas y uso eficiente del agua, que comprende acciones de micro y macromedición, actualización del inventario de instalaciones hidráulicas, promoción del uso de inmuebles sanitarios de bajo consumo y campañas de concientización ciudadana para el uso racional del agua.

1.3. ALCANCES DEL TRABAJO .

El presente trabajo está basado básicamente en la construcción y el diseño del Sifón invertido sobre el río Santiago, el cuál fue necesario debido a que por el trazo del Acueducto Presa Calderón-San Gaspar, se requirió cruzar la depresión formada por el río Santiago.

Dicho Sifón se construyó con tubería de acero rolado con un diámetro de 152 cm y una longitud aproximada de 1,000 m. con espesores de tubería de 1/2", 3/4" y 5/8". En el penúltimo capítulo se hace una descripción del Procedimiento constructivo empleado para llevar a cabo los trabajos de construcción del mismo.

En el presente trabajo se analizó y diseñó el Acueducto Presa Calderón-San Gaspar tanto en el aspecto geométrico como hidráulico, para posteriormente analizar y diseñar el Sifón invertido, ya que para su diseño era condición necesaria conocer primero las características y funcionamiento del acueducto por ser el Sifón parte integral del mismo.

La realización de este trabajo pretende mostrar principalmente, la magnitud de esta obra de ingeniería mexicana, los datos preliminares y otros factores que deben de tomarse en cuenta para el diseño de la misma, así como los factores que intervienen en la elección y ejecución del procedimiento constructivo adecuado.

Esta obra forma parte de un sistema de obras que contribuirán a satisfacer una de las principales necesidades vitales del ser humano, el agua potable, la cuál se estaba obteniendo en su mayoría del Lago de Chapala, lo que propicio que los niveles de dicho lago se fueran abatiendo con el transcurso de los años, generando así otro problema de igual o mayor magnitud.

Tomando en cuenta que uno de los objetivos principales de la ingeniería civil es satisfacer necesidades mediante la construcción de obras para el aprovechamiento de los recursos naturales, ésta es una obra de relevante importancia, como lo demostraremos más adelante.

CAPITULO II

" DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO "

- II.1 CARACTERISTICAS GENERALES.**

- II.1.1. PRESA CALDERON .**

- II.1.2. ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAS.**

- II.1.3. SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO.**

- II.1.4. PLANTA POTABILIZADORA SAN GASPAS.**

II.1. CARACTERISTICAS GENERALES .

Tal como lo indicamos anteriormente, el conjunto de obras que conforman al "Sistema Regional La Zurda-Calderón", se dividieron en tres etapas, la primera etapa , que fue con la que inicialmente comenzaron los trabajos de construcción del sistema, comprende las obras siguientes:

- a) Presa Calderón.**
- b) Acueducto Calderón-San Gaspar.**
- c) Planta potabilizadora San Gaspar (1a. etapa).**

Los trabajos de construcción de la primera etapa del Sistema Regional La Zurda - Calderón, dieron inicio con la construcción de la Presa Calderón el 18 de Enero de 1990, terminando la misma el día 30 de Junio del año siguiente. Así mismo el día 16 de Febrero de 1990 se dio inicio a la construcción del Acueducto Presa Calderón - San Gaspar, siendo la fecha de terminación precisamente el día en que se terminó al 100% la construcción del Sifón sobre el río Santiago el pasado 28 de Septiembre de 1991. Por su parte la construcción de la planta potabilizadora San Gaspar, en su primera etapa, comenzó el día primero de julio de 1990 y se terminó el 30 de Octubre del año 1991.

Para la construcción de las obras antes mencionadas, la dependencia S.I.A.P.A. contrató los servicios de la compañía Ingenieros Civiles Asociados S.A., (I.C.A.) la cuál se encargó de la ejecución del 90% aproximadamente del total de los trabajos que se realizaron para la terminación de la primera etapa del Sistema La Zurda - Calderón.

La puesta en servicio de esta primera etapa se llevó a cabo el día 16 de Junio de 1991, cuando las obras se encontraban terminadas al 90% , cumpliendo con esto la fecha que se planteó para la entrega de 2,0 m³/s más de agua a la ciudad de Guadalajara.

El 17 de Julio de 1991, el C. Presidente de los Estados Unidos Mexicanos Lic. Carlos Salinas De Gortari, inauguró la primera etapa del Sistema Regional "La Zurda-Calderón", con la entrega de la Presa Calderón, el Acueducto de 32 Km de longitud y la Planta Potabilizadora en su primera etapa.

II.1.1. PRESA CALDERON

La Presa Calderón ubicada sobre el río del mismo nombre cuenta con una capacidad útil de 80 millones de m³ y suministra un gasto medio de 2.0 m³/s. Se localiza en los municipios de Acatic y Zapotlanejo, la cortina tiene una altura máxima de 37 m y es de materiales graduados con una longitud total de 700 m y un volumen de 620,000 m³. La obra vertedora está diseñada para un gasto máximo de 290 m³/s y la obra de toma, que es donde inicia el Acueducto Calderón - San Gaspar, puede captar un gasto máximo de 3.0 m³/s. (Fig. II.1).

PRESA CALDERON

CORTINA:

Tipo :	De materiales graduados.
Elevación corona:	1622 m.s.n.m.
Longitud:	700 m
Volumen de materiales:	610 000 m ³
Altura máxima:	38 m
Capacidad Total:	99.8 mill m ³
Capacidad útil:	266.4 mill m ³
NAME:	1620 m.s.n.m.
NAMO:	1618 m.s.n.m.
NAMINO:	1607 m.s.n.m.

VERTEDOR:

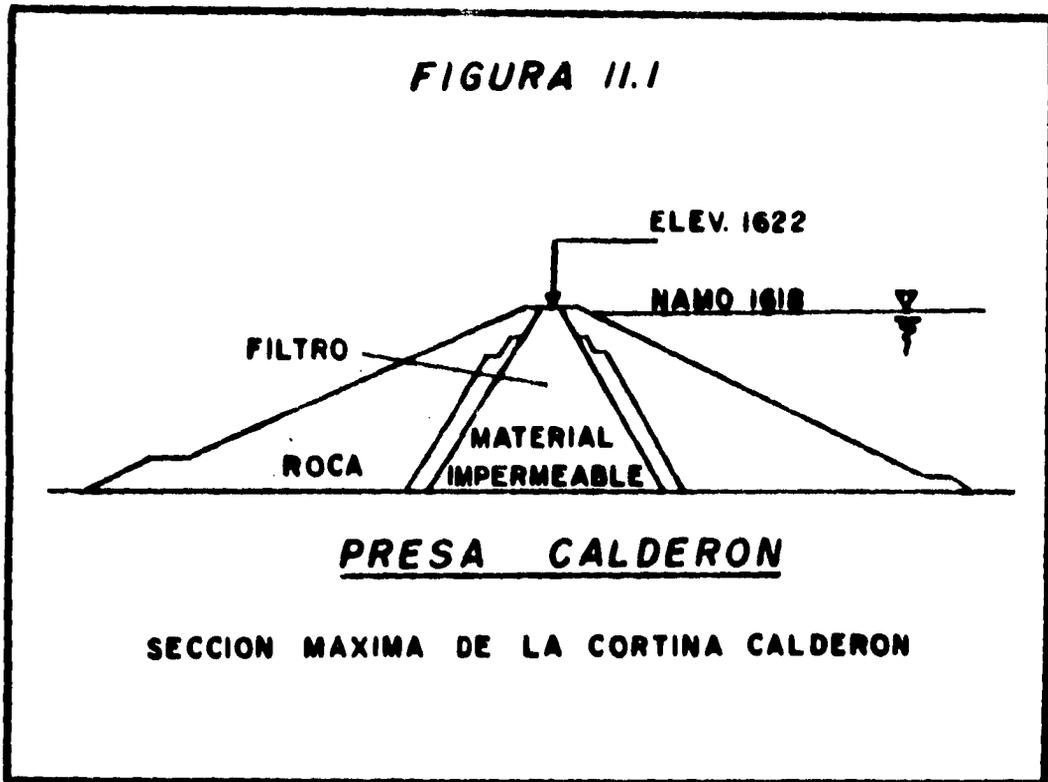
Tipo :	Canal Lateral de cresta libre
Longitud de cresta:	54.0 m
Gasto Máximo:	290 m ³ /s

OBRA DE DESVIO:

Tipo:	Túnel de desvío de 2m x 2m
Longitud:	144 m
Capacidad:	20 m ³ /s

OBRA DE TOMA:

Gasto Máximo: 3.0 m³/s
Elevación: 1601 m.s.n.m
Tubería de 2.5 m de diámetro y longitud de 82 m



II.1.2. ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.

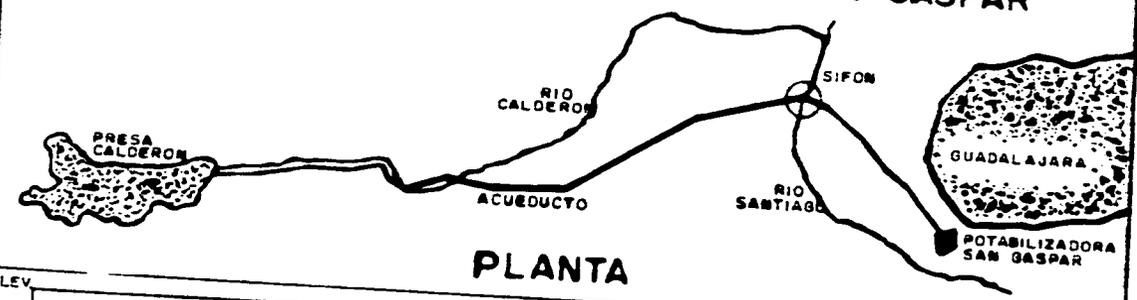
El Acueducto inicia desde la obra de toma de la Presa Calderón conduciendo el agua por gravedad hasta la planta potabilizadora ubicada en San Gaspar de las Flores, al Noreste de Guadalajara. Tiene una longitud de 31.362 Km dividido en dos tramos: el primero a partir de la obra de toma de la Presa Calderón hasta el cadenamamiento 10 + 365 y el segundo desde el punto antes mencionado hasta la planta potabilizadora, cadenamamiento 20 + 996 del segundo tramo.

El Acueducto se diseñó para un gasto máximo de 3.0 m³/s , y para una velocidad promedio de 1.15 m/s, actualmente conduce un gasto medio de 2.0 m³/s a través de una tubería de concreto presforzado de 1.83 m de diámetro (72"), excepto en el cruce con el río Santiago, donde se construyó un Sifón invertido con tubería de acero de 1.52 m de diámetro y en algunas zonas de niveles topográficos bajos donde se requirió instalar tubería de acero de 1.83 m de diámetro para resistir las altas presiones de agua debido al desnivel estático tan grande entre estos puntos y el NAME de la presa. (Fig.II.2).

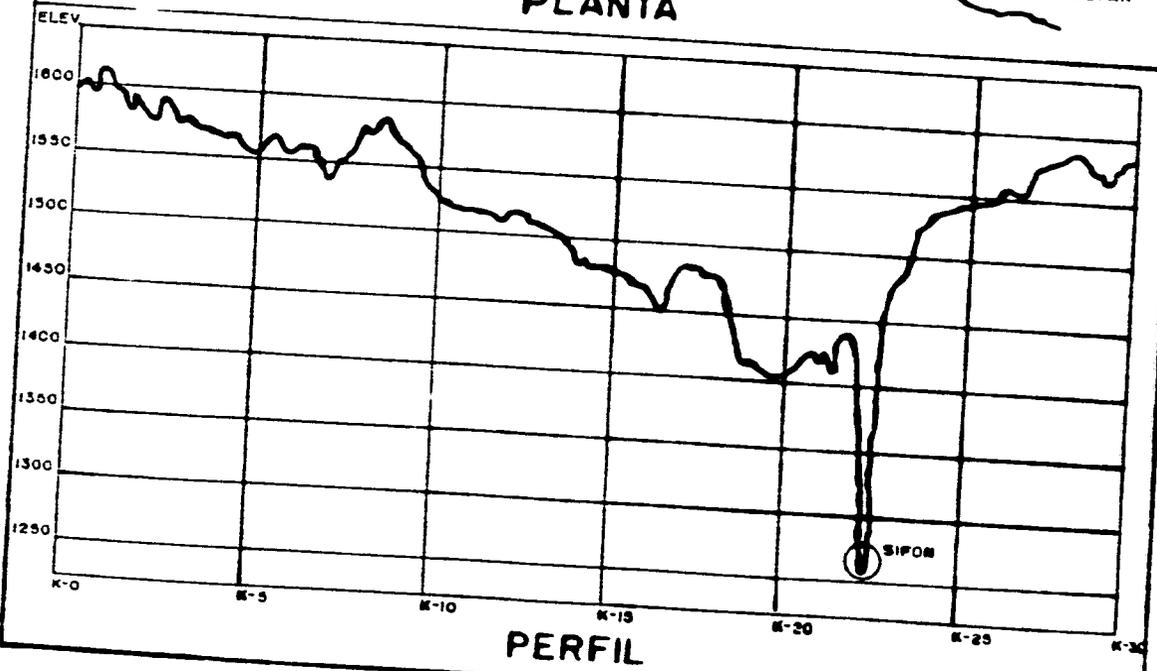
ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.

Tipo de conducción:	Por gravedad	
Tubería:	Concreto preesforzado	Acero rolado
Longitud:	27,920 m	3,500 m
Diámetro:	1.820 m	1.524 y 1.83 m
Velocidad máxima:	1.15 m/s	1.64 m/s
Gasto máximo:	3.0 m ³ /s	

FIGURA II.2 ACUEDUCTO CALDERON-SAN GASPAR



PLANTA



PERFIL

II.1.3. SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO.

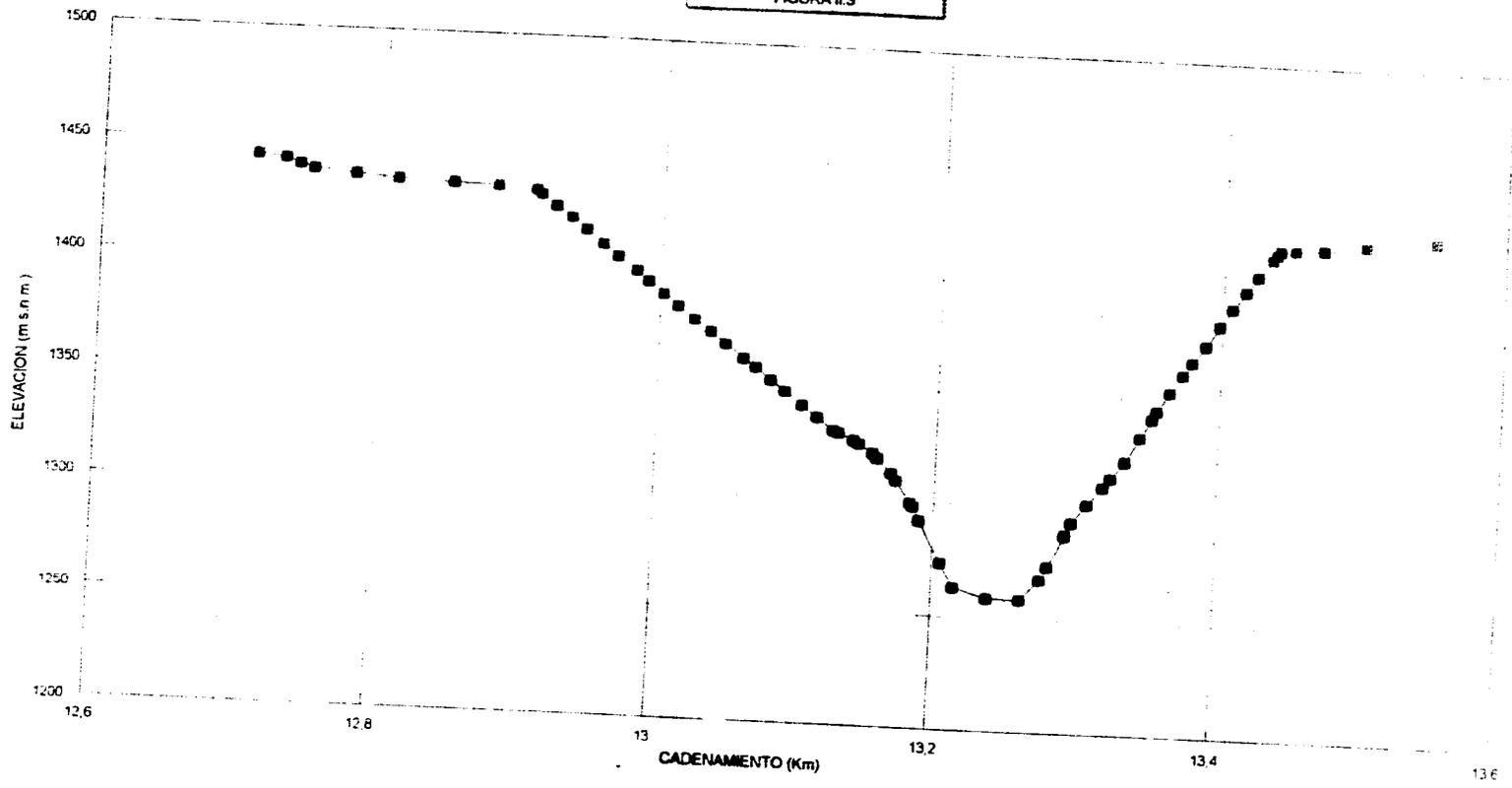
Por el trazo del acueducto se vió la necesidad de cruzar la depresión del río Santiago para lo cuál se construyó un Sifón invertido con tubería de acero de 1.52 m de diámetro (60") con una longitud aproximada de 1,000 m. El Sifón se encuentra localizado entre los cadenamiento 12 + 920 y 13 + 450 del acueducto. (Fig. II.3).

En virtud de que el tema principal a tratar en este trabajo es precisamente el Sifón invertido sobre el río Santiago, mas adelante veremos con mayor detalle las características del mismo. A continuación indicaremos sólo las principales.

SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO

Ubicación :	Entre los cadenamientos 12 + 920 y 13 + 450.
Localización :	20° 38' 09" Latitud 103° 11' 05" Longitud
Tubería :	De acero rolado de 1/2", 5/8" y de 3/4" de espesor.
Longitud :	1,000 m
Diámetro :	152.4 cm
Atraques :	De concreto reforzado anclados en roca firme.
Gasto máximo :	3.0 m ³ /s
Gasto medio :	2.0 m ³ /s
Velocidad máxima :	1.645 m/s
Velocidad media :	1.096 m/s

SIFON INVERTIDO
FIGURA II.3



II.1.4. PLANTA POTABILIZADORA " SAN GASPAR ".

Para asegurar que el agua suministrada a la población cumpla con las normas de calidad establecidas, es necesario someterla a tratamientos que tengan como finalidad la eliminación de organismos patógenos, olores o sabores desagradables, color o turbiedad excesivos, ciertos minerales disueltos y un conjunto de productos químicos que pueden ser desagradables o potencialmente dañinos. Para cumplir con lo anterior descrito, el S.I.A.P.A. construyó la primera etapa de la planta potabilizadora "San Gaspar".

La planta potabilizadora San Gaspar se diseñó para una capacidad última de 13 m³/s; la primera etapa de 3 m³/s entró en servicio el 16 de Junio de 1991, simultáneamente con el inicio de operación del acueducto Calderón - San Gaspar.

La segunda y tercera etapa de la planta tendrán una capacidad de 5 m³/s cada una, para entrar en servicio en forma simultánea con el inicio de operación de la primera y segunda fase del sistema de bombeo El Purgatorio. El proyecto incluye dos tanques de recepción de aguas crudas de 80,000 m³ cada uno, para regular los caudales suministrados por el sistema de bombeo "El Purgatorio".

Dicha planta potabilizadora opera bajo un proceso de tratamiento dividido en cuatro etapas: Floculación, Sedimentación, Filtración y Cloración, este proceso opera de la manera siguiente:

El agua proveniente de la presa llega hasta un tanque de recepción para pasar posteriormente al proceso de floculación, en el tanque del mismo nombre, este proceso consiste básicamente en un mezclado lento mediante el cual las partículas coloidales desestabilizadas contenidas en el líquido, se ponen en contacto entre sí favoreciendo la formación de aglomerados. El procedimiento de mezclado comprende la agitación mecánica por medio de paletas o turbinas de eje vertical.

Posteriormente el agua pasa a un tanque sedimentador donde se depositan los conglomerados y partículas que contenga el agua, estas partículas tienden a bajar y se depositan en el fondo de dichos tanques.

La sedimentación no proporciona ordinariamente un tratamiento suficientemente satisfactorio del agua. La obtención de agua clara y transparente, requiere el empleo de un filtro. La filtración ayuda, además, a la eliminación del hierro y manganeso, del color, sabores y de los olores.

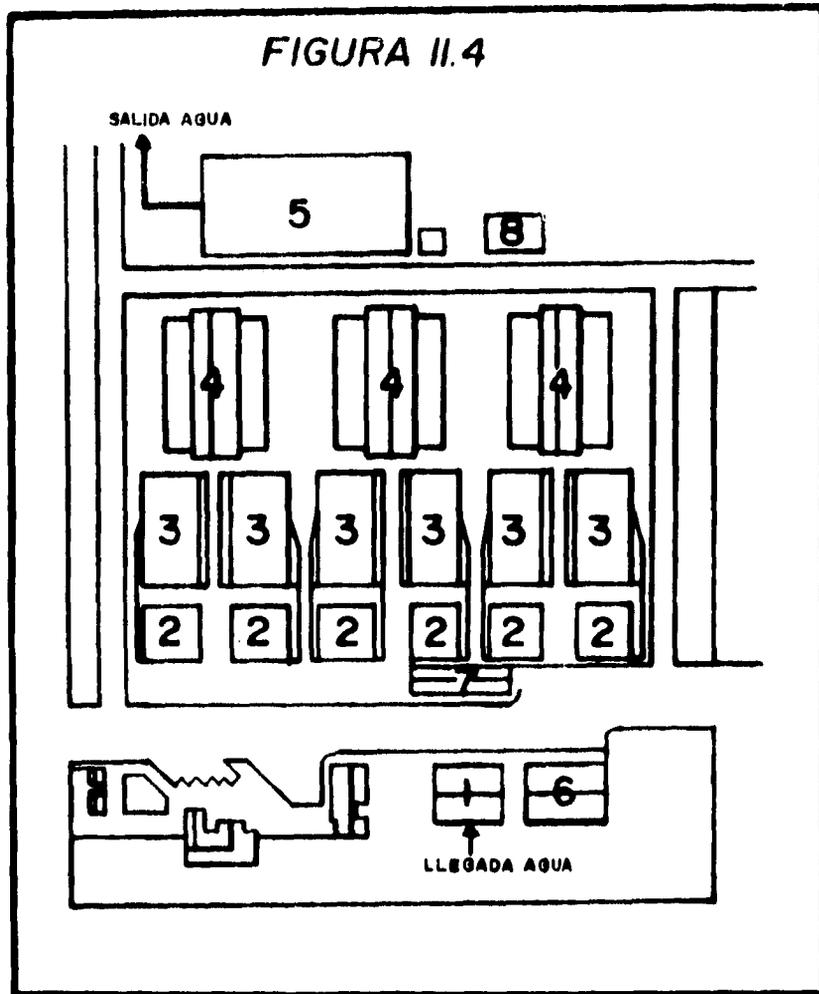
Finalmente para suministrar un agua limpia y libre de organismos patógenos, que además sea blanda, inodora, insípida y carente de hidrocarburos clorados, requiere de un proceso de Cloración, el cuál consiste en la exterminación de bacterias patógenas que puedan estar presentes en el vital líquido. En este proceso se eliminan también los colibacilos y se reduce considerablemente la cantidad de otras bacterias. El cloro, en sus diversas formas, se emplea como agente desinfectante del agua.

A continuación se observa la figura II.4 en la cuál se describen los elementos que conforman esta planta potabilizadora.

PLANTA POTABILIZADORA

Gasto máximo primera etapa:	3.0 m³/s
Tanque de llegada de mezclas	1 unidad
Tanques floculadores de 0.5 m³/s	6 unidades
Tanques sedimentadores de 0.5 m³/s	6 unidades
Filtros de 0.5 m³/s	6 unidades
Tanque de aguas claras	1 unidad

FIGURA II.4



PLANTA POTABILIZADORA SAN GASPAS

- | | |
|---------------------------------|------------------------------|
| 1.- Tanque de llegada y mezclas | 5.- Tanque de aguas claras |
| 2.- Floculadores | 6.- Edificio de dosificación |
| 3.- Sedimentadores | 7.- Edificio de cloración |
| 4.- Filtros | 8.- Edificio de soploadores |

CAPITULO III

" TRAZO GEOMETRICO Y DISEÑO DEL CONDUCTO "

- III.1. TRAZO GEOMETRICO DEL CONDUCTO.**
 - III.1.1. ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.**
 - III.1.2. SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO.**

- III.2. DISEÑO HIDRAULICO DEL CONDUCTO.**
 - III.2.1. ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.**
 - III.2.2. SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO.**

III.1. TRAZO GEOMETRICO DEL CONDUCTO .

III.1.1. ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.

Para el trazo geométrico del acueducto se estudiaron varias alternativas, las cuales tomaban en cuenta aspectos importantes como lo son la topografía, el tipo de conducción (en este caso a gravedad), las presiones debidas a la carga estática del embalse de la presa ,ya que de ser muy elevadas,se tendría que colocar tubería de alta resistencia, lo que elevaría considerablemente los costos; así mismo verificar que el trazo vertical de la conducción no rebase la línea piezométrica de gasto nulo, para evitar presiones negativas dentro de la tubería.

Otro aspecto muy importante que regularmente se toma en cuenta, es la longitud de la conducción, pues debe buscarse que ésta sea la menor posible.

Para la definición de este proyecto hubo un factor muy importante que influyó en la elección del trazo, debido a que para llevar el agua desde la presa hasta la planta potabilizadora, se debería atravesar la depresión formada por el río Santiago,por lo que las alternativas propuestas deberían de contemplar y analizar una solución viable para este punto, el cuál, estableció a la longitud de la conducción como un aspecto secundario.

Después de analizar varias alternativas para el cruce del acueducto por el río, el número de éstas se redujo a dos, por ser las más satisfactorias, una de ellas proponía cruzar el río Santiago por medio de un puente que atravesara las dos laderas de la cañada, para hacer pasar la conducción por ese puente , y la otra alternativa era la de cruzar la depresión de dicho río através de una tubería de acero que iría sobre la ladera adyacente del río y que pasara por debajo del cauce, para continuar por la otra ladera hasta la parte superior de la otra margen.

Finalmente se decidió aceptar la segunda opción (propuesta por la Comisión Nacional del Agua C.N.A.), por considerarla de menor costo y menor riesgo para su ejecución. De acuerdo a lo anterior el trazo del acueducto quedó definido como se indica a continuación:

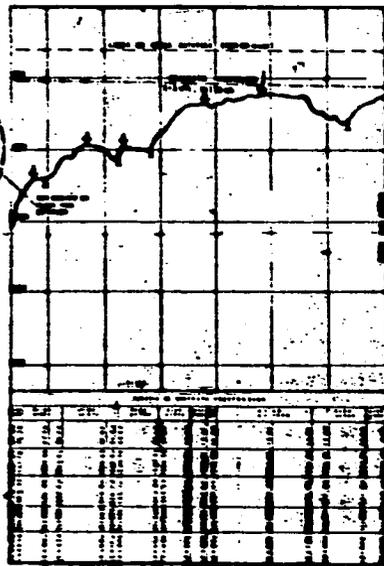
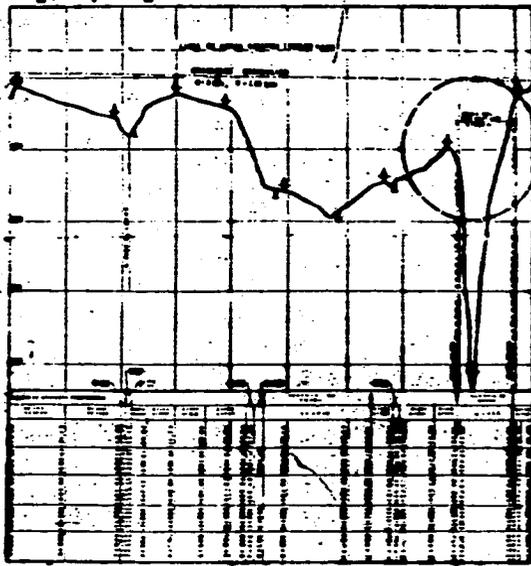
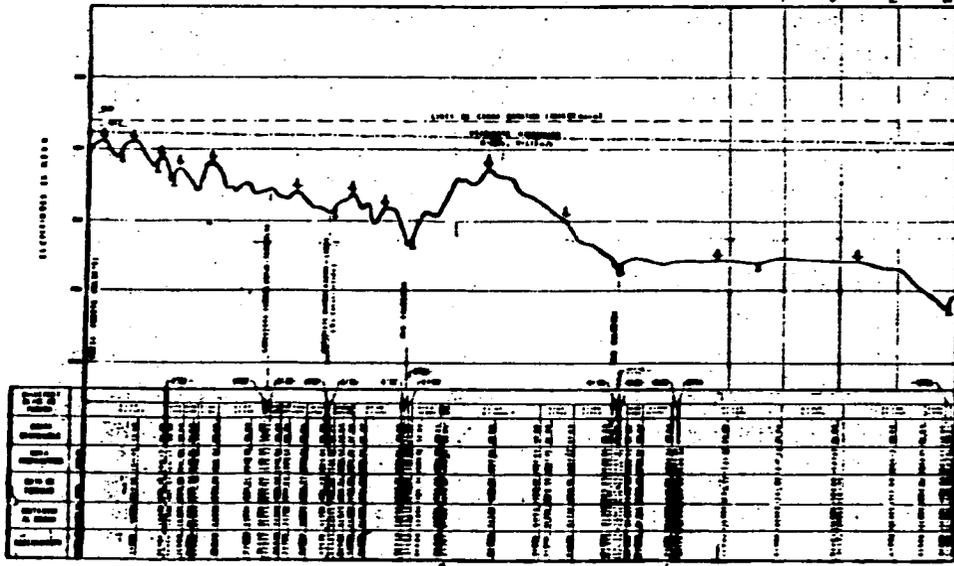
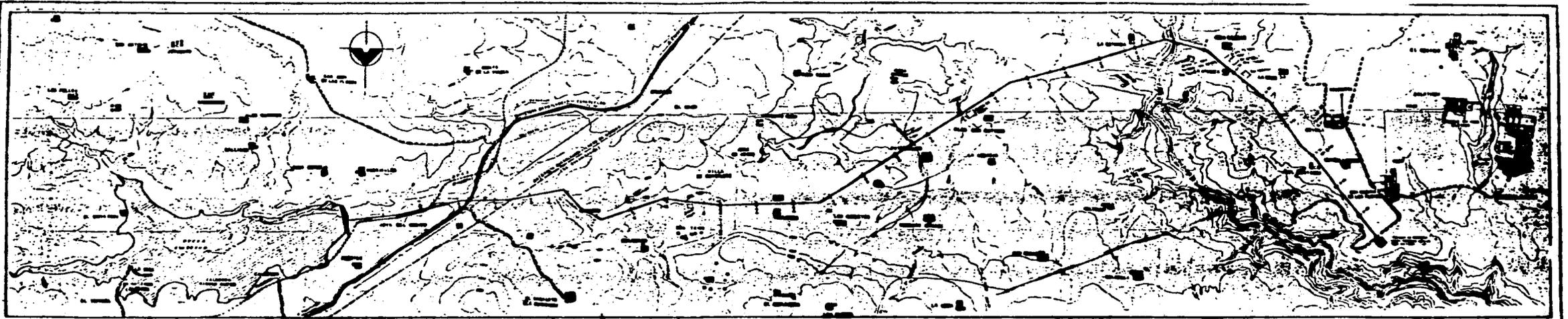
El Acueducto Presa Calderón - San Gaspar tiene una longitud de 31,361.80 metros en proyección horizontal, dividido en dos tramos, el primero parte desde la obra de toma de la presa hasta el cadenamiento 10 + 365, el segundo tramo inicia en el punto anterior con el cadenamiento 0 + 000 (debido a que hasta este lugar coincide el trazo del proyecto original elaborado hace casi 40 años, con el proyecto definitivo), y continua hasta el cadenamiento 20 + 996 donde se ubica la planta potabilizadora " San Gaspar ", al Noreste de Guadalajara.

En el plano III.1 se muestra una vista en planta y en perfil del trazo geométrico del acueducto desde la presa Calderón hasta la planta potabilizadora.

Del plano antes mencionado se observa que en el trazo geométrico del acueducto se presentan varios cambios de dirección horizontal importantes, los cuales fueron necesarios debido a la topografía del lugar, estos cambios se encuentran localizados en los cadenamientos que se indican :

TRAMO	CADENAMIENTO	ANGULO DE DEFLEXION
1o.	5 + 920	59.40°
1o.	7 + 150	48.58°
1o.	8 + 875	26.56°
2o.	2 + 700	30.96°
2o.	12 + 850	28.81°
2o.	14 + 100	23.20°

Por su parte los cambios de dirección más relevantes en sentido vertical se presentan entre los cadenamientos 12 + 920 y 13 + 440, sitio donde se aloja el Sifón invertido, por lo que éstos últimos los describiremos con mayor detalle en el siguiente subcapítulo.



SIMBOLOGIA

NOTAS:

U. S. A. S.

Map legend and notes section containing symbols for various features and a title block.

VALLE DE UNICER

III.1.2. SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO.

Una vez definido el trazo geométrico del acueducto y el cruce con el río Santiago, quedó también establecido el trazo del Sifón invertido, sin embargo, al iniciar con los trabajos para la construcción del mismo, se observó que en dicho sitio se presentaban pendientes topográficas muy pronunciadas, lo que dificultaba y a la vez retrasaría los trabajos para la terminación de la obra en el tiempo establecido.

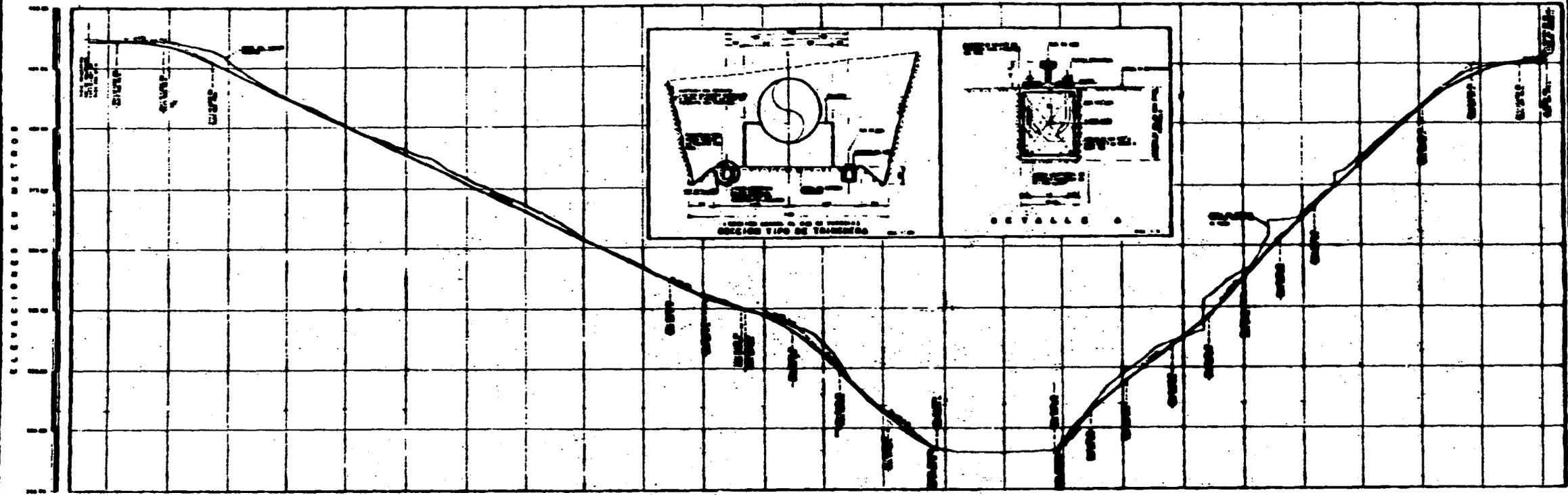
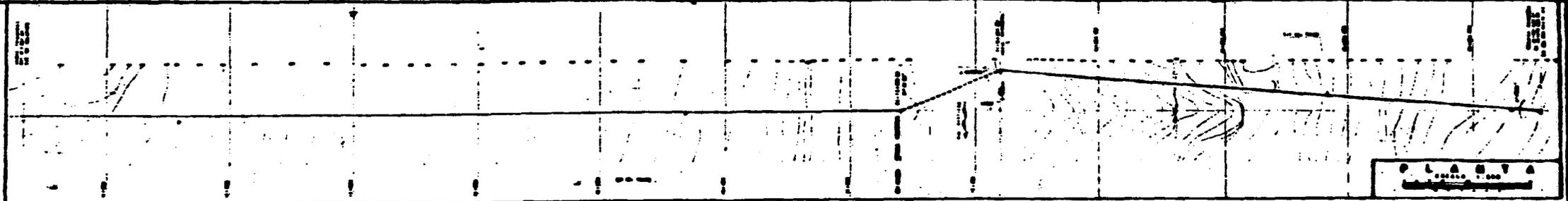
Debido a lo anterior, la compañía contratista propuso una modificación al trazo original del cruce hasta un sitio situado a 150 m aguas abajo del trazo anterior, con dicha modificación se lograría en primera instancia, disminuir la longitud del sifón hasta en un 50% , así como las pendientes que anteriormente eran del 120 % en algunos sitios, al 80 % para el nuevo trazo, esto permitiría que fuera más accesible y rápida su construcción.

Finalmente la modificación al trazo del cruce con el río, fue elaborado por la cía. ICATEC cuyo proyecto fue aprobado y avalado por el S.I.A.P.A. y la C.N.A. quedando este nuevo trazo como se muestra en el plano III.2 y como se describe a continuación:

Por el trazo del acueducto, en el segundo tramo se requirió cruzar la depresión del río Santiago , ubicado entre los cadenamientos 12 + 900 y 13 + 440 de dicho acueducto. Para lo anterior se construyó un Sifón metálico de 152 cm de diámetro, con una longitud de 900 m aproximadamente. Dicha tubería se fabricó con acero rolado con espesores de 1/2", 5/8 " y 3/4 " debido básicamente a la gran diferencia de desniveles topográficos entre el NAMO de la Presa Calderón y el punto más bajo del acueducto (cruce por debajo del río Santiago con una elevación de 1,260 m.s.n.m.).

En base a la topografía del nuevo trazo y ante la necesidad de cruzar el río Santiago por debajo del cauce, esta tubería se proyectó para ser colocada 8 m por debajo del mismo cubierta con un encamisado de concreto y sobre la cuesta de las márgenes adyacentes al río, apoyándola sobre atraques de concreto anclados en roca en cada cambio de dirección, así como de silletas sencillas y dobles de concreto igualmente ancladas, para soportar el peso de la tubería y permitir el deslizamiento que presente la misma ante cambios de temperatura.

El Sifón invertido se subdividió en tres frentes: Margen Izquierda, Margen Derecha y Cauce del río, dichas márgenes se definieron tomando como referencia el sentido del río de aguas arriba hacia aguas abajo, tal como se acostumbra en obras de este tipo. La Margen Derecha inicia en la unión entre tubería de concreto y acero en el cadenamiento 12 + 881.85 y termina en el 13 + 205.74 : en este cadenamiento da comienzo el Cauce del río hasta el 13 + 282.00, para continuar con la Margen Izquierda hasta el cadenamiento 13 + 440.



ESTACION	ALTIMETRIA	OTROS DATOS
1	100	
2	95	
3	90	
4	85	
5	80	
6	75	
7	70	
8	65	
9	60	
10	55	
11	50	
12	45	
13	40	
14	35	
15	30	
16	25	
17	20	
18	15	
19	10	
20	5	
21	0	
22	5	
23	10	
24	15	
25	20	
26	25	
27	30	
28	35	
29	40	
30	45	
31	50	
32	55	
33	60	
34	65	
35	70	
36	75	
37	80	
38	85	
39	90	
40	95	
41	100	

U. S. G. E. O.

Geological Survey

Geological Map of the United States

Scale: 1:50,000

Sheet No. 1000

Section No. 1000

Scale: 1:50,000

FALLA DE ORIGEN

Como se mencionó anteriormente, la tubería se encuentra colocada sobre las laderas de ambos márgenes, y apoyada sobre atraques de concreto reforzado anclados al terreno sobre roca firme en los diferentes quiebres, esto para contrarrestar el empuje hidrodinámico que produce el agua sobre la tubería debido a los cambios de dirección. En cada cambio de dirección se colocaron codos de acero soldados a la tubería por medio de dos anillos atezadores, fijando éstos por medio de placas de acero apoyadas en los hombros de cada atraque.

En la Margen Derecha se presentan varios cambios de dirección, lo que da lugar a 8 atraques, en el tramo del Cauce se proyectaron dos atraques, uno en cada inicio del encamisado de concreto, mientras que por su parte en la Margen Izquierda se colocaron seis atraques.

Con el objeto de absorber los efectos que se producen en la tubería por dilatación o contracción del acero debido a los cambios de temperatura, se diseñaron 14 juntas de expansión o dilatación que permiten el desplazamiento de la tubería, dichas juntas se colocaron entre cada dos atraques.

Así mismo, se construyeron 26 silletas sencillas de concreto, que funcionaron como apoyo para soportar el peso de la tubería, y 11 silletas dobles para soportar el peso de las juntas de expansión y de la tubería, el número de silletas dobles es menor que el de juntas de expansión, debido a que tres de estas juntas se colocaron muy próximas a silletas sencillas, por lo que no fue necesario la construcción de otras dobles.

Dichas silletas, al igual que los atraques, se anclaron al terreno sobre roca firme para mayor estabilidad estructural de estos elementos, y la separación entre ellas quedó definida básicamente por la distancia entre atraques.

A continuación se muestra la tabla III.1 con la ubicación, elevación y descripción de cada uno de los elementos antes mencionados:

TABLA III.1
SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL
ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.

MARGEN DERECHA

ATRAQUE No.	CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
1	12 + 909,50	1432,35	
2	12 + 982,50	1398,04	80,661
3	13 + 60,50	1361,38	86,186
4	13 + 126,50	1330,36	72,926
5	13 + 141,50	1326,31	15,537
6	13 + 155,00	1321,18	14,442
7	13 + 168,50	1312,81	15,884
8	13 + 183,00	1299,47	19,703
9	13 + 205,74	1274,00	34,144

JUNTA DE EXPANSION	CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
1	12 + 945,77	1415,3	
2	13 + 12,92	1383,74	74,197
3	13 + 91,11	1346,99	86,396
4	13 + 130,36	1329,32	43,044
5	13 + 145,23	1324,89	15,516
6	13 + 158,40	1319,07	14,399
7	13 + 172,18	1309,42	16,823
8	13 + 189,85	1291,79	24,961

SILLETA SENCILLA	CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
1	12 + 913,10	1430,66	
2	12 + 924,13	1425,47	12,190
3	12 + 935,17	1420,28	12,199
4	12 + 958,16	1409,28	25,486
5	12 + 969,20	1404,29	12,115
6	12 + 991,29	1393,91	9,712
7	13 + 2,33	1388,72	12,199
8	13 + 25,31	1377,92	13,689
9	13 + 36,36	1372,73	12,208
10	13 + 47,40	1367,54	12,199
11	13 + 69,48	1357,54	24,239
12	13 + 80,52	1351,97	12,366
13	13 + 103,51	1341,16	25,405
14	13 + 114,55	1335,97	12,199
15	13 + 130,36	1329,32	17,152
16	13 + 145,23	1324,89	15,516
17	13 + 158,40	1319,07	14,399
18	13 + 184,89	1297,93	33,891

TABLA III.1
SIFON INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL
ACUEDUCTO PRESA CALDERON - SAN GASPAR.
(CONTINUACION)

CAUCE DEL RIO

REFERENCIA	CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
ATRAQUE 9	13 + 205,74	1.274,00	
PUNTO INF. 1	13 + 215,56	1.263,08	14,686
PUNTO INF. 2	13 + 239,72	1.258,65	24,563
PUNTO INF. 3	13 + 263,08	1.258,41	23,361
PUNTO INF. 4	13 + 276,67	1.267,67	16,445
ATRAQUE 10	13 + 282,00	1.274,07	8,329

MARGEN IZQUIERDA

ATRAQUE No.	CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
10	13 + 282,00	1274,07	
11	13 + 298,10	1293,39	25,149
12	13 + 334,60	1321,86	46,290
13	13 + 355,60	1344,75	31,064
14	13 + 379,60	1367,79	33,269
15	13 + 424,10	1406,95	59,277
16	13 + 439,50	1418,50	19,250

JUNTA DE EXPANSION

CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
9 13 + 293,57	1287,95	
10 13 + 319,31	1309,93	33,848
11 13 + 344,54	1332,69	33,979
12 13 + 364,76	1353,55	29,051
13 13 + 398,29	1384,24	45,455
14 13 + 434,26	1414,57	47,051

SILLETA SENCILLA

CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA
19 13 + 308,50	1301,51	
20 13 + 324,70	1314,14	20,542
21 13 + 352,44	1341,14	38,711
22 13 + 373,20	1361,64	29,176
23 13 + 388,91	1375,19	20,746
24 13 + 407,07	1391,97	24,726
25 13 + 416,23	1400,03	12,201
26 13 + 437,10	1416,70	26,710

III.2. DISEÑO HIDRAULICO DEL CONDUCTO.

III.2.1. ACUEDUCTO PRESA CALDERON-SAN GASPAR.

Para el análisis del funcionamiento hidráulico del acueducto, procederemos a realizar una revisión del diseño definitivo, tomando en cuenta los factores y aspectos que influyeron para dicho diseño.

Este análisis trataremos de hacerlo de una manera sencilla y clara, tomando en cuenta aspectos fundamentales como el tipo de conducción, la carga hidráulica disponible, el gasto que se desea conducir y que la velocidad del agua en la tubería esté dentro del rango permisible.

Uno de los factores principales que determinan el tipo y diámetro de la tubería, son las pérdidas de energía que se producen a lo largo de la conducción tanto por fricción como locales, ya que en caso de que las pérdidas excedieran al desnivel disponible entre la toma y la entrega, el agua simplemente no llegaría por gravedad hasta la planta potabilizadora, sino que tendría que realizarse un bombeo del agua, lo que además de innecesario sería muy costoso.

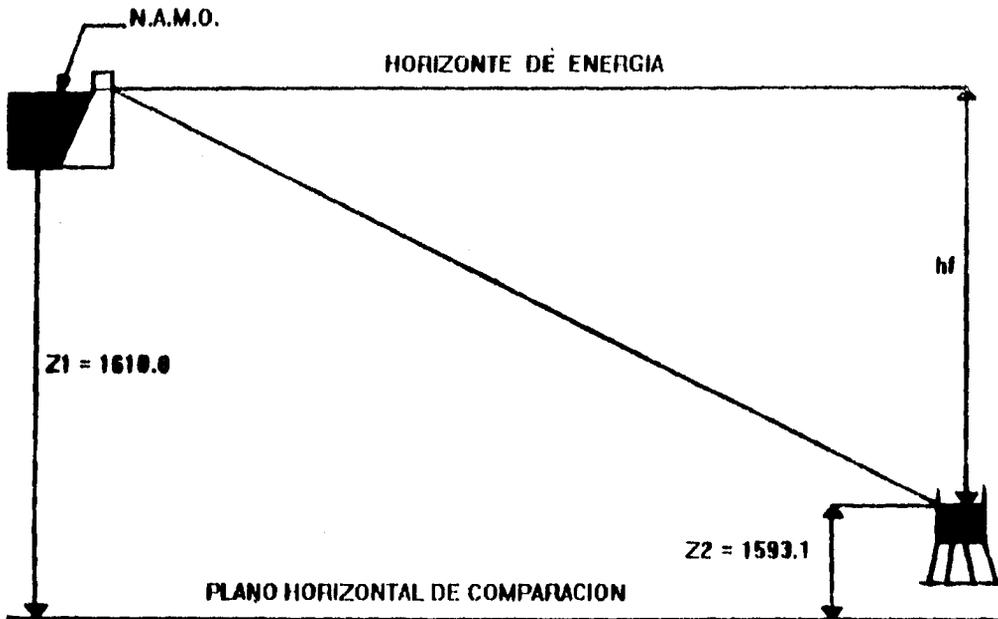
Precisamente en conducciones a gravedad, se acostumbra definir como diámetro más económico aquel que consume por fricción toda la carga disponible para producir el flujo, desde la toma hasta la entrega. En base a lo anterior y tomando como referencia los niveles del NAMO de la presa y la cota de terreno de la planta potabilizadora mostrados en la figura III.1, procederemos de la siguiente manera:

NAMO	Elevación	1618.00 m.s.n.m.
Planta Potabilizadora	Cota de terreno	1588.10 m.s.n.m.

Fijando una elevación mínima para el tanque de recepción del agua en la planta potabilizadora de 5.0 m., tenemos:

$$\text{Nivel del tanque} \quad 1588.10 + 5.0 = 1593.10 \text{ m.s.n.m.}$$

FIGURA III.1



Planteemos ahora la Ecuación de la Energía entre el NAMO y el Nivel del tanque de recepción del agua, estableciendo como Plano Horizontal de Comparación el nivel del mar, de lo anterior resultaría :

$$Z_1 + p_1/\rho + V_1^2/2g = Z_2 + p_2/\rho + V_2^2/2g + hf \quad (3.1)$$

Donde :

- Z_1 = Nivel de aguas ordinario de la presa Calderón. = 1618.00
- p_1/ρ = Carga de presión en el embalse de la presa
- $V_1^2/2g$ = Carga de velocidad del agua en el embalse
- Z_2 = Nivel del agua del Tanque de recepción. = 1593.10
- p_2/ρ = Carga de presión en el nivel de agua del Tanque
- $V_2^2/2g$ = Carga de velocidad del agua en el Tanque
- hf = Suma de pérdidas de energía en la conducción.

En este caso para la ecuación (3.1), por encontrarse el agua en ambos extremos a superficie libre, solo se presenta la presión atmosférica, lo cual nos lleva a considerar las cargas de presión equivalentes a cero, lo cual implicaría que :

$$p_1/\rho = p_2/\rho = 0.0$$

Por lo tanto la ecuación (3.1) resultaría:

$$Z_1 + V_1^2/2g = Z_2 + V_2^2/2g + hf \quad (3.2)$$

Además considerando que las velocidades del agua dentro del embalse de la presa y del tanque son muy pequeñas, debido a que para el gasto deseado en ambos casos se tendría un área hidráulica muy grande, esto nos llevaría a obtener una carga de velocidad aún más pequeña al elevar la velocidad al cuadrado y dividirla entre el doble de la aceleración de la gravedad, de todo esto resultaría entonces:

$$V_1^2/2g = V_2^2/2g = 0.0$$

De lo anterior obtendríamos que :

$$Z_1 = Z_2 + hf \quad (3.3)$$

$$\text{Si hacemos que } \Delta Z = Z_1 - Z_2 = 1618.0 - 1593.1 \quad (3.4)$$

Resulta entonces que :

$$\Delta Z = 24.90 \text{ m} = hf \quad (3.5)$$

Es decir que debemos de diseñar la tubería de tal forma que el total de las pérdidas a lo largo de la conducción no sean mayores que el desnivel de agua disponible, tal como lo habíamos comentado con anterioridad. Así mismo, debemos de considerar un diámetro de tubería que no sea muy grande, ya que, aunque disminuiría notablemente las pérdidas de energía, elevaría considerablemente los costos.

Una manera sencilla de proponer un diámetro de tubería inicial podremos hacerla en base a la Ecuación de Continuidad, que nos indica lo siguiente:

$$Q = A * V \quad (3.6)$$

Donde :

$$\begin{aligned} Q &= \text{Gasto del líquido en cuestión. (m}^3/\text{s)} \\ A &= \text{Area hidráulica. (m}^2\text{)} \\ V &= \text{Velocidad media del agua. (m/s)} \end{aligned}$$

A continuación fijaremos una velocidad que cumpla con las permisibles, es decir, que no sea demasiado grande para evitar problemas de cavitación dentro de la tubería ($V < 3.0$ m/s), y que a la vez no sea demasiado pequeña puesto que provocaría la sedimentación de partículas sólidas que se encuentren en el agua ($V > 0.5$ m/s), tomaremos entonces una velocidad de 1.0 m/s, que es una intermedia entre estas, para establecer lo siguiente en base a la ecuación (3.6):

$$A = Q / V \quad (3.7)$$

Si $Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ y $V = 1.0 \text{ m/s}$, entonces :

$$A = 3.0 / 1.0 = 3.0 \text{ m}^2$$

Donde A para secciones circulares a tubo lleno es:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = 3.0 \quad (3.8)$$

Ahora despejando el diámetro de la ecuación anterior obtenemos:

$$D = (12/\pi)^{1/2} = 1.9544 \text{ m}$$

Tomando el diámetro comercial más próximo obtenemos que:

$$D = 1.829 \text{ m} = 72 \text{ ''}$$

Revisando la velocidad para este nuevo diámetro resulta :

$$V = \frac{3.0}{0.7854 * 1.829^2} = 1.142 \text{ m/s}$$

La cual sí se encuentra dentro del rango permisible.

Para calcular las pérdidas de energía en este análisis inicial, tomaremos en cuenta sólo las que se producen por fricción al entrar en contacto el agua con la tubería, para obtener un valor aproximado del total de pérdidas, debido a que son estas las más significativas. De acuerdo a lo anterior, emplearemos la fórmula obtenida experimentalmente por Darcy-Weisbach en el año de 1850 y que establece lo siguiente :

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (3.9)$$

Donde :

- hf = Las pérdidas por fricción (m)
- f = Factor de fricción. (adimensional)
- L = La longitud total de la tubería. (m)
- D = Diámetro de la tubería. (m)
- V = Velocidad media del agua (m/s)
- g = Aceleración de la gravedad. (m²/s²)

El factor de fricción "f" está en función exclusivamente del número de Reynolds (Re) para valores de Re < 2,300 y para valores de Re muy grandes depende solamente de la rugosidad relativa "ε/D", donde "ε" es la rugosidad de la tubería en m y D el diámetro también en m.

Por su parte el número de Reynolds es un parámetro adimensional que nos define el tipo de flujo que se presenta en la tubería, y se define como:

$$Re = \frac{V * D}{\mu} \quad (3.10)$$

Donde:

Re = Número de Reynolds.

V = Velocidad media del agua. (m/s)

D = Diámetro de la tubería. (m)

μ = Viscosidad cinemática del fluido en cuestión. (m² /s)

La viscosidad de un fluido es una medida de su resistencia a fluir, como un resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas, para nuestro análisis tomaremos el valor de la viscosidad cinemática a partir de la figura III.2 considerando que el agua se encuentra a una temperatura de trabajo de 20 ° C, de la tabla obtenemos entonces : $\mu = 1.01 \times 10^{-6}$ m² /seg

Sustituyendo el valor de $D = 1.829$ m, $V = 1.142$ m/s y de $\mu = 1.01 \times 10^{-6}$ m² /s en (3.10) obtenemos :

$$Re = (1.142 \cdot 1.829) / 1.01 \times 10^{-6} = 2'068,037 >> 2,300$$

Lo anterior indica que se trata de flujo turbulento, así que el factor de fricción "f", depende exclusivamente de la rugosidad relativa ϵ/D . Obtengamos ahora el valor de la rugosidad " ϵ " de la tabla III.2 para tuberías de concreto presforzado.

De dicha tabla obtenemos que: $\epsilon = 0.25$ mm = 2.5×10^{-4} m por lo tanto la rugosidad relativa $\epsilon/D = 2.5 \times 10^{-4} \text{m} / 1.829 \text{m}$ $\epsilon/D = 0.00014$. Ahora empleemos la fórmula obtenida experimentalmente por Nikuradse para tubos rugosos en zona turbulenta, para obtener el factor "f", la cuál indica:

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2 * \log \left(\frac{2.71 * D}{\epsilon} \right) \quad (3.11)$$

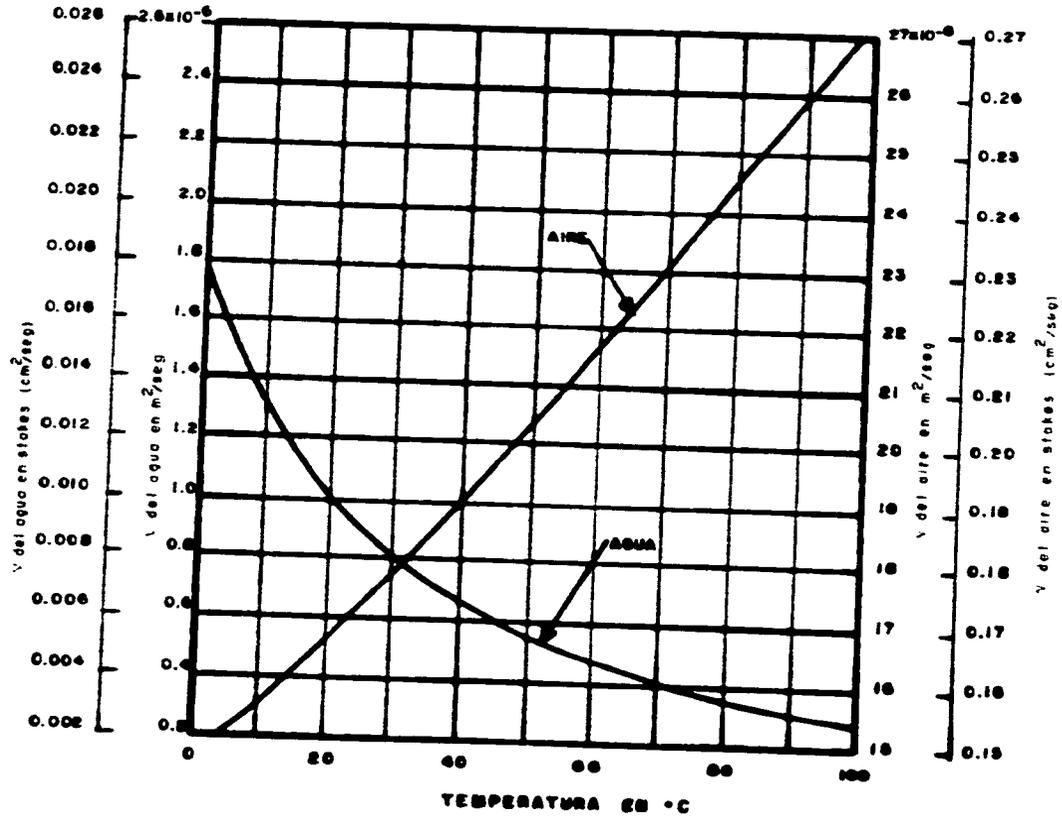
Sustituyendo valores obtenemos:

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2 * \log \left(\frac{2.71 * 1.829}{0.00025} \right) = 8.594$$

Por lo tanto:

$$f = 0.0135$$

FIGURA III.2



VISCOSIDAD CINEMATICA DEL AGUA Y DEL AIRE A PRESION ATMOSFERICA

TABLA III.2
RUGOSIDAD ABSOLUTA EN TUBOS COMERCIALES.

MATERIAL	E en mm
Tubos lisos.	
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1.0
Hierro forjado	0.05
Hierro fundido nuevo	0.25
Hierro fundido, con protección de asfalto	0.12
Hierro fundido oxidado	1.0 a 1.5
Hierro fundido con incrustaciones	1.5 a 3.0
Hierro fundido, centrifugado	0.05
Hierro fundido nuevo con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.30
Hierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2.0 a 3.5
Hierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1.0 a 4.0
Hierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.05
Acero laminado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
Tubos de acero soldado de calidad normal.	
Nuevo	0.05 a 0.1
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.2
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3.0
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3 a 0.4
Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla sin incrustaciones	0.6 a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones con circulación de agua turbia	1.0
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado. Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2.0

TABLA III.2
RUGOSIDAD ABSOLUTA EN TUBOS COMERCIALES.
(CONTINUACION)

MATERIAL	£ en mm
----------	---------

Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales.

a) Espesor de lámina menor de 5 mm	0.65
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina mayor de 12 mm, o entre 6 y 12 mm si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3.0
d) Espesor de lámina mayor de 12 mm con cubrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4.0
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1.0 a 2.0
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10.0
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Conducos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6
Concreto con acabado normal	1.0 a 3.0
Concreto con acabado rugoso	10.0
Cemento liso	0.3 a 0.8
Cemento no pulido	1.0 a 2.0
Concreto preesforzado Freyssinet	0.04
Concreto preesforzado Bona y Socoman	0.25
Mampostería de piedra, bien junteada	1.2 a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntear	8.0 a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	1.5 a 3.0

Con el valor de ϵ/D y con el número de Reynolds $Re = 2.07 \times 10^6$ podemos verificar el valor de f obtenido con la fórmula de Nikuradse y con la gráfica de la figura III.3 conocida como el diagrama universal de Moody para obtener el valor del factor de fricción. De la figura III.3 obtenemos que: $f = 0.013$, el cuál es muy parecido al obtenido anteriormente.

Con los datos obtenidos y conocida la longitud de la tubería $L = 31,420$ m resulta entonces que las pérdidas por fricción son:

$$hf = 0.0135 * \frac{31,420}{1.829} * \frac{1.142^2}{19.62}$$

$$hf = 15.42 \text{ m} < 24.90 \text{ m}$$

Esto nos indica entonces que si toda la conducción se hiciera con tubería de concreto presforzado, las pérdidas por fricción no excederían a la carga estática disponible.

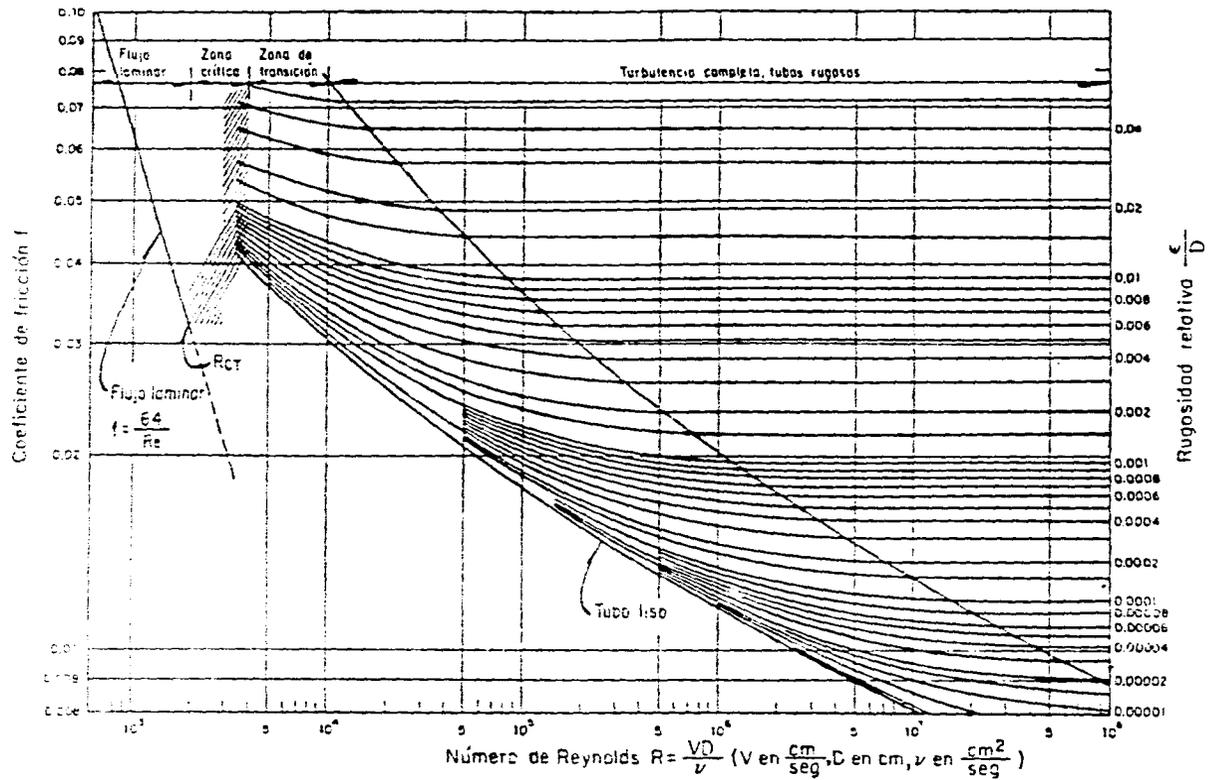
Considerando ahora que debido a las características topográficas del lugar fue necesario el empleo de otro tipo de material en la conducción, podremos plantear la ecuación (3.9) tomando en cuenta los dos tipos de tuberías que se emplearon, uno de concreto presforzado con una longitud de 27,920 m y el otro de acero de 3,500 m de longitud, de acuerdo a lo anterior podemos plantear entonces:

$$hf = f_c * \frac{L_c}{D_c} * \frac{V_c^2}{2g} + f_a * \frac{L_a}{D_a} * \frac{V_a^2}{2g} \quad (3.12)$$

Donde:

- hf = Pérdidas por fricción en la conducción.
- L_c = Longitud de la tubería de concreto
- f_c = Factor de fricción para la tubería de concreto
- D_c = Diámetro de la tubería de concreto
- V_c = Velocidad del agua en la tubería de concreto
- L_a = Longitud de la tubería de acero
- f_a = Factor de fricción para la tubería de acero
- D_a = Diámetro de la tubería de acero
- V_a = Velocidad del agua en la tubería de acero

FIGURA III.3



COEFICIENTE DE FRICCIÓN PARA CUALQUIER TIPO Y TAMAÑO DE TUBO; DIAGRAMA UNIVERSAL DE MOODY.

Para obtener ahora el diámetro de la tubería de acero procederemos en forma inversa a como lo hicimos anteriormente, es decir, fijaremos el valor de h_f como el desnivel disponible menos un rango razonable para pérdidas locales de 6.0 m. y despejaremos después el diámetro; de acuerdo con esto procederemos de la siguiente manera :

$$\text{Si } h_f = 24.90 \text{ m} - 6.0 \text{ m} = 18.90 \text{ m}$$

Sustituyendo los datos obtenidos tenemos entonces que:

$$h_f = 18.90 = 0.0135 * \frac{27920}{1.829} * \frac{1.142^2}{19.62} + f_a * \frac{3500}{D_a} * \frac{V_a^2}{19.62}$$

Haciendo operaciones resulta :

$$18.90 = 13.70 + 178.39 * f_a * \frac{V_a^2}{D_a}$$

$$\text{Tomando en cuenta que } V_a = \frac{Q_{\max}}{A_a} = \frac{3.0 * 4.0}{\pi * D_a^2} \text{ tenemos:}$$

$$18.90 - 13.70 = 178.38 * f_a * \frac{(9 * 16)}{\pi^2 * D_a * D_a^4}$$

$$5.20 = 2602.60 * \frac{f_a}{D_a^5}$$

$$D_a^5 = 500.5 * f_a \quad (3.13)$$

Esta ecuación se resuelve por tanteos, es decir, se propone un factor de fricción "f" y se obtiene un diámetro, con el diámetro se calcula el número de Reynolds para verificar que se encuentre en flujo turbulento, con la rugosidad absoluta "ε" que se obtenga de la tabla III.2 y con la fórmula (3.11) se obtiene un nuevo "f", si este valor es igual o muy parecido al propuesto inicialmente, entonces se tiene el diámetro correcto, en caso contrario se toma el nuevo valor de "f" y se repite la operación.

Después de varias iteraciones propondremos finalmente un factor $f = 0.015$, y calculando entonces el diámetro tenemos que:

$$D_a = (500.5 * 0.015)^{1/3} = 1.496 \text{ m}$$

Tomando el diámetro comercial más cercano tenemos que $D_a = 1.524 \text{ m} = 60"$, con este diámetro obtenemos ahora la velocidad :

$$V = \frac{3.0}{0.7854 * 1.524^2} = 1.645 \text{ m/s}$$

Y el número de Reynolds resulta entonces:

$$Re = \frac{1.645 * 1.524}{1.01 * 10^{-6}} = 2'457,226 >> 2,300$$

De la tabla III.2 obtenemos el valor de $\epsilon = 0.35 \text{ mm} = 3.5 \times 10^{-4} \text{ m}$ y con el diámetro obtenemos el valor del factor "f" de la fórmula (3.11):

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2 * \log \left(\frac{2.71 * 1.524}{0.00035} \right) = 8.144$$

$$f = (0.1228)^2 = 0.0151$$

Vemos que el valor obtenido de "f" es muy parecido al propuesto inicialmente, por lo que se considera que el diámetro es correcto. A continuación calculemos las pérdidas reales a lo largo de la conducción:

$$h_f = 0.0135 * \frac{27920}{1.829} * \frac{1.142^2}{19.62} + 0.015 * \frac{3500}{1.524} * \frac{1.645^2}{19.62}$$

$$h_f = 13.70 + 4.745 = 18.445 \text{ m}$$

$$h_f = 18.445 \text{ m} < 24.90 \text{ m}$$

Lo anterior indica que el diámetro propuesto es el indicado, puesto que no tan sólo no revasa el desnivel disponible, sino que además existe un margen suficiente para las pérdidas locales que se presentan a lo largo de toda la conducción, es decir, si tomamos en cuenta ahora a las pérdidas locales, podemos hacer entonces:

$$\Delta Z = h_f + H_f \text{ locales} \quad (3.14)$$

Despejando las pérdidas locales de la ecuación anterior:

$$H_f \text{ locales} = \Delta Z - h_f = 24.90 - 18.445 = 6.455 \text{ m}$$

Lo anterior indica que para que el agua pueda llegar hasta el sitio del tanque en la planta potabilizadora, es necesario cumplir con la siguiente desigualdad :

$$H_f \text{ locales} < 6.455 \text{ m}$$

Para evaluar ahora las pérdidas locales, tomaremos en cuenta que en virtud de que las pérdidas que se presentan a lo largo de la conducción son bastantes y muchas de ellas de poca importancia, sólo evaluaremos las más significativas, las cuáles se deben principalmente a los cambios bruscos de dirección, cambios de diámetro, y por entrada y salida del agua hacia la conducción.

En este subcapítulo haremos un análisis general sólo de las pérdidas más importantes que se presentan a lo largo del acueducto, para posteriormente en el subcapítulo II.2.2 analizar con mayor detalle las que se producen en el tramo que comprende al Sifón invertido.

La fórmula general para calcular las pérdidas locales se define como:

$$h_{fl} = K * \frac{V^2}{2g} \quad (3.15)$$

Donde:

h_{fl} = Pérdida de energía local (m)

K = Coeficiente que depende del tipo de pérdida (s/d)

$V^2/2g$ = Carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo.

El valor del coeficiente "K" lo obtendremos a partir de gráficas y tablas, el cuál depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad de la tubería, a continuación analizaremos cada uno de los tipos de pérdidas que se presentan en la conducción:

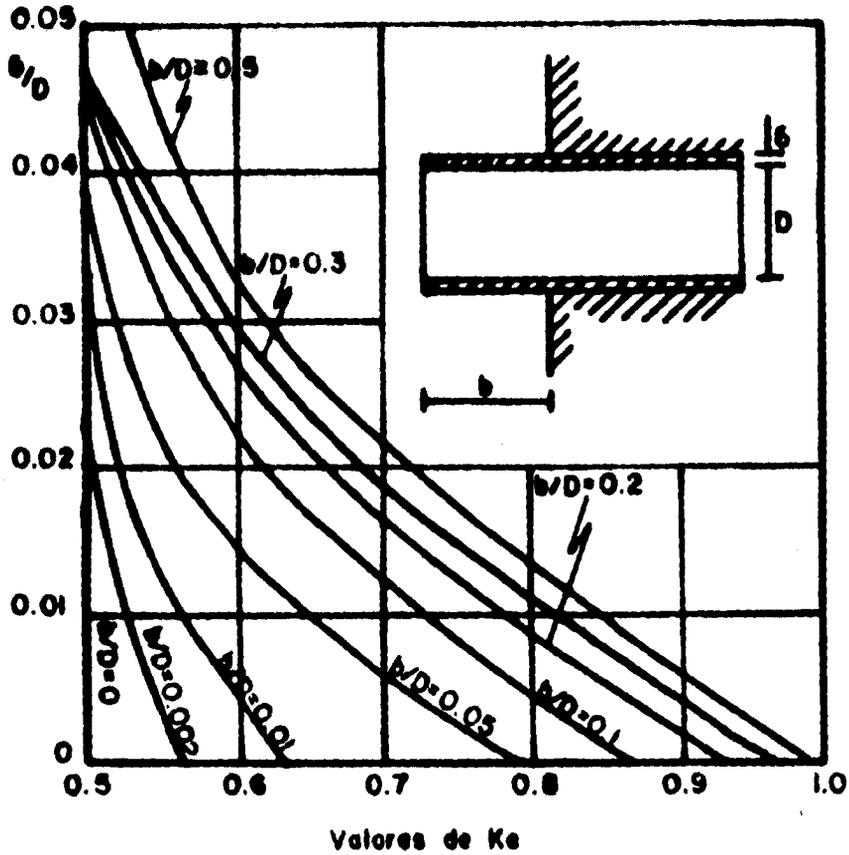
a) Pérdida por entrada. Este tipo de pérdida se debe a que a la entrada de la obra de toma se produce un efecto de contracción que sufre la vena líquida, lo que genera zonas de separación, el valor de el coeficiente K depende de la brusquedad con que se efectúe dicha contracción. Para nuestro caso y en base a la Figura III.4 tenemos que $K_e = 0.5$, por lo tanto:

Diámetro de obra de toma $D = 2.50$ m, Gasto máximo $Q = 3.0$ m³/s
Velocidad en la toma $V = 0.611$ m/s,

$$h_{fe} = \text{pérdida por entrada} = 0.5 * 0.611^2 / 19.62$$

$$h_{fe} = 0.0095 \text{ m}$$

FIGURA III.4



b) Pérdidas por reducción. Esta se produce cuando se presenta una reducción en la sección transversal de la tubería, debida principalmente a los cambios de diámetro en la conducción, el valor de K depende de la brusquedad con que se produzca dicha reducción.

En el acueducto se presentan dos cambios de reducción de diámetro, el primero al pasar de la obra de toma a la tubería de concreto y la otra al cambiar de concreto a acero.

El coeficiente K_r por reducción se obtiene de la Figura III.5, la cuál depende de la relación D_2/D_1 , de lo anterior tenemos entonces :

De obra de toma a tubería de concreto:

$$D_1 = 2.50 \text{ m} , \quad D_2 = 1.829 \text{ m} , \quad D_2/D_1 = 0.73 : \quad K_{r1} = 0.28$$

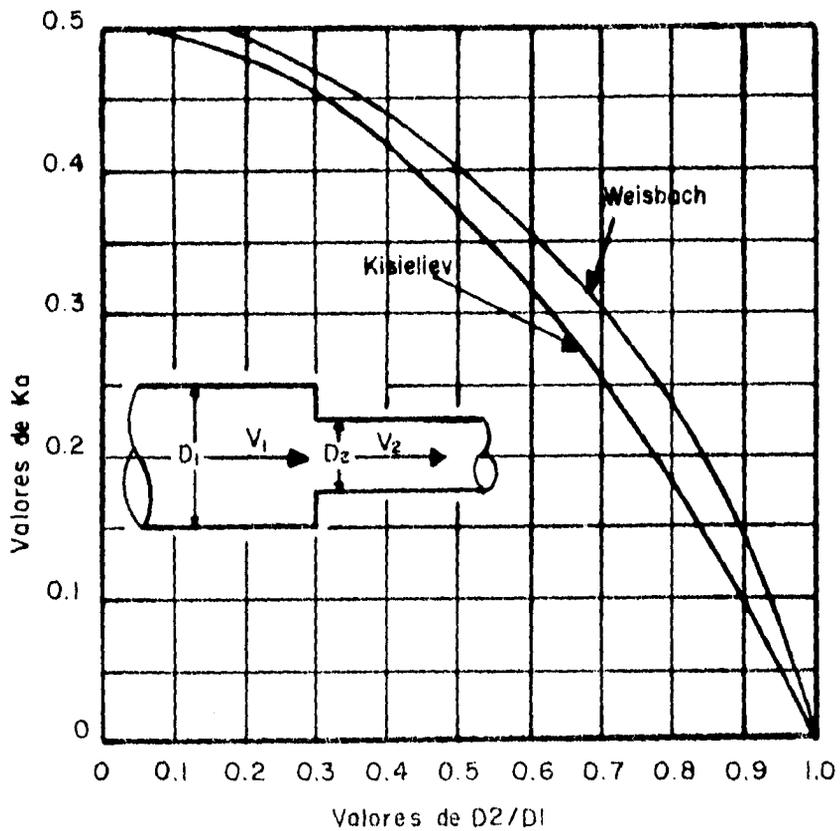
$$h_{f1} = 0.28 * 1.142^2 / 19.62 = 0.018 \text{ m}$$

De concreto presforzado a acero:

$$D_1 = 1.829 \text{ m} , D_2 = 1.524 \text{ m} , D_2/D_1 = 0.83 ; K_{r_2} = 0.23$$

$$h_{fr_2} = 0.23 * 1.644^3 / 19.62 = 0.032 \text{ m}$$

FIGURA III.5



e) **Pérdida por ampliación.** Esta se origina al producirse una ampliación de la sección transversal del tubo y el coeficiente K depende también de la brusquedad de la ampliación, este valor se obtiene a partir de la siguiente ecuación propuesta por Borda-Carnot:

$$K_a = C_a (A_2/A_1 - 1)^2 \quad (3.16)$$

Donde:

A_1 = Área de la sección antes de la reducción. (m²)

A_2 = Área de la sección después de la reducción. (m²)

C_a = Coeficiente que para reducciones bruscas se considera igual a 1.0

En nuestro caso se presenta una ampliación de la sección al pasar de la tubería de acero a la de concreto, por lo que tenemos:

$$D_1 = 1.524 \text{ m}, \quad D_2 = 1.829 \text{ m}, \quad D_2/D_1 = A_2/A_1 = 1.20$$

Por lo tanto, considerándola como ampliación brusca:

$$K_a = 1.0 * (1.2 - 1.0)^2 = 0.04$$

$$h_{fa} = 0.40 * 1.142^2 / 19.62 = 0.0266 \text{ m}$$

d) **Pérdidas por cambio de dirección.** Cuando existe un cambio de dirección, se visualiza que los filetes del flujo tienden a conservar su movimiento rectilíneo en razón de su inercia, esto modifica la distribución de velocidades en la tubería y produce zonas de separación en el lado interior y aumentos de presión en el exterior, con un movimiento espiral que continúa en una longitud de hasta 50 veces el diámetro del tubo. En el trazo del acueducto se presentan varios cambios de dirección importantes, de ahí la necesidad de evaluar estas pérdidas de energía que pueden ser significativas.

Tal como lo hemos mencionado anteriormente, en el trazo del acueducto existen 6 cambios de dirección en sentido horizontal bruscos, los cuales describiremos y analizaremos a continuación:

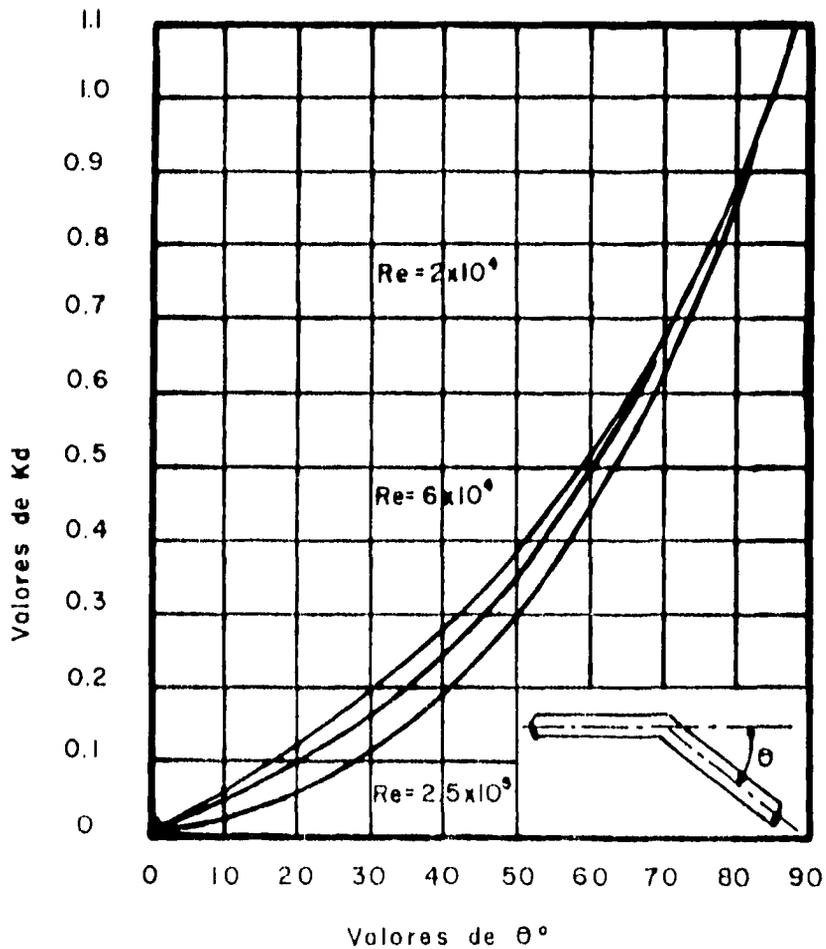
CADENAMIENTO (Km)	ANGULO (°)	RADIO (m)
PRIMER TRAMO		
5 + 920	59.40	875
7 + 150	48.58	1100
8 + 875	26.56	2150

SEGUNDO TRAMO

2 + 700	30.96	1700
12 + 850	28.81	1850
14 + 100	23.20	2300

Para obtener el coeficiente K_d por cambios de dirección bruscos, es necesario obtener el número de Reynolds, ya que el coeficiente depende de éste número, y del ángulo de deflexión " θ ". Con lo anterior obtenemos el valor de K_d a partir de la figura III.6 obtenida por Kirchbach y Schubart.

FIGURA III.6



COEFICIENTE DE PERDIDA POR CODO K_d

Para nuestro caso tenemos que el valor del número de Reynolds en casi toda la conducción es de $R = 2.07 \times 10^6$, y para los diferentes ángulos resulta entonces:

CADENAMIENTO (Km)	ANGULO (θ°)	COEFICIENTE Kd
PRIMER TRAMO		
5 + 920	59.40	0.40
7 + 150	48.58	0.25
8 + 875	26.56	0.08
SEGUNDO TRAMO		
2 + 700	30.96	0.10
12 + 850	28.81	0.09
14 + 100	23.20	0.06

Por lo tanto resulta:

$$K_d = (0.40 + 0.25 + 0.08 + 0.10 + 0.09 + 0.06) = 0.98$$

Lo cuál indica:

$$h_{ad} = 0.98 * (1.142) / 19.62$$

$$h_{ad} = 0.065 \text{ m}$$

Por su parte los cambios de dirección más relevantes en sentido vertical, como lo comentamos anteriormente, se presentan entre los cadenamientos 12 + 920 y 13 + 440, donde se construyó el Sifón invertido sobre el río Santiago, por lo que éstos los analizaremos con mayor detalle en el subcapítulo III.2.2.

Con los valores de las pérdidas calculados, obtendremos ahora el total de pérdidas por fricción y locales a lo largo de la conducción, para obtener el valor de la carga disponible al llegar al tanque de recepción de la planta potabilizadora.

Tenemos entonces que:

$$H_f = h_f + H_{li} \quad (3.17)$$

$$H_f = h_f + (h_{lc} + h_{ls} + h_{l2} + h_{la} + h_{ld})$$

$$H_f = 18.445 + (0.0095 + 0.0018 + 0.032 + 0.0266 + 0.065)$$

$$H_f = 18.445 + 0.135 = 18.58 \text{ m}$$

Vemos pues que el total de pérdidas no excede a la carga disponible de 24.90 m, es decir:

$$H_f < H_z$$

Con lo anterior podemos ver que el total de pérdidas locales que se producen en la conducción es mucho menor que las pérdidas por fricción, por lo que es válida la suposición de considerarlas como despreciables en el inicio de nuestro análisis. Así mismo podemos también observar, en base a nuestro análisis, que el diseño hidráulico del acueducto es correcto, es decir, que el tipo y diámetro de tubería empleado es el más económico.

Por otra parte, para que el funcionamiento de la conducción sea el óptimo aún en condiciones críticas de operación, se requiere la colocación de válvulas, éstas son de varios tipos y funciones específicas que permiten asegurar el correcto funcionamiento de la conducción, ya sea en condiciones de operación o de mantenimiento. Dichas válvulas se diseñan para diferentes funciones, como lo son para eliminar el aire que pueda quedar atrapado en la tubería, admitir el aire para el correcto vaciado de la misma en caso de reparaciones, para el cierre parcial o total del paso del agua, o para producir pérdidas de energía y aminorar así la carga piezométrica, para control de gastos, etc.

A continuación mencionaremos ahora los tipos de válvulas más comunes empleadas en el acueducto, sus características y ubicación, así como una breve descripción de la función que realiza cada una de ellas.

a).- Válvulas de admisión y expulsión de aire (V.A.E.A.)

Generalmente, al llenar la tubería puede ocurrir que no se haya purgado correctamente, es decir, que quede atrapado aire dentro de la misma, o que éste pueda entrar a través de juntas o acoplamientos que no se encuentren perfectamente sellados. El aire una vez dentro de la tubería, tiende a acumularse en los puntos altos, y en ocasiones la velocidad del flujo no alcanza a arrastrar el aire hasta la salida, esto provoca que se formen tapones en los puntos altos disminuyendo la carga útil en conducciones a gravedad, o elevando la carga de bombeo si la conducción es de este tipo. Por lo anterior, es necesario entonces instalar válvulas que desalojen el aire y permitan el libre flujo del agua a través de la tubería.

Así mismo, se requiere instalar válvulas que permitan la entrada del aire a la tubería para los casos en que se necesite vaciar la misma, por condiciones de reparación o mantenimiento, de aquí la necesidad de instalar una sola válvula que cumpla con estas dos funciones, a válvulas de este tipo se le denomina Válvula de Admisión y Expulsión de Aire; éste tipo de válvulas funcionan através de un orificio grande que permite la salida del aire, de manera rápida y en cantidades grandes cuando se realiza el llenado de la tubería, a la vez que permite la entrada del mismo en cantidades suficientes cuando aquella se vacíe. (Ver fotografía III.1).

La colocación de este tipo de válvulas se realiza principalmente, en los puntos de nivel topográfico alto denominados picos del trazo, y en longitudes de conducción muy grandes, a una separación máxima de 2.000 m. En el acueducto se colocaron árboles metálicos con 2 V.A.E.A. cada uno en los puntos más altos a una separación máxima de 2.000 m.

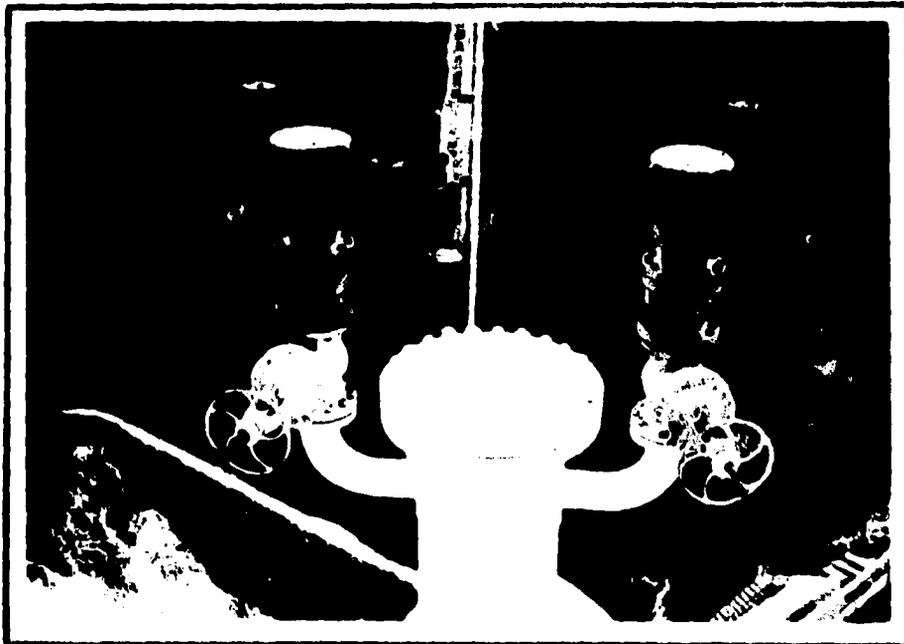


FOTOGRAFIA III.1.- Válvulas de Admisión y Expulsión de Aire en atraque No.16

b).- Válvulas Surge-Check.

Tal como lo comentamos con anterioridad, las válvulas de admisión y expulsión de aire de orificio grande, tienen la característica de tender a cerrar con la presión del aire. En ocasiones durante altos grados de descarga el flotador o elemento de cierre puede ser levantado rápidamente por la corriente del aire y cerrar de golpe, pasando algunas veces un flotador hueco. Una presión en la tubería de solo 1.0 Kg/cm² es suficiente para producir el escape de aire a la velocidad del sonido a través de una abertura. Para resolver este problema se instalaron válvulas tipo Surge-check, las cuales reducen la velocidad del aire y regulan el flujo del mismo dejándolo salir libre y totalmente hasta que el agua se encargue de efectuar el cierre al hacer presión sobre el flotador de la válvula eliminadora de aire.

Para el acueducto las válvulas Surge-Check se instalaron en la parte inferior de cada V.A.E.A. lo que da como resultado contar con dos de las primeras en cada árbol metálico, en la fotografía III.2 se observa la colocación de ambas.



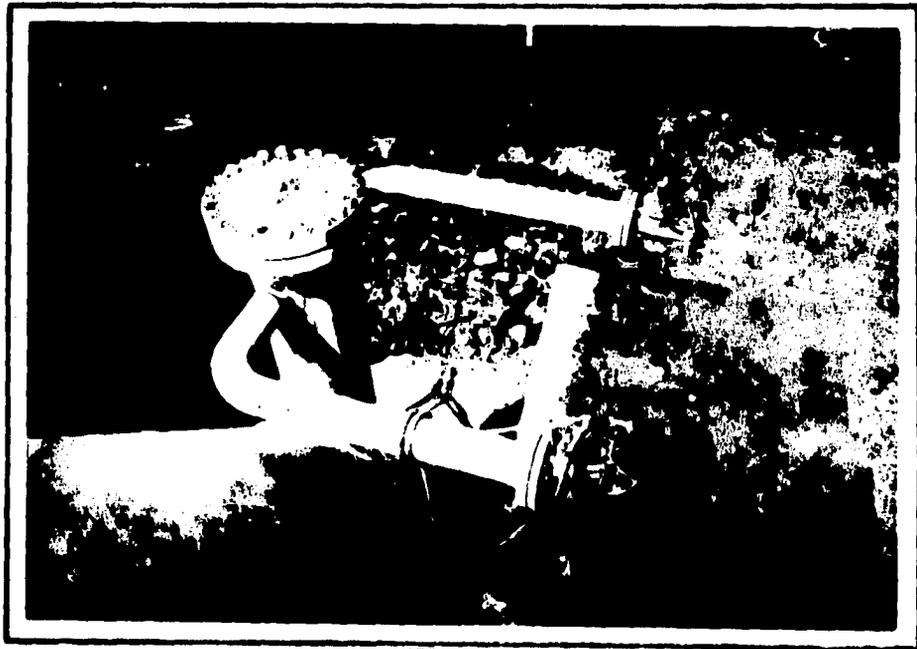
FOTOGRAFIA III.2.- Arbol metálico con VAEA y válvulas surge-check atraque No.16

c).- Válvulas de desfogue.

Cuando se requiere vaciar la conducción por razones de mantenimiento o reparación, se emplean válvulas de desfogue, mediante las cuáles se desaloja completamente el agua contenida en la tubería. Existen varios tipos de válvulas para vaciar las tuberías, las cuáles se instalan en puntos topográficos bajos para permitir que el agua fluya por gravedad hasta estos puntos.

Las válvulas empleadas en el acueducto son de tipo "macho" llamada también "cónica", la cuál cuenta con un macho de afinadura que gira en un asiento fusiforme; cuando la válvula se abre, un agujero del macho coincide con las aberturas del cuerpo, y éstas a su vez son prolongaciones de la tubería en la que se coloca la válvula. La lubricación de la misma se realiza con aceite a presión, a través de un engrasador hacia las entalladuras en el macho y una pequeña recámara debajo del mismo.

Debido a que la parte topográfica más baja de la conducción se encuentra en el cauce del río Santiago, se instalaron 12 de estas válvulas en las márgenes del Sifón invertido, cuya ubicación la analizaremos con mayor precisión en el siguiente subcapítulo. Se instalaron además válvulas de este tipo en puntos topográficos bajos del acueducto, a una separación aproximada de 3.000 m a lo largo del mismo. (Fotografía III.3)



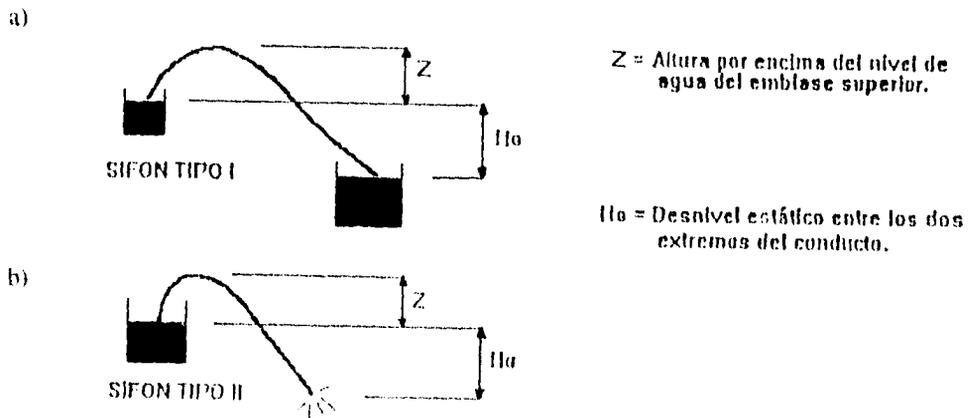
FOTOGRAFIA III.3.- Arbol metálico (Paso-hombre) con válvulas de desfogue "macho".

III.2.2. SIFÓN INVERTIDO SOBRE EL RIO SANTIAGO.

Para la revisión del funcionamiento hidráulico del Sifón, nos evocaremos básicamente a calcular los empujes hidrodinámicos que se producen en cada cambio de dirección, y a la revisión de los espesores de cada tramo de tubería los cuales varían debido a la carga hidráulica estática entre el embalse de la presa y el nivel del tanque de recepción del agua en la planta potabilizadora. Así mismo analizaremos los factores que intervienen para determinar la ubicación, número y tipos de válvulas necesarias para el óptimo funcionamiento hidráulico del Sifón.

Primeramente trataremos de dar una definición de lo que es un "Sifón" y el porqué denominar a este como invertido. Un sifón es un conducto a presión que comunica ya sea a dos embalses o a uno solo con la superficie, tal como se observa en las figuras III.7 a) y b):

FIGURA III. 7



En ambos casos, cuando el nivel superior del agua en el embalse superior es suficientemente alto para que empiece el flujo a través del sifón, el aire contenido dentro de la tubería se expulsa debido al movimiento del agua y en poco tiempo el flujo en el conducto es completo, es decir, que para que el sifón comience a trabajar como tal, se requiere extraer todo el aire que pueda tener la tubería en su interior.

Una característica de estos conductos es que la parte más alta del sifón se encuentra siempre por encima del nivel del agua del embalse superior, por lo que esta zona trabaja a una presión menor a la atmosférica (presiones absolutas negativas). debido a lo anterior, debe de verificarse que la carga de presión en dicha zona no exceda los límites de presión de vaporización del agua, ya que podrían producirse dentro del fluido burbujas de vapor y no fluiría por el conducto agua líquida sino que coexistirían fases de líquido y vapor con gases libres.

Otro aspecto que debe de tomarse en cuenta es la resistencia del material a emplear. puesto que al estar sometido a una presión menor a la atmosférica se pueden presentar aplastamientos que dañarían el conducto o no permitirían el flujo.

Una vez definido lo que es un Sifón podemos explicar lo que es un Sifón Invertido, el cual no tiene el mismo funcionamiento hidráulico que el primero, y se acostumbra denominarlo de esta forma por tener cierta similitud geométrica con el primero, con la diferencia de que el primero es cóncavo mientras que el segundo es convexo.

Para terminar con el análisis de la conducción en lo referente a pérdidas de energía, valvaremos a continuación aquellas que se producen por los cambios de dirección tanto verticales como horizontales, que se presentan en el Sifón. Tal como lo hicimos en el subcapítulo anterior, obtendremos los diferentes valores de "Kd" para cada cambio de dirección, a partir de la Fig. III.6 dichos cambios se indican a continuación:

En sentido vertical tenemos:

UBICACION	ANGULO (θ)
ATRAQUE No.1	22° 18' 40"
ATRAQUE No.4	10° 3' 50"
ATRAQUE No.5	5° 41' 50"
ATRAQUE No.6	10° 59' 32"
ATRAQUE No.7	10° 48' 55"
ATRAQUE No.8	5° 37' 40"
ENCAMIS. M.D.	38° 2' 8"
ENCAMS CRUCE	34° 52' 19"
ENCAMS. M.I.	15° 54' 40"
ATRAQUE No.11	12° 14' 25"
ATRAQUE No.12	9° 30' 42"
ATRAQUE No.13	3° 38' 6"
ATRAQUE No.14	2° 28' 59"
ATRAQUE No.15	4° 28' 40"
ATRAQUE No.16	26° 46' 37"

En sentido horizontal tenemos:

UBICACION	ANGULO (°)
PUNTO INFLEX.1	21° 48' 5"
PUNTO INFLEX.2	25° 59' 57"

Para obtener ahora los valores del coeficiente "Kd" necesitamos primero conocer el valor del número de Reynolds, el cual, una vez determinadas el diámetro, gasto y viscosidad cinemática, resulta ser:

$$V = \frac{3.0}{0.7854 * 1.524^2} = 1.645 \text{ m/s}$$

$$R = \frac{1.645 * 1.524}{1.01 * 10^{-6}} = 2.45 * 10^6$$

Con estos datos podemos evaluar entonces el coeficiente "Kd", a partir de la figura III.6, que para cada caso resulta :

UBICACION	ANGULO (°)	COEFICIENTE K d
ATRAQUE No.1	22.311	0.04
ATRAQUE No.4	10.064	0.02
ATRAQUE No.5	5.697	0.01
ATRAQUE No.6	10.992	0.02
ATRAQUE No.7	10.815	0.02
ATRAQUE No.8	5.628	0.01
ENCAMIS. MD	38.036	0.13
ENCAMS CRUCE	34.872	0.11
ENCAMS. MI	15.911	0.03
ATRAQUE No.11	12.240	0.02
ATRAQUE No.12	9.512	0.02
ATRAQUE No.13	3.635	0.005
ATRAQUE No.14	2.483	0.004
ATRAQUE No.15	4.478	0.005
ATRAQUE No.16	26.462	0.05
PUNTO INFLEX.1	21.801	0.06
PUNTO INFLEX.2	25.999	0.06

Sumando los valores de Kd obtenemos:

$$KD = (0.04 + 0.02 + 0.01 + 0.02 + 0.02 + 0.01 + 0.13 + 0.11 + \\ + 0.03 + 0.02 + 0.02 + 0.005 + 0.004 + 0.005 + 0.05 + \\ + 0.06 + 0.06)$$

$$KD = 0.614$$

Y la pérdida de energía será:

$$hf = (0.614) * \frac{1.645^2}{19.62} = 0.0845 \text{ m}$$

Si sumamos ahora el total de pérdidas a lo largo de la conducción, resulta entonces:

$$Hf = 18.580 + 0.0845 = 18.665 \text{ m}$$

Finalmente, si al desnivel de carga disponible le restamos el total de pérdidas obtendremos la carga disponible en el tanque de recepción :

$$\text{Carga disponible} = 24.90 - 18.665 = 6.235 \text{ m}$$

Con lo anterior podemos concluir que efectivamente, con el tipo y tamaño de tubería empleado, se tiene el mayor número de pérdidas las cuales a la vez no son mayores a la carga disponible, por lo que el funcionamiento hidráulico de la conducción es correcto aún cuando el gasto fuera menor al máximo, ya que disminuirían las pérdidas y se tendría una mayor carga disponible al final de la conducción.

Nuestro siguiente análisis lo haremos con el objeto de evaluar los empujes hidrodinámicos que se producen en los cambios de dirección, los cuales dan lugar a fuerzas de gran magnitud que actúan sobre la tubería y que producen desplazamientos y/o rupturas de la misma en cada cambio de dirección. Estas fuerzas son precisamente las más significativas y las que mayor influencia tienen en el diseño de estructuras tales como los atraques, cuya función principal es la de resistir este tipo de empujes.

La fórmula que se emplea para la obtención de los empujes hidrodinámicos es la denominada de " Impulso y Cantidad de Movimiento", la cuál se deriva de la segunda ley de Newton, e indica que la suma vectorial de todas las fuerzas que actúan sobre una masa de fluido, es igual a la rapidez del cambio del vector lineal cantidad de movimiento de la masa de fluido, es decir:

$$F = \frac{d(Mv)}{dt} \quad (3.18)$$

Considerando un flujo unidimensional, permanente e incompresible, la ecuación anterior se puede expresar como la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre la masa del fluido, en la unidad de tiempo. Las fuerzas externas son de dos tipos:

a) Fuerzas de superficie que actúan sobre la masa del fluido que a su vez pueden ser fuerzas F_p , normales a la frontera de la masa, y que pueden evaluarse en términos de las intensidades de presión sobre la misma, y fuerzas F_t , tangenciales a las fronteras de la masa, que se miden en términos del esfuerzo tangencial sobre la misma.

b) Fuerzas de cuerpo F_c , que generalmente son las debidas al peso propio de la masa del fluido.

Según lo anterior, podemos definir entonces a la ecuación (3.18) como :

$$F_p + F_t + F_c = \Sigma (\rho Q B V) \quad (3.19)$$

Donde:

- F_p = Fuerzas normales a la frontera de la masa.
- F_t = Fuerzas tangenciales a la frontera de la masa.
- F_c = Fuerzas de cuerpo debidas al peso propio de la masa.
- ρ = Densidad del fluido.
- Q = Gasto del fluido.
- B = Coeficiente de Boussinesq.
- V = Vector velocidad media.

Antes de comenzar con el calculo de los empujes que produce el agua sobre la tubería, tomaremos primero en cuenta las siguientes consideraciones, que generalmente se toman como base para el análisis de los empujes hidrodinámicos.

Las fuerzas de superficie F_p se consideran acciones debidas a la presión, las cuáles pueden ser de tipo estático y dinámico; por lo que respecta a las fuerzas F_f debidas al esfuerzo cortante se consideran como la acción de la fricción desde la frontera hacia el líquido, este tipo de fuerzas usualmente son difíciles de evaluar, por lo que generalmente no son tomadas en cuenta.

Por su parte, las fuerzas de cuerpo F_c , en general, son fuerzas debidas al peso del volumen de control y aplicadas en su centro de gravedad.

Debido a que la ecuación (3.19) es una ecuación vectorial, ésta se puede expresar a través de sus componentes:

$$F_{px} + F_{rx} + F_{cx} = \Gamma * \Sigma (Q \delta V_x) \quad (3.19.a)$$

$$F_{py} + F_{ry} + F_{cy} = \Gamma * \Sigma (Q \delta V_y) \quad (3.19.b)$$

$$F_{pz} + F_{rz} + F_{cz} = \Gamma * \Sigma (Q \delta V_z) \quad (3.19.c)$$

De las ecuaciones anteriores, cada producto que integra el término $\Sigma (Q \delta V)$ será un vector con la misma dirección que V y con el sentido que lleva el flujo al pasar sobre la porción de área analizada. El signo que le corresponda en la suma, según la dirección y sentido de " V ", debe afectarse con un signo, que será positivo si el gasto sale del volumen de control o negativo en caso contrario.

Establecemos ahora una ecuación general para cada cambio de dirección, tomando como referencia el esquema de la figura III.8 donde se muestra el volumen de control de un codo formado por dos tramos rectos, con las diferentes fuerzas que actúan sobre él; en dicha figura se considera una longitud unitaria de tubería en cada tramo, para evaluar con mayor facilidad, las fuerzas de cuerpo.

Si establecemos unos ejes X y Y para analizar el volumen de control, resultaría entonces que las ecuaciones (3.19.a) y (3.19.b) quedarían :

En sentido del eje X :

$$-F_1 + p_1 A_1 \cos \alpha - p_2 A_2 \cos \beta = \Gamma Q (V_2 \cos \beta - V_1 \cos \alpha) \quad (3.20)$$

Mientras que en sentido del eje Y :

$$-F_1 - W_1 - W_2 - p_1 A_1 \sin \alpha + p_2 A_2 \sin \beta = \Gamma Q (V_1 \sin \alpha - V_2 \sin \beta) \quad (3.21)$$

Las fuerzas de superficie F_p se consideran acciones debidas a la presión, las cuáles pueden ser de tipo estático y dinámico; por lo que respecta a las fuerzas F_f debidas al esfuerzo cortante se consideran como la acción de la fricción desde la frontera hacia el líquido, este tipo de fuerzas usualmente son difíciles de evaluar, por lo que generalmente no son tomadas en cuenta.

Por su parte, las fuerzas de cuerpo F_c , en general, son fuerzas debidas al peso del volumen de control y aplicadas en su centro de gravedad.

Debido a que la ecuación (3.19) es una ecuación vectorial, ésta se puede expresar a través de sus componentes:

$$F_{px} + F_{rx} + F_{cx} = \Gamma * \Sigma (Q \delta V_x) \quad (3.19.a)$$

$$F_{py} + F_{ry} + F_{cy} = \Gamma * \Sigma (Q \delta V_y) \quad (3.19.b)$$

$$F_{pz} + F_{rz} + F_{cz} = \Gamma * \Sigma (Q \delta V_z) \quad (3.19.c)$$

De las ecuaciones anteriores, cada producto que integra el término $\Sigma (Q\delta V)$ será un vector con la misma dirección que V y con el sentido que lleva el flujo al pasar sobre la porción de área analizada. El signo que le corresponda en la suma, según la dirección y sentido de "V", debe afectarse con un signo, que será positivo si el gasto sale del volumen de control o negativo en caso contrario.

Establecemos ahora una ecuación general para cada cambio de dirección, tomando como referencia el esquema de la figura III.8 donde se muestra el volumen de control de un codo formado por dos tramos rectos, con las diferentes fuerzas que actúan sobre él; en dicha figura se considera una longitud unitaria de tubería en cada tramo, para evaluar con mayor facilidad, las fuerzas de cuerpo.

Si establecemos unos ejes X y Y para analizar el volumen de control, resultaría entonces que las ecuaciones (3.19.a) y (3.19.b) quedarían :

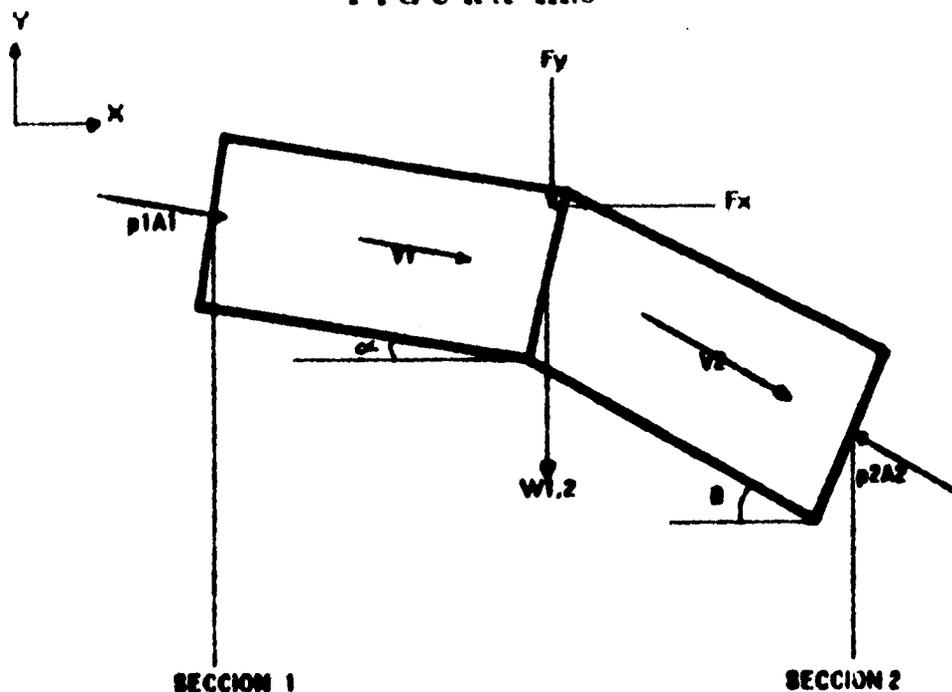
En sentido del eje X :

$$-F_x + p_1 A_1 \cos \alpha - p_2 A_2 \cos \beta = \Gamma Q (V_2 \cos \beta - V_1 \cos \alpha) \quad (3.20)$$

Mientras que en sentido del eje Y :

$$-F_y - W_1 - W_2 - p_1 A_1 \sin \alpha + p_2 A_2 \sin \beta = \Gamma Q (V_1 \sin \alpha - V_2 \sin \beta) \quad (3.21)$$

FIGURA III.8



Donde:

- $F_x =$ Empuje hidrodinámico en sentido X. (Ton)
- $F_y =$ Empuje hidrodinámico en sentido Y. (Ton)
- $p_1 A_1 =$ Empuje total en la sección 1. (Ton)
- $p_2 A_2 =$ Empuje total en la sección 2. (Ton)
- $W_1 =$ Peso del agua del volumen de control. (Ton)
- $W_2 =$ Peso del acero del volumen de control. (Ton)
- $\Gamma =$ Densidad del agua. (Ton s / m)
- $Q =$ Gasto del agua. (m /s)
- $V_1 =$ Velocidad media en la sección 1. (m/s)
- $V_2 =$ Velocidad media en la sección 2. (m/s)
- $\alpha =$ Angulo de inclinación con la horizontal.
- $\beta =$ Angulo con la horizontal en sección 2.

Para poder evaluar las fuerzas F_x y F_y , necesitamos conocer primero las presiones en las secciones 1 y 2, para esto analizaremos el acueducto desde la obra de toma de la presa hasta el primer cambio de dirección vertical del Sifón (Atraque No.1). Plantearemos la ecuación de la energía entre estas dos secciones tomando las pérdidas de energía más significativas, con lo cual podremos evaluar la carga de presión en el cambio de dirección, en base a esto procederemos de la siguiente manera:

Si establecemos el plano horizontal de comparación al nivel 1,000 m.s.n.m., tomando la sección No.0 como el embalse de la presa, donde la carga de presión y de velocidad se consideran despreciables, y como la No.1 el atraque No.1 (Fig. III.9), tenemos:

$$Z_0 = Z_1 + p_1/\rho + \frac{V_1^2}{2g} + \Sigma hf \quad (3.22)$$

Con los datos obtenidos anteriormente:

$$Z_0 = 618.00 \text{ m}, Z_1 = 432.35 + \text{sen}(2.286^\circ) = 432.40 \text{ m}, V_1^2/2g = 0.138 \text{ m}$$

$$618 = 432.40 + P_1/\rho + 0.138 + \Sigma hf \quad (3.23)$$

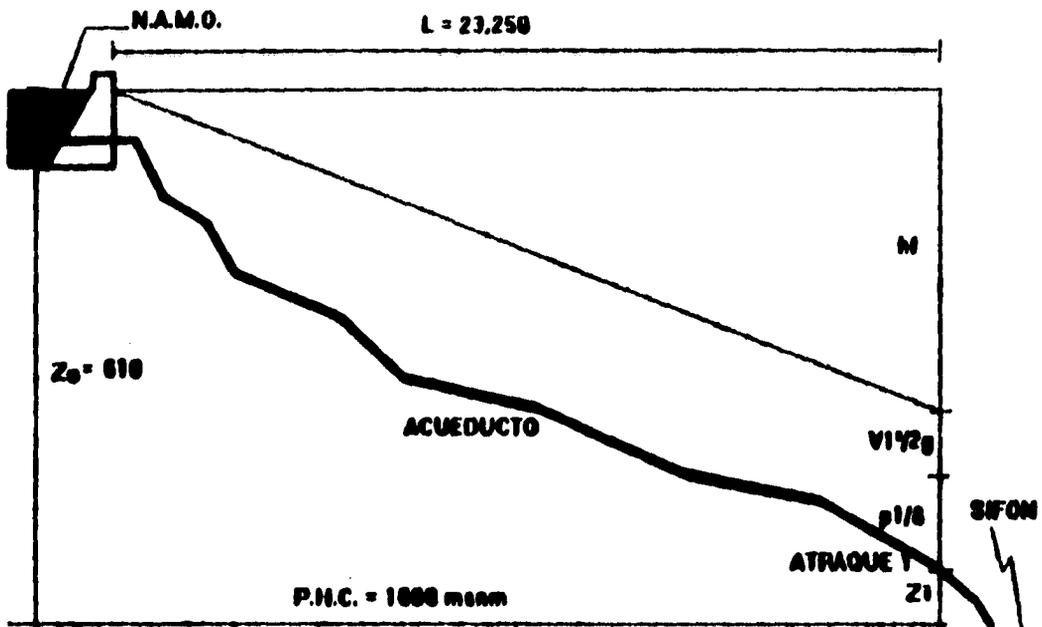
Para obtener la carga de presión en la sección 1, evaluaremos las pérdidas totales más importantes entre la obra de toma hasta dicho punto, las cuáles ya hemos calculado con anterioridad, siendo las siguientes:

Pérdidas por fricción :

$$hf_1 = f * \frac{L_1}{D_1} * \frac{V_1^2}{2g} = (0.0135) * \frac{23250}{1.829} * 0.138$$

$$hf_1 = 11.407 \text{ m}$$

FIGURA III.9



Pérdida por entrada :

$$hf_2 = 0.0095 \text{ m}$$

Pérdidas por reducción :

$$hf_3 = 0.018 \text{ m} \quad hf_4 = 0.032 \text{ m}$$

Pérdidas por cambios de dirección :

$$hf_5 = (0.40 + 0.25 + 0.08 + 0.10 + 0.09) * 0.0664$$

$$hf_5 = 0.0611 \text{ m}$$

Sumando ahora las pérdidas y obteniendo la carga de presión de la sección No.1, resulta:

$$p_1/\rho = 185.60 - 0.138 - (11.407 + 0.0095 + 0.018 + 0.032 + 0.0611)$$

$$p_1/\rho = 173.934 \text{ m}, \quad p_1 = 17.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Una vez conocida la carga de presión en la sección No. 1, podremos evaluar la carga de presión para la sección No.2, que en este caso será la que se encuentra después del cambio de dirección. Para conocerla, haremos uso nuevamente de la ecuación de continuidad entre estas dos secciones, tomando como referencia el esquema de la figura III.8 y de la tabla III.3 donde se ubican cada uno de los elementos de ataque:

$$432.40 + 0.138 + 173.934 = 432.35 - \rho V_2^2 \sin(\theta + \alpha) + 0.138 + p_2/\rho + K_c V_2^2 / 2g$$

Donde:

- θ = Angulo de deflexión en grados.
- p_2/ρ = Carga de presión en la sección No. 2
- $V_2^2/2g$ = Carga de velocidad en la sección No.2
- K_c = Coeficiente de pérdida por codo. = 0.04
- α = Angulo de inclinación con la horizontal = 2.286°

Haciendo operaciones:

$$p_2/\rho = \rho \sin(22.311 + 2.862) + 173.984 - (0.04)(0.138) = 174.404 \text{ m}$$

$$p_2 = 17.44 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación, con los datos obtenidos podemos evaluar los empujes empleando las ecuaciones (3.20 y 3.21), y sabiendo además que por tratarse de una misma sección $A_1 = A_2 = 1.824 \text{ m}^2$, resulta:

En sentido del eje X:

$$\begin{aligned} -F_x + 17.393(1.824)\cos 2.862^\circ - 17.44(1.824)\cos(25.173^\circ) &= \\ = \rho/g * Q (1.644 \cos 25.173^\circ - 1.644 \cos 2.862^\circ) &= \end{aligned}$$

TABLA 111.3
SIFON SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL ACUEDUCTO
PRESA CALDERON - SAN GASPAR.

APOYO DE TUBERIA TIPO	CADENAMIENTO No	ELEVACION (m)	DISTANCIA (m)	ESPESOR (pgs)
MARGEN DERECHA				
CONCRETO-ACERO	12 +	881.85	433.75	
ATRAQUE	1 12 +	909.50	432.35	27.685 1/2 "
SILL SENCILLA	1 12 +	913.10	430.66	3.977 1/2 "
SILL SENCILLA	2 12 +	924.13	425.47	12.190 1/2 "
SILL SENCILLA	3 12 +	935.17	420.28	12.199 1/2 "
SILLETA DOBLE	1 12 +	945.77	415.30	11.709 1/2 "
SILL SENCILLA	4 12 +	958.16	409.28	13.778 1/2 " A 5/8 "
SILL SENCILLA	5 12 +	969.20	404.29	12.115 5/8 "
ATRAQUE	2 12 +	982.50	398.04	14.695 5/8 "
SILL SENCILLA	6 12 +	991.29	393.91	9.712 5/8 "
SILL SENCILLA	7 13 +	2.33	388.72	12.199 5/8 "
SILLETA DOBLE	2 13 +	12.92	383.74	11.702 5/8 "
SILL SENCILLA	8 13 +	25.31	377.92	13.689 5/8 "
SILL SENCILLA	9 13 +	36.36	372.73	12.208 5/8 "
SILL SENCILLA	10 13 +	47.40	367.54	12.199 5/8 "
ATRAQUE	3 13 +	60.50	361.38	14.476 5/8 "
SILL SENCILLA	11 13 +	69.48	357.54	9.767 5/8 "
SILL SENCILLA	12 13 +	80.52	351.97	12.366 5/8 "
SILLETA DOBLE	3 13 +	91.11	346.99	11.702 5/8 "
SILL SENCILLA	13 13 +	103.51	341.16	13.702 5/8 "
SILL SENCILLA	14 13 +	114.55	335.97	12.199 5/8 "
ATRAQUE	4 13 +	126.50	330.36	13.201 5/8 "
SILL SENCILLA	15 13 +	130.36	329.32	3.998 5/8 "
ATRAQUE	5 13 +	141.50	326.31	11.539 5/8 "
SILL SENCILLA	16 13 +	145.23	324.89	3.991 5/8 "
ATRAQUE	6 13 +	155.00	321.18	10.451 5/8 "
SILL SENCILLA	17 13 +	158.40	319.07	4.002 5/8 "
ATRAQUE	7 13 +	168.50	312.81	11.883 5/8 "
SILLETA DOBLE	4 13 +	172.18	309.42	5.003 5/8 " A 3/4 "
ATRAQUE	8 13 +	183.00	299.47	14.699 3/4 "
SILL SENCILLA	18 13 +	184.89	297.93	2.438 3/4 "
SILLETA DOBLE	5 13 +	189.85	291.79	7.893 3/4 "
ATRAQUE	9 13 +	205.74	274.00	23.853 3/4 "

LONGITUD DE TUBERIA EN MARGEN DERECHA	367.222 m
--	------------------

TABLA 111.3
SIFON SOBRE EL RIO SANTIAGO DEL ACUEDUCTO
PRESA CALDERON - SAN GASPAR.
(CONTINUACION)

APOYO DE TUBERIA	CADENAMIENTO	ELEVACION	DISTANCIA	ESPESOR
TIPO	No	(m)	(m)	(pgs)

CAUCE DEL RIO

ATRAQUE	9	13 +	205.74	274.00		3/4 "
PUNTO INFLEX.	1	13 +	215.56	263.08	14.686	3/4 "
PUNTO INFLEX.	2	13 +	239.72	258.65	24.563	3/4 "
PUNTO INFLEX.	3	13 +	263.08	258.41	23.361	3/4 "
PUNTO INFLEX.	4	13 +	276.67	267.67	16.445	3/4 "
ATRAQUE	10	13 +	282.00	274.07	8.329	3/4 "

LONGITUD DE TUBERIA EN CAUCE DEL RIO	87.384 m
---	-----------------

MARGEN IZQUIERDA

ATRAQUE	10	13 +	282.00	274.07		3/4 "
SILL DOBLE	6	13 +	293.57	287.95	18.070	3/4 "
ATRAQUE	11	13 +	298.10	293.39	7.079	3/4 "
SILL SENCILLA	19	13 +	308.50	301.51	13.194	3/4 "
SILL DOBLE	7	13 +	319.31	309.93	13.702	3/4 " A 5/8 "
SILL SENCILLA	20	13 +	324.70	314.14	6.839	5/8 "
ATRAQUE	12	13 +	334.60	321.86	12.554	5/8 "
SILL DOBLE	8	13 +	344.54	332.69	14.700	5/8 "
SILL SENCILLA	21	13 +	352.44	341.14	11.568	5/8 "
ATRAQUE	13	13 +	355.60	344.75	4.798	5/8 "
SILLETA DOBLE	9	13 +	364.76	353.55	12.702	5/8 "
SILL SENCILLA	22	13 +	373.20	361.64	11.691	5/8 "
ATRAQUE	14	13 +	379.60	367.79	8.876	5/8 "
SILL SENCILLA	23	13 +	388.91	375.19	11.893	5/8 "
SILL DOBLE	10	13 +	398.29	384.24	13.034	5/8 " A 1/2 "
SILL SENCILLA	24	13 +	407.07	391.97	11.698	1/2 "
SILL SENCILLA	25	13 +	416.23	400.03	12.201	1/2 "
ATRAQUE	15	13 +	424.10	406.95	10.480	1/2 "
SILL DOBLE	11	13 +	434.26	414.57	12.700	1/2 "
SILL SENCILLA	26	13 +	437.10	416.70	3.550	1/2 "
ATRAQUE	16	13 +	439.50	418.50	3.000	1/2 "

LONGITUD DE TUBERIA EN MARGEN IZQUIERDA	214.330 m
--	------------------

LONGITUD TOTAL DE LA TUBERIA	668.935 m
-------------------------------------	------------------

$$F_x + 31.68 - 28.79 = (1) \cdot (3.0) / 9.81 \cdot (1.488 - 1.642)$$

$$-F_x = -2.892 + (0.306) \cdot (-0.154) = -2.939$$

$$F_x = 2.94 \text{ Ton}$$

Mientras que en el sentido del eje Y :

$$W_1 = 0.7854 \times (1.524 \text{ m})^2 \times 1.0 \text{ m} \times (1.0 \text{ Ton/m}^3) \times 2$$

$$W_1 = 3.648 \text{ Ton}$$

Tubería de acero con espesor $e = 1/2'' = 0.0127 \text{ m}$

$$W_2 = 0.7854 \times ((1.524 + 2 \times 0.0127) - 1.524)^2 \times 1.0 \text{ m} \times (7.8 \text{ Ton/m}^3) \times 2$$

$$W_2 = 0.956 \text{ Ton}$$

Por lo tanto F_y resulta:

$$\begin{aligned} -F_y - 3.648 - 0.956 + 17.394(1.824)\text{sen}2.286^\circ + 17.44(1.824)\text{sen}(25.173^\circ) = \\ = 3.0/9.81 \cdot (-1.644\text{sen}25.173^\circ + 1.644\text{sen}2.862^\circ) \end{aligned}$$

$$-F_y - 4.604 - 1.266 + 13.519 = (0.306)(-0.6172)$$

$$F_y = 7.842 \text{ Ton}$$

Lo anterior nos da una fuerza resultante :

$$F_R = (F_x^2 + F_y^2)^{1/2} = (2.939^2 + 7.842^2)^{1/2}$$

$$F_R = 8.375 \text{ Ton}$$

Con un ángulo de inclinación de:

$$\theta = \text{ang tan}(F_y/F_x) = \text{ang tan}(7.842/2.939)$$

$$\theta = 69.455^\circ$$

Estas fuerzas son las más importantes que se toman en cuenta para el diseño estructural y geométrico de los atraques, además de considerar fuerzas sísmicas y esfuerzos tangenciales que se producen por fricción del fluido con la tubería.

Haciendo las mismas consideraciones para los demás cambios de dirección tenemos :

Atraque No. 4

$$Z_0 = 432.35 - \text{sen } 25.173^\circ = 431.925 \text{ m. } L = 239.773 \text{ m}$$

$$p_0/\& = 174.405 \text{ m. } Z_1 = 330.36 + \text{sen}25.173^\circ = 330.785 \text{ m}$$

$$\alpha = 25.173^\circ, \Theta = 10.06^\circ, \beta = 25.173^\circ + 10.06^\circ = 35.236^\circ$$

$$K = 0.02, \text{ Tubería de acero } e = 5/8" = 0.01588 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.325 \text{ m, } p_1/\& = 275.357 \text{ m, } Z_2 = 330.36 - \text{sen}35.236^\circ = 329.783 \text{ m}$$

$$p_2/\& = 276.217 \text{ m. } W_2 = 1.198 \text{ Ton.}$$

$$F_x = 4.346 \text{ Ton, } F_y = 2.935 \text{ Ton}$$

$$F_R = 5.245 \text{ Ton. } \Theta = 34.031^\circ$$

Atraque No. 5

$$Z_0 = 329.783 \text{ m. } L = 15.537 \text{ m. } p_0/\& = 276.357 \text{ m.}$$

$$Z_1 = 326.31 + \text{sen}15.537^\circ = 326.571 \text{ m. } \alpha = 15.109^\circ, \Theta = 5.697^\circ$$

$$\beta = 15.109^\circ + 5.697^\circ = 20.806^\circ, K = 0.01, e = 5/8" = 0.01588 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.021 \text{ m, } p_1/\& = 279.548 \text{ m. } Z_2 = 326.31 - \text{sen}20.806^\circ = 325.955 \text{ m}$$

$$p_2/\& = 280.163 \text{ m. } W_2 = 1.198 \text{ Ton.}$$

$$F_x = 1.474 \text{ Ton}, \quad F_y = 0.062 \text{ Ton}$$

$$F_R = 1.475 \text{ Ton}, \quad \Theta = 2.413^\circ$$

Atraque No. 6

$$Z_0 = 325.955 \text{ m}, \quad L = 14.442 \text{ m}, \quad p_0/\& = 280.163 \text{ m},$$

$$Z_1 = 321.18 + \text{sen}20.807^\circ = 321.706 \text{ m}, \quad \alpha = 20.807^\circ, \quad \Theta = 10.992^\circ$$

$$\beta = 20.807^\circ + 10.992^\circ = 31.80^\circ, \quad K = 0.02, \quad e = 5/8" = 0.01588 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf = 0.0196 \text{ m}, \quad p_1/\& = 284.563 \text{ m}, \quad Z_2 = 321.18 - \text{sen}31.80^\circ = 320.653 \text{ m}$$

$$p_2/\& = 285.442 \text{ m}, \quad W_2 = 1.198 \text{ Ton},$$

$$F_x = 4.312 \text{ Ton}, \quad F_y = 4.238 \text{ Ton}$$

$$F_R = 6.046 \text{ Ton}, \quad \Theta = 44.506^\circ$$

Atraque No. 7

$$Z_0 = 320.653 \text{ m}, \quad L = 15.884 \text{ m}, \quad p_0/\& = 285.442 \text{ m},$$

$$Z_1 = 312.81 + \text{sen}31.80^\circ = 313.336 \text{ m}, \quad \alpha = 31.80^\circ, \quad \Theta = 10.815^\circ$$

$$\beta = 31.80^\circ + 10.815^\circ = 42.615^\circ, \quad K = 0.02, \quad e = 5/8" = 0.01588 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf = 0.0215 \text{ m}, \quad p_1/\& = 292.736 \text{ m}, \quad Z_2 = 312.81 - \text{sen}42.615^\circ = 312.133 \text{ m}$$

$$p_2/\& = 293.938 \text{ m}, \quad W_2 = 1.198 \text{ Ton},$$

$$F_x = 5.982 \text{ Ton}, \quad F_y = 3.393 \text{ Ton}$$

$$F_R = 6.877 \text{ Ton}, \quad \Theta = 29.564^\circ$$

Atraque No. 8

$$Z_0 = 312.133 \text{ m} , \quad L = 19.703 \text{ m} , \quad p_0/g = 293.938 \text{ m} .$$

$$Z_1 = 299.47 + \text{sen}42.614^\circ = 202.758 \text{ m} , \quad \alpha = 42.614^\circ , \quad \Theta = 5.628^\circ$$

$$\beta = 42.614^\circ + 5.628^\circ = 48.242^\circ , \quad K = 0.01 , \quad e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.0267 \text{ m} , \quad p_1/g = 305.897 \text{ m} , \quad Z_2 = 298.724 \text{ m}$$

$$p_2/g = 307.319 \text{ m} , \quad W_2 = 1.441 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = 3.764 \text{ Ton} , \quad F_y = -1.015 \text{ Ton}$$

$$F_R = 3.898 \text{ Ton} , \quad \Theta = 15.092^\circ$$

El signo negativo del empuje F_y , significa que el sentido propuesto inicialmente es incorrecto, por lo que el sentido real será contrario al propuesto.

Cambio de dirección PI-1

$$Z_0 = 298.724 \text{ m} , \quad L = 48.49 \text{ m} , \quad p_0/g = 307.319 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 263.08 + \text{sen}48.24^\circ = 263.826 \text{ m} , \quad \alpha = 48.24^\circ , \quad \Theta = 38.036^\circ$$

$$\beta = 48.24^\circ - 38.036^\circ = 10.204^\circ , \quad K = 0.13 , \quad e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.0663 \text{ m} , \quad p_1/g = 342.151 \text{ m} , \quad Z_2 = 262.903 \text{ m}$$

$$p_2/g = 343.056 \text{ m} , \quad W_2 = 1.441 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = -20.178 \text{ Ton} , \quad F_y = -40.843 \text{ Ton}$$

$$F_R = 45.555 \text{ Ton} , \quad \Theta = 63.708^\circ$$

El signo negativo de estos empujes, significa que el sentido propuesto inicialmente es incorrecto, por lo que el sentido real será contrario al propuesto.

Cambio de dirección PI-2

$$Z_0 = 262.903 \text{ m} , \quad L = 23.095 \text{ m} , \quad p_0/g = 343.056 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 258.65 + \text{sen}10.204^\circ = 258.827 \text{ m} , \quad \alpha = 10.204^\circ , \quad \Theta = 9.608^\circ$$

$$\beta = 10.204^\circ - 9.608^\circ = 0.586^\circ , \quad K = 0.02 , \quad e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.0313 \text{ m} , \quad p_1/g = 347.10 \text{ m} , \quad Z_2 = 258.640 \text{ m}$$

$$p_2/g = 347.285 \text{ m} , \quad W_2 = 1.441 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = -1.041 \text{ Ton} , \quad F_y = -15.741 \text{ Ton}$$

$$F_R = 15.775 \text{ Ton} , \quad \Theta = 86.217^\circ$$

Cambio de dirección PI-3

$$Z_0 = 258.64 \text{ m} , \quad L = 25.362 \text{ m} , \quad p_0/g = 347.285 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 258.41 + \text{sen}0.586^\circ = 258.42 \text{ m} , \quad \alpha = 0.586^\circ , \quad \Theta = 34.872^\circ$$

$$\beta = 34.872^\circ - 0.59^\circ = 34.286^\circ , \quad K = 0.13 , \quad e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.0344 \text{ m} , \quad p_1/g = 347.471 \text{ m} , \quad Z_2 = 258.973 \text{ m}$$

$$p_2/g = 346.900 \text{ m} , \quad W_2 = 1.441 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = 11.183 \text{ Ton} , \quad F_y = 30.185 \text{ Ton}$$

$$F_R = 32.19 \text{ Ton} , \quad \Theta = 69.672^\circ$$

Cambio de dirección PI-4

$$Z_0 = 258.973 \text{ m} , \quad L = 16.446 \text{ m} , \quad p_0/g = 346.900 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 267.674 - \text{sen}34.282^\circ = 267.111 \text{ m} , \quad \alpha = 34.282^\circ , \quad \Theta = 15.911^\circ$$

$$\beta = 34.282^\circ + 15.911^\circ = 50.193^\circ , \quad K = 0.03 , \quad e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.0223 \text{ m}, p_1/g = 338.740 \text{ m}, Z_2 = 268.442 \text{ m}$$

$$p_2/g = 337.404 \text{ m}, W_2 = 1.441 \text{ Ton.}$$

$$F_x = 11.746 \text{ Ton}, F_y = 7.489 \text{ Ton}$$

$$F_R = 13.931 \text{ Ton}, \theta = 32.518^\circ$$

Atrac No. 11

$$Z_0 = 268.442 \text{ m}, L = 33.478 \text{ m}, p_0/g = 337.404 \text{ m}.$$

$$Z_1 = 293.39 - \text{sen}50.193^\circ = 292.622 \text{ m}, \alpha = 50.193^\circ, \theta = 12.24^\circ$$

$$\beta = 50.193^\circ - 12.24^\circ = 37.953^\circ, K = 0.02, e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.0454 \text{ m}, p_1/g = 313.179 \text{ m}, Z_2 = 294.005 \text{ m}$$

$$p_2/g = 311.793 \text{ m}, W_2 = 1.441 \text{ Ton.}$$

$$F_x = -8.347 \text{ Ton}, F_y = -14.073 \text{ Ton}$$

$$F_R = 16.362 \text{ Ton}, \theta = 59.327^\circ$$

Atrac No. 12

$$Z_0 = 294.005 \text{ m}, L = 46.29 \text{ m}, p_0/g = 311.793 \text{ m}.$$

$$Z_1 = 321.86 - \text{sen}37.954^\circ = 321.245 \text{ m}, \alpha = 37.954^\circ, \theta = 9.512^\circ$$

$$\beta = 37.954^\circ + 9.512^\circ = 47.466^\circ, K = 0.02, e = 3/4" = 0.01905 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.063 \text{ m}, p_1/g = 284.490 \text{ m}, Z_2 = 322.599 \text{ m}$$

$$p_2/g = 283.133 \text{ m}, W_2 = 1.441 \text{ Ton.}$$

$$F_x = 6.06 \text{ Ton}, F_y = 1.112 \text{ Ton}$$

$$F_R = 6.162 \text{ Ton}, \theta = 10.4^\circ$$

Atrique No. 13

$$Z_0 = 322.599 \text{ m} , L = 31.064 \text{ m} , p_0/g = 283.133 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 344.75 - \text{sen}47.466^\circ = 322.599 \text{ m} , \alpha = 47.466^\circ , \Theta = 3.635^\circ$$

$$\beta = 47.466^\circ + 3.635^\circ = 51.101^\circ , K = 0.005 , e = 5/8^\circ = 0.0159 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.042 \text{ m} , p_1/g = 261.677 \text{ m} , Z_1 = 345.528 \text{ m}$$

$$p_2/g = 260.161 \text{ m} , W_1 = 1.198 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = 2.493 \text{ Ton} , F_y = -3.066 \text{ Ton}$$

$$F_R = 3.952 \text{ Ton} , \Theta = 50.884^\circ$$

Atrique No. 14

$$Z_0 = 345.528 \text{ m} , L = 33.269 \text{ m} , p_0/g = 260.161 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 367.79 - \text{sen}43.831^\circ = 367.097 \text{ m} , \alpha = 43.831^\circ , \Theta = 2.483^\circ$$

$$\beta = 43.831^\circ - 2.483^\circ = 41.348^\circ , K = 0.004 , e = 5/8^\circ = 0.0159 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.045 \text{ m} , p_1/g = 238.546 \text{ m} , Z_1 = 368.451 \text{ m}$$

$$p_2/g = 237.192 \text{ m} , W_2 = 1.198 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = -1.105 \text{ Ton} , F_y = -6.413 \text{ Ton}$$

$$F_R = 6.508 \text{ Ton} , \Theta = 80.227^\circ$$

Atraque No. 15

$$Z_0 = 368.451 \text{ m} , \quad L = 59.277 \text{ m} , \quad p_0/g = 237.192 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 406.95 - \text{sen}41.348^\circ = 406.289 \text{ m} , \quad \alpha = 41.348^\circ , \quad \Theta = 4.478^\circ$$

$$\beta = 41.348^\circ - 4.478^\circ = 36.870^\circ , \quad K = 0.005 , \quad e = 1/2" = 0.0127 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.080 \text{ m} , \quad p_1/g = 199.274 \text{ m} , \quad Z_2 = 407.550 \text{ m}$$

$$p_2/g = 198.012 \text{ m} , \quad W_2 = 0.956 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = -1.632 \text{ Ton} , \quad F_y = -6.976 \text{ Ton}$$

$$F_R = 7.165 \text{ Ton} , \quad \Theta = 76.829^\circ$$

Atraque No. 16

$$Z_0 = 407.55 \text{ m} , \quad L = 19.25 \text{ m} , \quad p_0/g = 198.012 \text{ m} ,$$

$$Z_1 = 418.50 - \text{sen}36.87^\circ = 417.90 \text{ m} , \quad \alpha = 36.87^\circ , \quad \Theta = 26.777^\circ$$

$$\beta = 36.87^\circ - 26.777^\circ = 10.093^\circ , \quad K = 0.05 , \quad e = 1/2" = 0.0127 \text{ m}$$

Haciendo operaciones:

$$hf=0.026 \text{ m} , \quad p_1/g = 187.636 \text{ m} , \quad Z_2 = 418.675 \text{ m}$$

$$p_2/g = 186.854 \text{ m} , \quad W_2 = 0.956 \text{ Ton} ,$$

$$F_x = -6.266 \text{ Ton} , \quad F_y = -19.381 \text{ Ton}$$

$$F_R = 20.368 \text{ Ton} , \quad \Theta = 72.082^\circ$$

Con el análisis anterior podemos tener una idea general de los empujes tan grandes que puede producir el agua debido a los cambios bruscos de dirección. Además, tal como lo mencionamos con anterioridad, este tipo de fuerzas son las de mayor importancia en el diseño de las estructuras de atraque.

Por lo que respecta a el empleo de válvulas para garantizar el correcto funcionamiento del Sifón, se colocaron de 3 tipos diferentes: válvulas de admisión y expulsión de aire, surge-check y válvulas de desfogue tipo macho. Las características de cada una de estas válvulas ya las hemos mencionado, por lo que a continuación nos evocaremos básicamente a determinar solo su ubicación y el objetivo principal de la misma.

a) Válvulas de Admisión y Expulsión de Aire (VAEA).

Se colocaron este tipo de válvulas en los puntos topográficos más altos, por ser estas zonas donde puede acumularse el aire y provocar taponamientos en la tubería. Los puntos más altos se encuentran en los cambios de dirección donde se instalaron los atraques No. 1 y 16 (cadenamientos 12 + 909.50 y 13 + 439.50 respectivamente) por lo que en la parte superior de cada atraque se colocó un árbol metálico con tapa de acero que se empleará como registro-hombre para permitir el ingreso de personal para realizar la limpieza y el mantenimiento del Sifón; sobre dichos registros se instalaron dos válvulas de admisión y expulsión de aire, tal como se muestra en la fotografía III.4.



FOTOGRAFIA III.4.-Válvulas de Admisión y Expulsión de Aire (VAEA)
en Margen Derecha atraque No.1

b) Válvulas Surge-Check.

Para asegurar el correcto funcionamiento de las VAEA, en la parte inferior de cada una de estas se instaló una válvula surge-check siendo en total 4 válvulas de este tipo en el tramo comprendido entre los atraques No.1 y el No.16. (cadenamientos 12 + 909.50 y 13 + 439.50 respectivamente) en la fotografía III.5 se muestra un dispositivo o árbol metálico donde se ubicaron dichas válvulas.



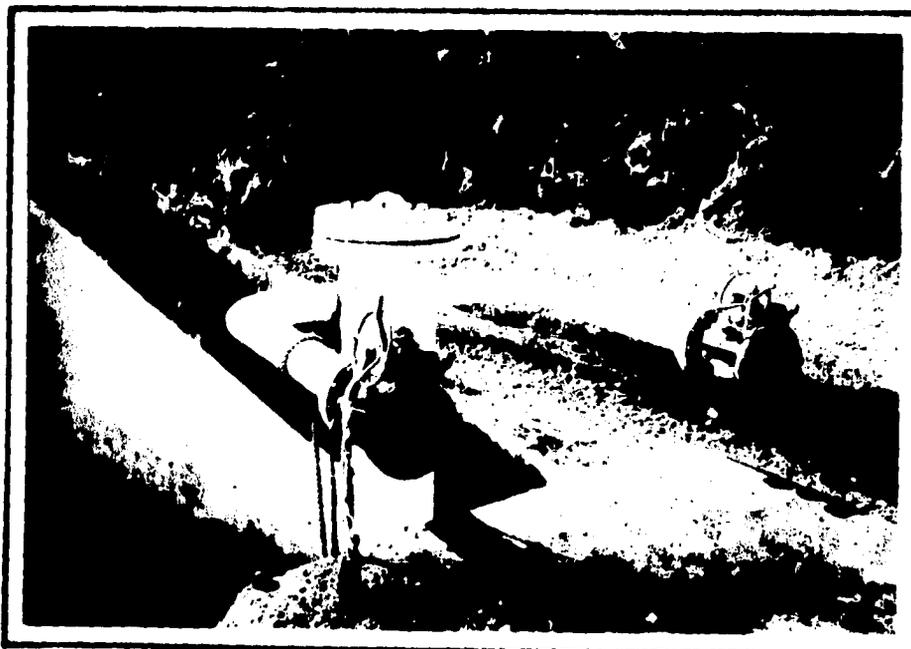
FOTOGRAFIA III.5.- Arbol metálico con VAEA y válvulas surge-check en Margen Derecha Atraque No.1.

c) Válvulas de desfogue tipo "macho".

Este tipo de válvulas se instalaron para los casos en que fuera necesario desaguar el Sifón para realizar alguna reparación o para darle mantenimiento al mismo. Además por ser el cruce con el río Santiago el punto topográfico más bajo del acueducto, es esta zona la más recomendable para realizar el vaciado completo de todo el acueducto. Por lo anterior se colocaron registros-hombre en las zonas cercanas al cauce y sobre éstos dos válvulas de desfogue en cada uno de los registros. (Ver fotografía III.6).

Así mismo, para que el vaciado de la tubería fuera más rápido y se disminuyera a la vez la presión de trabajo para las 4 válvulas colocadas cerca del cauce, fue necesario colocar otras válvulas adicionales en puntos con una elevación mayor a lo largo del Sifón. (Ver fotografía III.7) a continuación se indican las ubicaciones de estas válvulas :

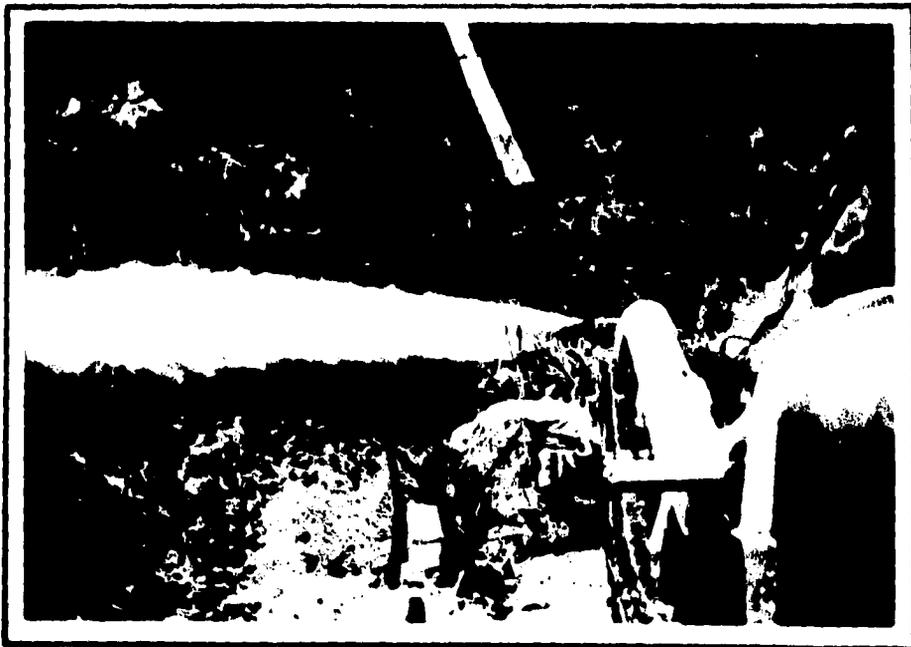
MARGEN	CADENAMIENTO (Km)	ELEVACION (m.s.n.m.)
DERECHA	12 + 998.00	1390.00
DERECHA	13 + 098.00	1344.00
DERECHA	13 + 202.00	1277.50
IZQUIERDA	13 + 285.00	1286.50
IZQUIERDA	13 + 350.00	1337.50
IZQUIERDA	13 + 420.00	1402.00



FOTOGRAFIA III.6.- Arbol metálico con dos válvulas de desfogue tipo "macho" en cauce del río.



FOTOGRAFIA III.7.-Válvulas de desfogue "macho" en nivel intermedio Elev.1344.



FOTOGRAFIA III.8.- Se muestran 2 válvulas de desfogue en operación.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Finalmente para terminar con el análisis del comportamiento hidráulico del Sifón, procederemos a realizar de una manera sencilla y clara, una revisión de los diversos espesores de tubería empleados, los cuales varían de acuerdo a la carga estática que se origina desde el embalse de la presa y debido a la sobrepresión por el golpe de airete. El siguiente análisis es un método comúnmente empleado por los fabricantes de tubería de acero para la revisión de la resistencia de sus tuberías a presión.

Primero consideraremos el esquema de la figura III.10 y analizaremos la margen derecha del Sifón como una tubería de presión, tomando en cuenta que en la parte más baja de dicha margen se encuentra ubicada una válvula de desfogue la cuál una vez que se cierra o se abre bruscamente produce una sobrepresión por efecto del golpe de ariete a lo largo de la tubería hasta llegar al embalse, y son precisamente estas sobrepresiones las que se deben tomar en cuenta a fin de que la tubería sea capaz de soportarlas.

El golpe de ariete es un fenómeno que se presenta debido a una serie de perturbaciones originadas por cambios bruscos de flujo en un conducto a presión y producen variaciones de presión en forma de ondas elásticas que viajan por la tubería.

A continuación iniciaremos el análisis y determinación de los espesores de la tubería evaluando las variaciones de presión debidas al cierre o apertura a partir de la siguiente fórmula:

$$h_{max} = 0.2 * \frac{V * L}{T_c} \quad (3.24)$$

Donde:

h_{max} = Sobrecarga en el extremo de la tubería debido a la maniobra de cierre (m)

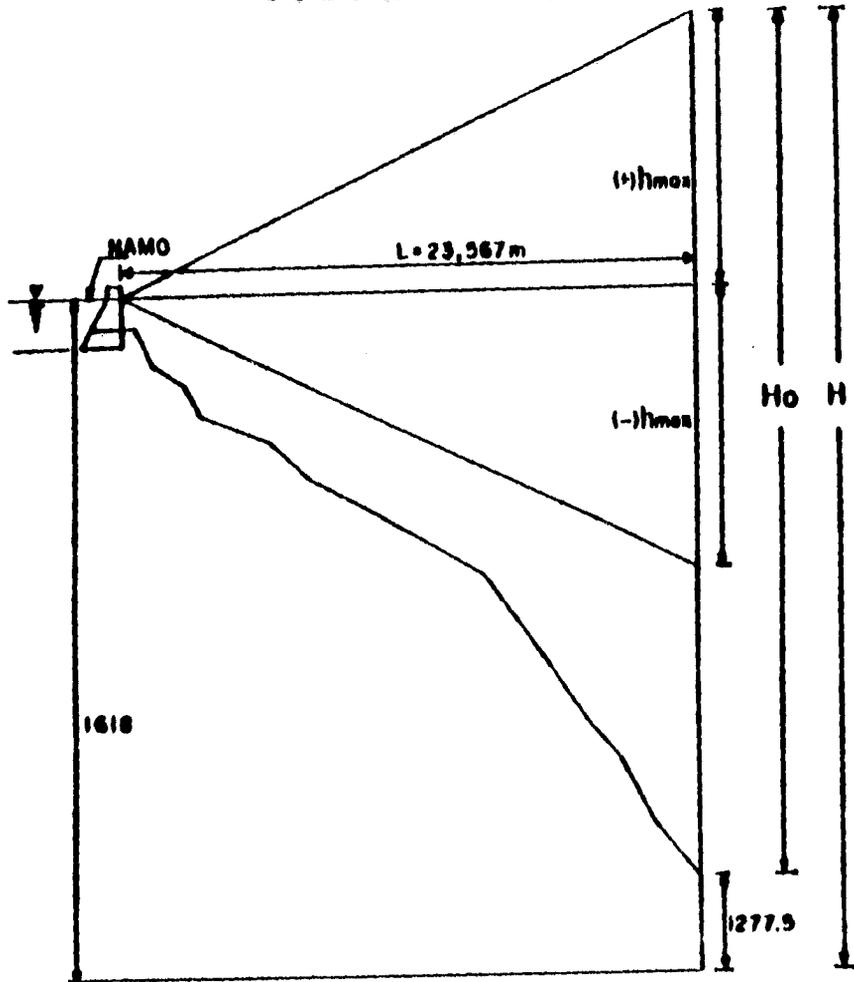
V = Velocidad del agua en la tubería (m/s)

L = Longitud de la tubería (m)

T_c = Tiempo de cierre de la válvula (s)

En nuestro caso resulta que $V = 1.644$ m/s, mientras que la longitud de tubería desde el embalse hasta el sitio donde se ubica la válvula de desfogue es de $L = 10,365 + 13,202$ $L = 23,567$ m, el tiempo de cierre se propondrá inicialmente $T_c = 50$ s y posteriormente se revisará que cumpla con la siguiente desigualdad:

FIGURA III. 10



$$T_c > T/2 \text{ y a su vez } T/2 = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (3.25)$$

Donde:

- T = Periodo de la onda de sobrepresión (s)
- a = Celeridad de la onda de sobrepresión (m/s)

Resulta entonces que:

$$h_{\max} = \frac{0.2 (1.644)(23567)}{50} \quad h_{\max} = 154.97 \text{ m}$$

Conociendo h_{max} podemos determinar la carga total en el extremo de la tubería a través de la fórmula:

$$H = H_o + h_{max} \quad (3.26)$$

Donde:

H = Carga máxima a la salida de la tubería (m)
 H_o = Carga hidrostática en la salida de la tubería (m)

$$H_o = 1,618 - 1,277.50 \quad H_o = 340.50 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$H = 340.50 + 154.97 \quad H = 495.47 \text{ m}$$

Con la carga H puede determinarse el espesor de la tubería requerido a partir de la siguiente expresión:

$$e = 0.05 \frac{H * D}{\zeta * f_a} + c \quad (3.27)$$

Donde :

- e = Espesor de la tubería (mm)
- D = Diámetro de la tubería (mm)
- f_a = Esfuerzo admisible del acero a la tensión (Kg/cm²)
- c = Coeficiente por corrosión, comprendido entre 1 y 3 mm
- ζ = Coeficiente que depende del tipo de junta empleada, para tubos soldados $\zeta = 0.95$.

En nuestro caso y considerando el tipo de acero empleado (A-36 grado A), $f_a = 2,322 \text{ Kg/cm}^2$, y tomando el coeficiente $c = 1.5 \text{ mm}$ resulta:

$$e = 0.05 * \frac{(495.47)(1,524)}{(0.95)(2,322)} + 1.5$$

$$e = 18.6 \text{ mm} \sim 19 \text{ mm}; \quad e = 3/4"$$

Una vez determinado el espesor se calcula la celeridad de la onda de sobrepresión "a" que depende de los parámetros siguientes:

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{E_w D}{E_a e}} \quad (3.28)$$

Donde:

E_w = Módulo de Elasticidad del agua, $E_a = 2.07 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$
 E_a = Módulo de Elasticidad del acero, $E_w = 2.1 \times 10^{10} \text{ Kg/cm}^2$

$$a = \frac{1,425}{1 + \frac{(2.07 \times 10^4)(1524)}{(2.1 \times 10^{10})(19)}}$$

$$a = 1,065 \text{ m/s}$$

Con la celeridad se revisa que $T_c > T/2$

$$T/2 = \frac{2(23,567)}{1,065} \quad T/2 = 44.3 \text{ s}$$

Por lo tanto $T_c > T/2$ lo cual si cumple la desigualdad.

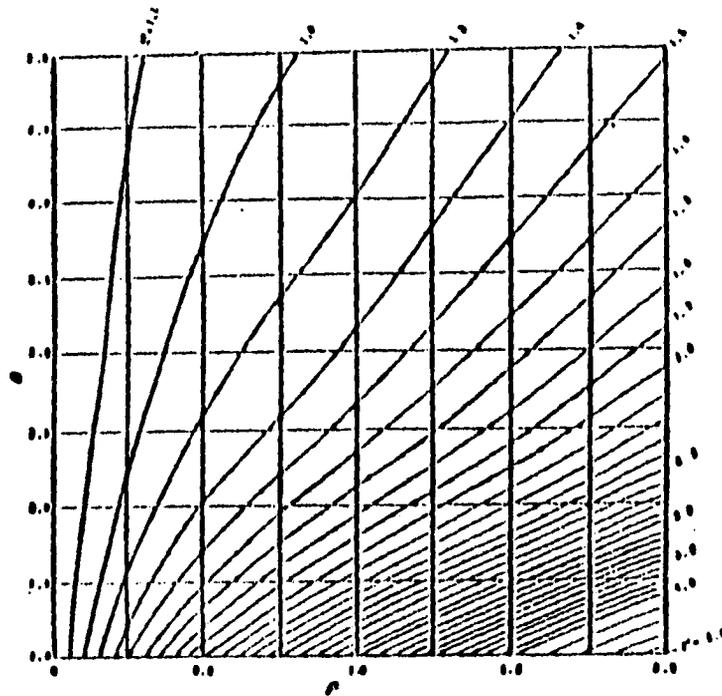
Este mismo problema se puede resolver utilizando la gráfica de Allievi (Figura III.11), para la cuál se requieren los siguientes parámetros:

$$\Gamma = \frac{a * V}{2g * H_0} \quad (3.29)$$

$$\theta = \frac{a * T_c}{2 * L} \quad (3.30)$$

$$z^2 = \frac{H_0 + \Delta h}{H_0} \quad (3.31)$$

FIGURA III. 11



INCREMENTO DE PRESION (Gráfica de Allievi).

Donde:

- Γ = Número de Allievi ó característica de la conducción
- θ = Tiempo relativo de cierre
- z^2 = Presión relativa en la válvula
- H_0 = Carga estática en cada punto (m)
- T_c = Tiempo de cierre (s)
- Δh = Incremento de presión debido al transitorio (m)
- V = Velocidad de la tubería (m/s)

Resulta entonces:

$$\Gamma = \frac{(1065)(1.644)}{(19.62)(340.5)} \quad \Gamma = 0.22$$

$$\theta = \frac{(1065)(50)}{2(23,567)} \quad \theta = 1.13$$

Con los parámetros anteriores y con la figura III.10 obtenemos que $z^2 = 1.5$ entonces:

$$1.5 = \frac{340.50 + \Delta h}{340.50} \quad \text{Es decir } \Delta h = 170.25 \text{ m}$$

Este valor se compara con el h_{\max} calculado al inicio el cual resulta muy parecido, es decir $h_{\max} \sim \Delta h$.

Posteriormente se revisa que el espesor sea el adecuado para soportar las vibraciones por el paso de la corriente de agua, a este respecto se presenta la expresión para valuar el espesor mínimo requerido.

$$e_{\min} = 0.0025D + 1.2 \quad (3.32)$$

$$e_{\min} = 0.0025(1524 \text{ mm}) + 1.2 \quad e_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{En nuestro caso: } e > e_{\min}$$

Una vez conocidos en el extremo o parte baja de la tubería la carga H y el espesor e , se procede a trazar la línea de gradiente de presiones con la expresión:

$$h = 0.2 \frac{V * l}{Tc} \quad (3.33)$$

Donde l = longitud de la tubería desde la entrada hasta la sección donde se desea valuar h . De esta manera se evalúan las diferentes cargas H y espesores e a lo largo de la tubería. A continuación nosotros sólo evaluaremos las zonas donde se presentan los cambios de espesor, primero para la Margen derecha y posteriormente los de la Margen Izquierda.

ATRAQUE No. 8 Cad. 13+183 Elev. 1,299.47 m

$$L = 10365 + 13183 \quad L = 23,548 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23548)}{50} \quad h_{\max} = 154.85 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1299.47 \quad H_o = 318.53 \text{ m}$$

$$H = 318.53 + 154.85 \quad H = 473.38 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(473.38)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 17.8 \text{ mm}$$

$$e = 19 \text{ mm} = 3/4''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/19)} \quad a = 1065 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23548)/1065 = 44.2 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(1065)(1.644)}{(19.62)(318.53)} \quad \Gamma = 0.28$$

$$\theta = \frac{(1065)(50)}{2 (23,548)} \quad \theta = 1.13$$

$$z^2 = 1.5 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 159.26 \text{ m}$$

$$\Delta h = 159.26 \text{ m} \sim h_{\max}$$

ATRAQUE No. 7 Cad. 13+168.5 Elev. 1,312.81 m

$$L = 10365 + 13168.5 \quad L = 23,533.5 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23533.5)}{50} \quad h_{\max} = 154.76 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1312.81 \quad H_o = 305.19 \text{ m}$$

$$H = 305.19 + 154.76 \quad H = 459.95 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(459.95)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 17.3 \text{ mm}$$

$$e = 15.9 \text{ mm} = 5/8''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/15.9)} \quad a = 1022 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23533.5)/1022 = 46.1 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(1022)(1.644)}{(19.62)(305.19)} \quad \Gamma = 0.28$$

$$\theta = \frac{(1022)(50)}{2 (23,533.5)} \quad \theta = 1.08$$

$$z^2 = 1.5 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 152.6 \text{ m}$$

$$\Delta h = 152.6 \text{ m} \sim h_{\max}$$

SILLETA DOBLE No. 1 Cad. 12+945.77 Elev. 1,415.30 m

$$L = 10365 + 12945.77 \quad L = 23,310.77 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23310.77)}{50} \quad h_{\max} = 153.29 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1415.30 \quad H_o = 202.70 \text{ m}$$

$$H = 202.70 + 153.29 \quad H = 355.99 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(355.99)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 13.7 \text{ mm}$$

$$e = 12.7 \text{ mm} = 1/2''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/12.7)} \quad a = 964.7 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23310.77)/964.7 = 48.3 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(964.7)(1.644)}{(19.62)(202.70)} \quad \Gamma = 0.39$$

$$\theta = \frac{(964.7)(50)}{2 (23,310.77)} \quad \theta = 1.03$$

$$z^2 = 1.8 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 162.2 \text{ m}$$

$$\Delta h = 162.2 \text{ m} \sim h_{\max}$$

Ahora para la Margen izquierda haremos las mismas consideraciones iniciando los cálculos en la parte más baja, resulta entonces:

SILLETA SENCILLA No. 19 **Cad. 13+308.50** **Elev. 1,301.51 m**

$$L = 10365 + 13308.50 \quad L = 23,673.50 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23673.50)}{50} \quad h_{\max} = 155.67 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1301.51 \quad H_o = 316.49 \text{ m}$$

$$H = 316.49 + 155.67 \quad H = 472.17 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(472.17)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 17.8 \text{ mm}$$

$$e = 19 \text{ mm} = 3/4''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/19)} \quad a = 1065 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23673.5)/1065 = 44.4 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(1065)(1.644)}{(19.62)(316.49)} \quad \Gamma = 0.28$$

$$\theta = \frac{(1065)(50)}{2 (23,673.5)} \quad \theta = 1.1$$

$$z^2 = 1.5 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 158.25 \text{ m}$$

$$\Delta h = 158.25 \text{ m} \sim h_{\max}$$

SILLETA SENCILLA No. 20 Cad. 13+324.70 Elev. 1,314.14 m

$$L = 10365 + 13324.70 \quad L = 23,689.70 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23689.70)}{50} \quad h_{\max} = 155.78 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1314.14 \quad H_o = 303.86 \text{ m}$$

$$H = 303.86 + 155.78 \quad H = 459.64 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(459.64)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 17.3 \text{ mm}$$

$$e = 15.8 \text{ mm} = 5/8''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/15.8)} \quad a = 1020 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23689.7)/1020 = 46.4 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(1020)(1.644)}{(19.62)(303.86)} \quad \Gamma = 0.28$$

$$\theta = \frac{(1020)(50)}{2 (23,689.7)} \quad \theta = 1.08$$

$$z^2 = 1.5 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 151.93 \text{ m}$$

$$\Delta h = 151.93 \text{ m} \sim h_{\max}$$

SILLETA SENCILLA No. 23 Cad. 13+388.91 Elev. 1,375.19 m

$$L = 10365 + 13388.91 \quad l = 23,753.91 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23753.91)}{50} \quad h_{\max} = 156.20 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1375.19 \quad H_o = 242.81 \text{ m}$$

$$H = 242.81 + 156.20 \quad H = 399.02 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(399.02)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 15.2 \text{ mm}$$

$$e = 15.8 \text{ mm} = 5/8''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/15.8)} \quad a = 1020 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23753.91)/1020 = 46.6 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(1020)(1.644)}{(19.62)(242.81)} \quad \Gamma = 0.35$$

$$\theta = \frac{(1020)(50)}{2 (23,753.91)} \quad \theta = 1.07$$

$$z^2 = 1.6 \quad \text{por lo tanto} \quad \bullet h = 145.70 \text{ m}$$

$$\bullet h = 145.70 \text{ m} \sim h_{\max}$$

SILLETA SENCILLA No. 24 Cad. 13+407.07 Elev. 1,391.97 m

$$L = 10365 + 13407.07 \quad L = 23,772.07 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23772.07)}{50} \quad h_{\max} = 156.33 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1391.97 \quad H_o = 226.03 \text{ m}$$

$$H = 226.03 + 156.33 \quad H = 382.36 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(382.36)(1.524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 14.5 \text{ mm}$$

$$e = 12.7 \text{ mm} = 1/2''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/12.7)} \quad a = 964.7 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23772.07)/964.7 = 49.3 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(964.7)(1.644)}{(19.62)(226.03)} \quad \Gamma = 0.36$$

$$\theta = \frac{(964.70)(50)}{2 (23,772.07)} \quad \theta = 1.01$$

$$z^2 = 1.7 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 158.22 \text{ m}$$

$$\Delta h = 158.22 \text{ m} \sim h_{\max}$$

ATRAQUE No. 16 Cad. 13+439.50 Elev. 1,418.50 m

$$L = 10365 + 13439.50 \quad L = 23,804.50 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{(1.644)(23804.50)}{50} \quad h_{\max} = 156.54 \text{ m}$$

$$H_o = 1,618 - 1418.5 \quad H_o = 199.5 \text{ m}$$

$$H = 199.50 + 156.54 \quad H = 356.04 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \frac{(356.04)(1,524)}{0.95 (2,322)} + 1.5 \quad e = 13.8 \text{ mm}$$

$$e = 12.7 \text{ mm} = 1/2''$$

$$a = \frac{1425}{1 + 0.00985(1524/12.7)} \quad a = 964.7 \text{ m/s}$$

$$T/2 = 2(23804.50)/964.7 = 49.4 \text{ s} \quad T_c > T/2$$

$$\Gamma = \frac{(964.7)(1.644)}{(19.62)(199.50)} \quad \Gamma = 0.41$$

$$\theta = \frac{(964.70)(50)}{2 (23,804.50)} \quad \theta = 1.01$$

$$z^2 = 1.8 \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta h = 159.60 \text{ m}$$

$$\Delta h = 159.60 \text{ m} \sim h_{\max}$$

CAPITULO IV

" PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO " .

IV.1. ESTUDIOS PRELIMINARES.

IV.2. CONSTRUCCION DE CAMINOS DE ACCESO.

IV.3. CONSTRUCCION DE APOYOS PARA LA TUBERIA.

IV.4. INSTALACION DE LA TUBERIA EN LAS MARGENES.

IV.5. INSTALACION DE LA TUBERIA DEBAJO DEL CAUCE.

IV.6. PROTECCION DE TALUDES.

IV.1. ESTUDIOS PRELIMINARES.

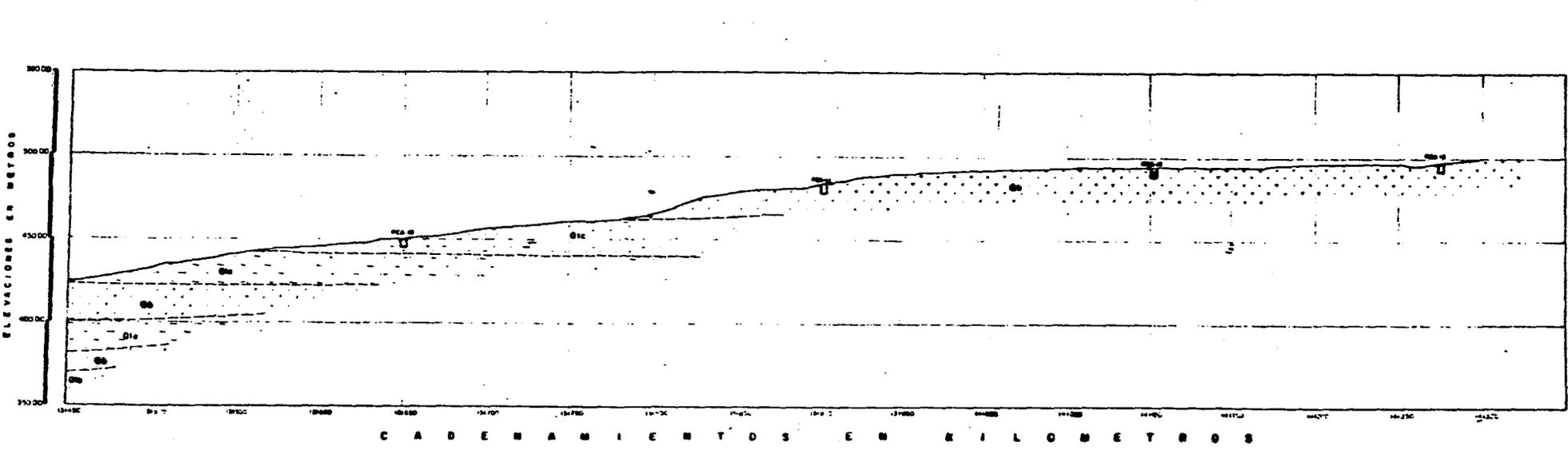
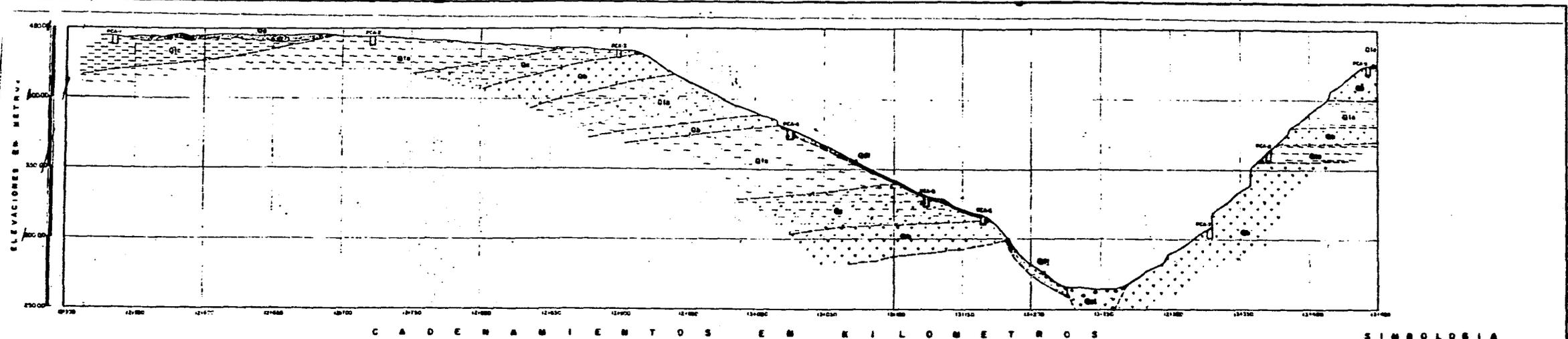
Es indispensable siempre antes de realizar algún proyecto e inclusive antes de iniciar los trabajos de construcción de cualquier obra, realizar estudios preliminares que nos permitan conocer a mayor detalle las características del lugar, dichos estudios son básicamente de dos tipos: Geológicos y Topográficos.

Con un estudio topográfico podemos definir principalmente la configuración del sitio, podemos determinar cuales son las zonas de mayor o menor pendiente, la localización de zonas que permitan ser utilizadas como acceso al sitio en cuestión, los sitios para ubicación de maquinaria y equipo, etc. Así mismo en base a este estudio se determinaron las secciones que requerían excavación y/o terraplén de los taludes de ambas márgenes donde se ubicaría la tubería.

Por medio de un estudio Geológico se determinan las diferentes formaciones geológicas y los tipos de rocas que conforman las cañadas y el río, dicho estudio se realizó en base a sondeos o pozos a cielo abierto con una profundidad de hasta 20 m. En el plano IV.1 se presenta un perfil estratigráfico del sitio del cruce, con los diferentes tipos de rocas existentes.

En el plano antes mencionado se puede observar que sobre la margen derecha se presentan principalmente basaltos con espesores variables entre 10 y 20 m. Así mismo en la parte superior de dicha margen se encontraron boleos de basalto con un diámetro hasta de 2 m, estos boleos se hallaban empacados en arcilla, y bajo estos se observa una capa de toba arcillosa. Por su parte en la zona del cauce del río se encontraron depósitos aluviales principalmente boleos, gravas y arenas hasta una profundidad aproximada de 6 m. Mientras que en la margen izquierda su composición geológica está formada por basaltos y tobas con espesores entre los 10 y los 20 m y en algunas zonas con problemas de desprendimiento.

Una vez determinados y analizados perfectamente estos aspectos se procedió a la planeación y determinación del procedimiento constructivo a emplear.



- S I M B O L O S I A**
- ARENOSAS CON ARCILLA
 - ARENOSAS CON CONCHAS Y FOSILES
 - ARENOSAS
 - ARENOSAS CALCAREAS
 - ARENOSAS CON CONCHAS
 - ARENOSAS CON CONCHAS
 - ARENOSAS
 - ARENOSAS
 - ARENOSAS

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN GEOMECANICA	
CATEDRA DE GEOMECANICA	
TRABAJO DE INVESTIGACION	
TITULO DE INGENIERO EN GEOMECANICA	
PUNTO DE ENTREGA DEL DISEÑO DEL ACERTEJO	
PUNTO CALABAZA - SAN GABRIEL DEL SUR	
CARRERA DE INGENIERIA EN GEOMECANICA	

FALLA DE ORIGEN

IV.2.- CAMINOS DE ACCESO

Para llegar con la maquinaria y personal necesario para la ejecución de la obra, fue necesario primero la construcción de caminos de acceso que permitieran la entrada al sitio exacto del Sifón tanto de todo el equipo, como de los materiales y de la mano de obra.

Por la Margen izquierda se realizaron varios caminos que se utilizaron tanto para la construcción del Sifón como del acueducto, ya que éstos unían a la carretera de Tonalá a Matatlán, que fue uno de los acceso principales, con el trazo del acueducto en el cadenamamiento 15 + 500 del segundo tramo. La mayoría de estos caminos se realizaron con la finalidad adicional de utilizarlos como caminos de operación y mantenimiento de todo el acueducto.

Por la Margen derecha se realizaron un mayor número de acceso, debido a que por esta margen se trasladó a la maquinaria y equipo necesarios para realizar el desvío del río, para la colocación de la tubería por debajo del cauce. Estos caminos se diseñaron con una pendiente máxima del 30% y con un ancho lo suficientemente amplio para permitir el acceso de grúas sobre orugas y tractores del tipo D-8.

La finalidad principal de la construcción de estos acceso tal como lo comentamos con anterioridad, fue el de permitir la llegada de equipo y maquinaria hasta el cauce del río, sin embargo por motivos de retraso en el programa de obra, se realizaron otros más que se emplearon para la colocación de tubería sobre las laderas de la margen derecha mediante el empleo de grúas y tiendetubos.

Con la realización de estos caminos se logró reducir considerablemente el tiempo de ejecución de los trabajos de excavación y facilitar el acceso tanto de personal como de equipo y maquinaria durante el período de ejecución de los demás trabajos, así mismo se emplearon como acceso para el personal encargado del mantenimiento del acueducto. En la fotografía IV.1 se observan algunos de los caminos de acceso de la Margen derecha.



FOTOGRAFIA IV.1.- Caminos de acceso en la Margen Derecha.

IV.3. CONSTRUCCION DE APOYOS PARA LA TUBERIA .

Para la fijación de la tubería de acero sobre las laderas de ambas márgenes, se construyeron atraques y silletas de concreto reforzado cuya función principal es de servir como apoyos para soporte de la tubería y para permitir el libre deslizamiento de la misma ante cambios de temperatura.

Primeramente trataremos de enunciar las función de cada uno de estos elementos, sus características geométricas y procedimiento constructivo, para una mejor comprensión.

IV.3.1 ATRAQUES DE CONCRETO.

Debido a los empujes hidrodinámicos que produce el agua en movimiento al presentarse un cambio de dirección en el trazo de la conducción, se diseñaron atraques de concreto que permitieran soportar dichos empujes. Estos elementos estructurales se construyeron de concreto reforzado con un $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y se anclaron al terreno sobre roca firme por medio de anclas de fricción de acero de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro, dichas anclas se fijaron a la roca con mortero con un $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ alrededor de una barrenación realizada con un diámetro de 2". En la fotografía IV.2 se muestra un detalle del armado del Atraque No.2.

En la parte superior de estos elementos se colocaron placas de acero de $\frac{1}{2}$ " de espesor soldadas a la anclas de fricción, y la tubería se fijó a dichas placas por medio de anillos de refuerzo soldados en el perímetro de la tubería. La fotografía IV.3 muestra el proceso de soldadura de uno de los anillos de refuerzo.

Las dimensiones de cada Atraque varían dependiendo de la magnitud del cambio de dirección y de la longitud de tubería entre cada cambio de dirección, en el plano IV.2 se indican con detalle la geometría y dimensiones de cada algunos de estos elementos así como el detalle de los anillos de refuerzo.

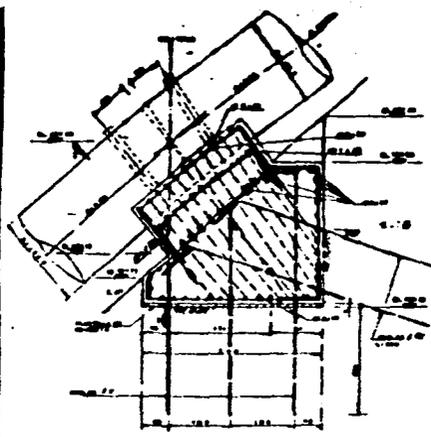
En la margen derecha del río se diseñaron 9 atraques, y 7 más para la margen izquierda. Inicialmente en proyecto se tenía contemplado la construcción de los 16 atraques, dos de los cuáles se encontraban muy cercanos al cauce del río (atraques 9 y 10); en virtud de que la tubería a colocar por debajo del cauce llevaría un encamisado de concreto, se decidió alargar la longitud de éste mediante la construcción de dentellones uno de cada lado, para evitar que la corriente del río pudiera dañar la tubería en épocas de avenidas. Por lo anterior se observó que no era necesaria la construcción de los dos atraques cercanos al cauce, ya que los dentellones de concreto harían la función de estos. (Ver Atraque tipo ya terminado en Fotografía IV.4).



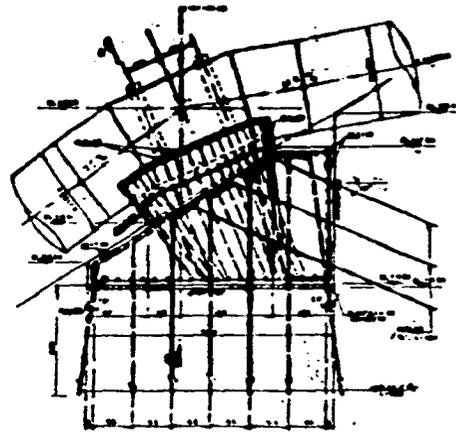
FOTOGRAFIA IV.2.- Detalle de armado del Atraque No.2



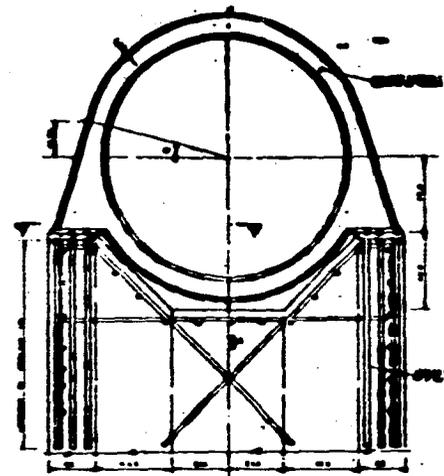
FOTOGRAFIA IV.3.- Se observa el proceso de soldadura de un anillo de refuerzo.



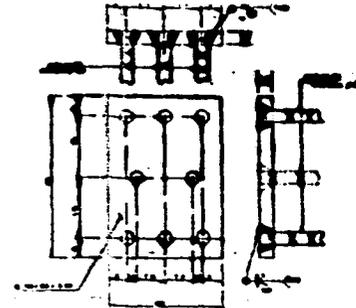
CORTE LONGITUDINAL
A-A



CORTE LONGITUDINAL
B-B

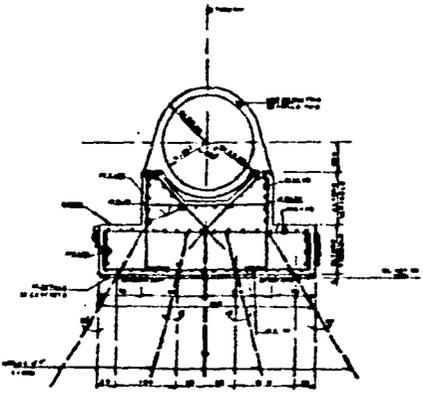


GEOMETRIA DEL ARCO
C-C

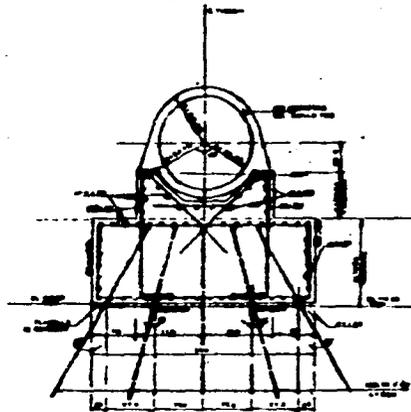


DETALLE
D-D

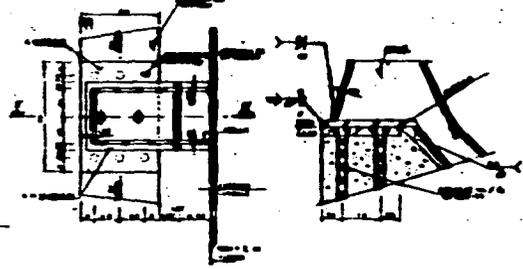
CODIFICACION DE		SÍMBOLOS	
NUMERO	DESCRIPCION	NUMERO	DESCRIPCION
1	...	1	...
2	...	2	...
3	...	3	...
4	...	4	...
5	...	5	...
6	...	6	...
7	...	7	...
8	...	8	...
9	...	9	...
10	...	10	...
11	...	11	...
12	...	12	...
13	...	13	...
14	...	14	...
15	...	15	...
16	...	16	...
17	...	17	...
18	...	18	...
19	...	19	...
20	...	20	...
21	...	21	...
22	...	22	...
23	...	23	...
24	...	24	...
25	...	25	...
26	...	26	...
27	...	27	...
28	...	28	...
29	...	29	...
30	...	30	...
31	...	31	...
32	...	32	...
33	...	33	...
34	...	34	...
35	...	35	...
36	...	36	...
37	...	37	...
38	...	38	...
39	...	39	...
40	...	40	...
41	...	41	...
42	...	42	...
43	...	43	...
44	...	44	...
45	...	45	...
46	...	46	...
47	...	47	...
48	...	48	...
49	...	49	...
50	...	50	...
51	...	51	...
52	...	52	...
53	...	53	...
54	...	54	...
55	...	55	...
56	...	56	...
57	...	57	...
58	...	58	...
59	...	59	...
60	...	60	...
61	...	61	...
62	...	62	...
63	...	63	...
64	...	64	...
65	...	65	...
66	...	66	...
67	...	67	...
68	...	68	...
69	...	69	...
70	...	70	...
71	...	71	...
72	...	72	...
73	...	73	...
74	...	74	...
75	...	75	...
76	...	76	...
77	...	77	...
78	...	78	...
79	...	79	...
80	...	80	...
81	...	81	...
82	...	82	...
83	...	83	...
84	...	84	...
85	...	85	...
86	...	86	...
87	...	87	...
88	...	88	...
89	...	89	...
90	...	90	...
91	...	91	...
92	...	92	...
93	...	93	...
94	...	94	...
95	...	95	...
96	...	96	...
97	...	97	...
98	...	98	...
99	...	99	...
100	...	100	...



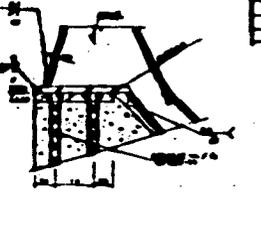
CORTE 1-1



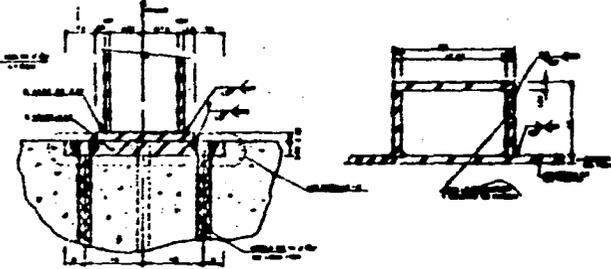
CORTE 2-2



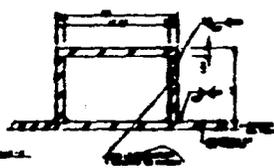
CORTE 3-3



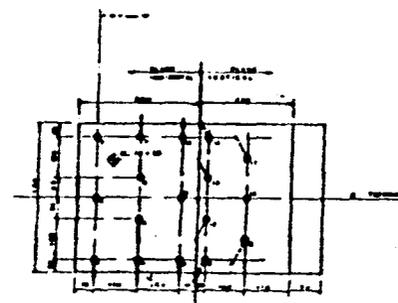
CORTE 4-4



DETALLE 1

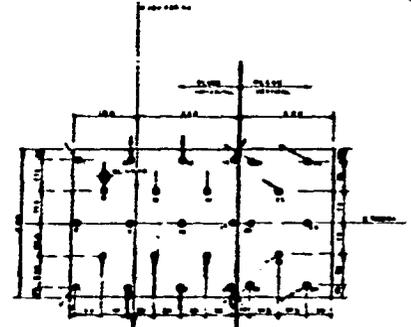


DETALLE 2



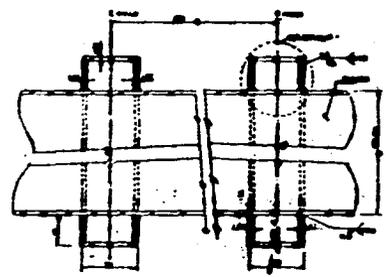
PATRON DE ANCLAJE

TIPO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



PATRON DE ANCLAJE

TIPO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



PATRON DE ANCLAJE

NOTAS GENERALES
 1. Este proyecto es el resultado de un estudio de campo y de laboratorio.
 2. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 3. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 4. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 5. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 6. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 7. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 8. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 9. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.
 10. Se han considerado los factores de seguridad de acuerdo con el código de diseño.

DETALLES DEL REFORZAMIENTO

BANCAOS EN ESTADOS

U. N. A. M.
 FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE LOS EDIFICIOS 1974

ALUMNO: ...

FECHA: ...

PROFESOR: ...



FOTOGRAFIA IV.4.- Ataque tipo ya terminado.

IV.3.2 JUNTAS DE EXPANSION

Por tratarse de una tubería superficial y para permitir el libre deslizamiento de la tubería por dilatación o contracción de la misma ante cambios de temperatura, se colocaron juntas de expansión o de dilatación a lo largo de la misma, estas juntas tienen un funcionamiento similar al empleado en los telescopios, es decir, que permiten el deslizamiento de uno de los extremos de la tubería dentro del otro. En cada extremo se soldaron unos anillos metálicos de refuerzo que se funcionaron como bridas las cuales se unieron entre sí mediante pernos o tornillos tal como se observa en la fotografía No.IV.5.

A lo largo de la tubería de acero se instalaron 14 juntas de dilatación, correspondiendo su ubicación siempre una entre cada dos atraques, esto debido a que estos últimos no permiten desplazamientos en ninguna dirección.



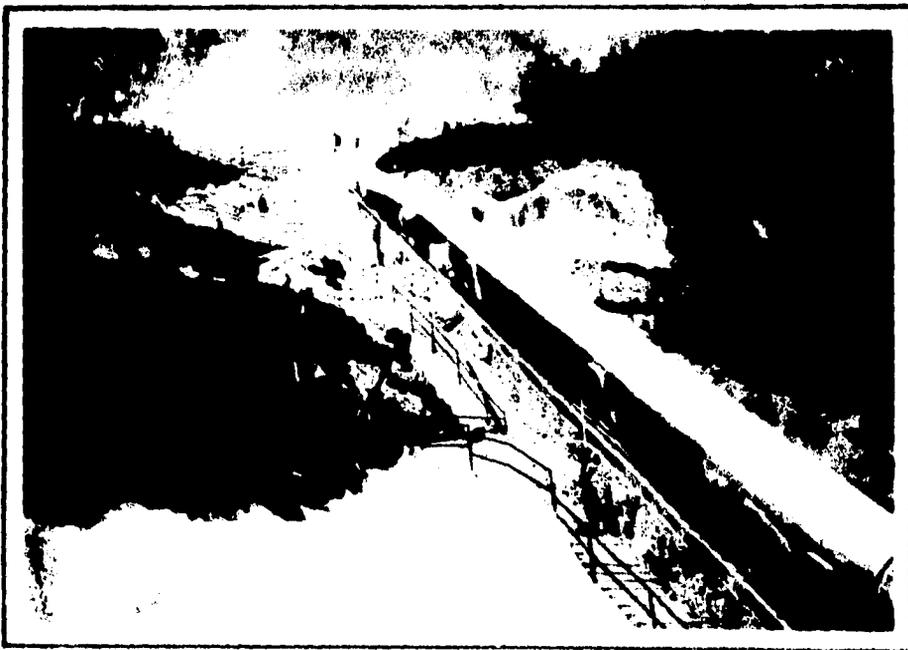
FOTOGRAFIA IV.5. Detalle de una junta de expansión (Junta No. 12)

IV.3.3. SILLETAS SENCILLAS.

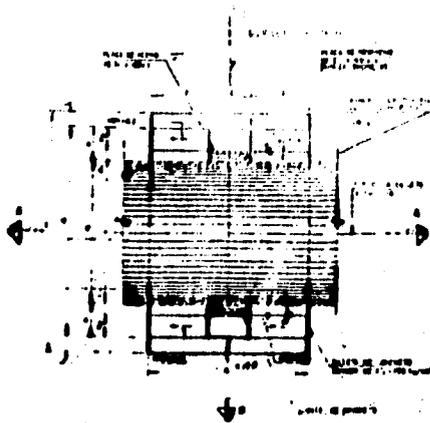
Este tipo de estructuras se colocaron para soportar el peso de la tubería y evitar posibles problemas por flexión en la misma por el peso del agua y de la misma tubería. Las siletas sencillas se colocaron entre atraques y juntas de expansión a una separación máxima de 30 m, siendo 25 siletas sencillas en total a lo largo de todo el Sifón.

Estas estructuras se fijaron de manera similar a los atraques, es decir, sobre roca firme por medio de anclas de acero. Para permitir que la tubería pueda deslizarse libremente debido a los cambios de temperatura, en los hombros de estas siletas se colocaron placas de neopreno de diferentes espesores, dependiendo éste del peso de la tubería. En la fotografía IV.6 se muestran dos siletas sencillas ubicadas entre el Atraque No. 15 y la Junta de expansión No. 13.

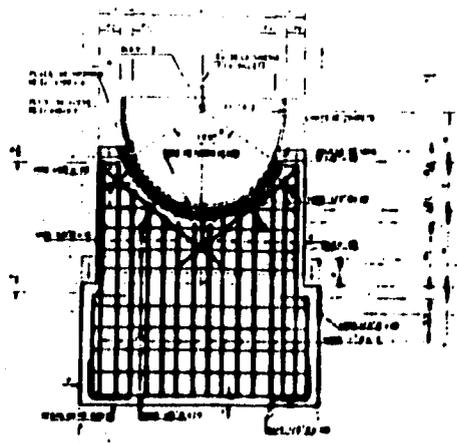
La geometría de cada una de estas estructuras quedó definida según las condiciones topográficas del sitio de ubicación y de las condiciones geométricas del trazo. En el plano IV.3. se muestran las características geométricas de cada una de ellas.



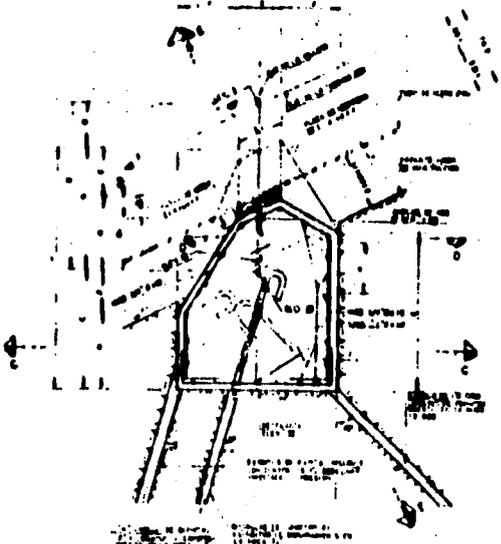
FOTOGRAFIA IV.6.- Se observan las siletas sencillas No. 24 y 25 en la Margen izquierda entre el Atraque No.15 y la Junta No.13.



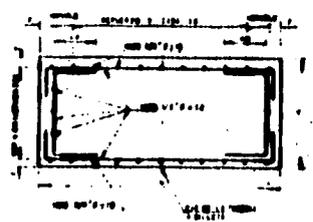
PLANTA



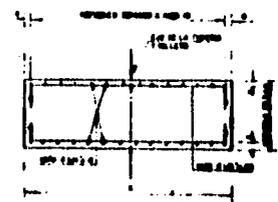
CORTE B-B



CORTE A-A



CORTE C-C



CORTE D-D



DETALLE ANCLA

DISTRIB

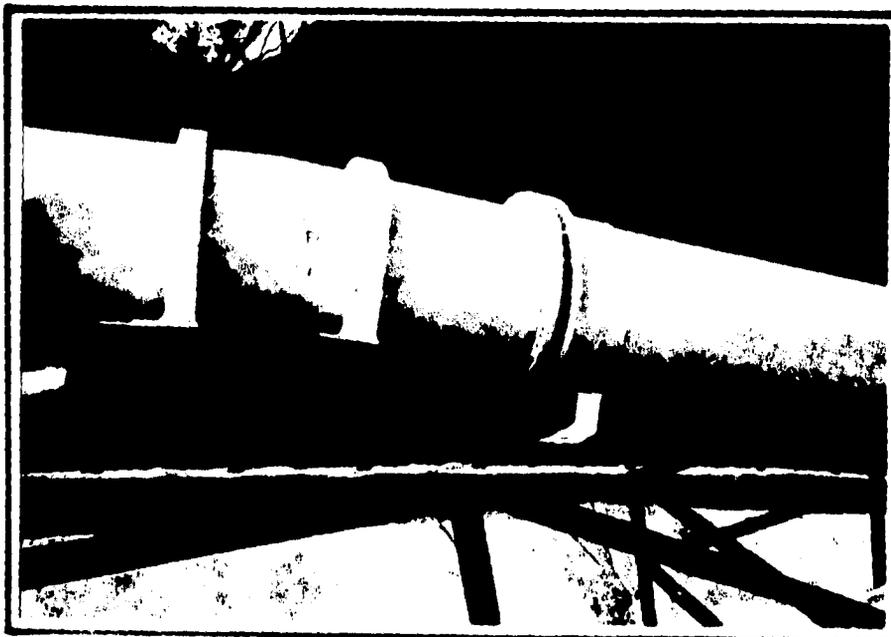
DIMENSIONES GENERALES																														
ESTERIOR	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
...

FALLA DE OR

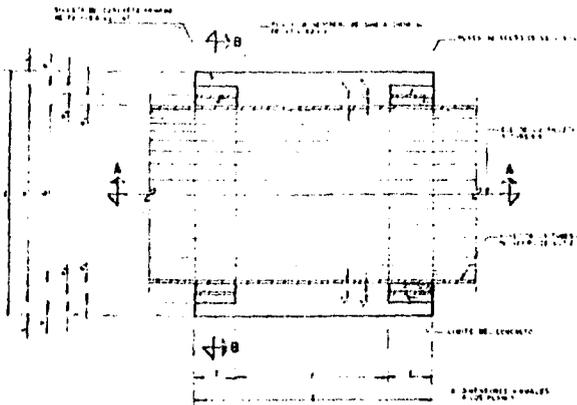
IV.3.4 SILLETAS DOBLES.

Se colocaron además silleas dobles de concreto para soportar el peso de la tubería y el de las juntas de expansión. Estas se colocaron precisamente a los lados de 11 juntas de expansión para el soporte de las mismas y del peso de la tubería, en las 3 juntas de expansión restantes no fue necesaria la instalación de silleas dobles debido a la cercanía de las mismas con un atraque, por lo que en su lugar se instalaron silleas sencillas. (Ver Fotografía IV.7 donde se muestra una junta de expansión cercana a un atraque).

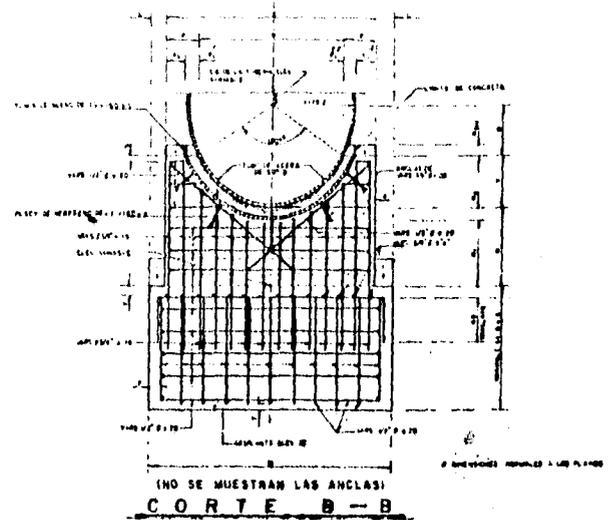
Para su construcción se fijaron dichas estructuras sobre roca mediante anclas de fricción de 1 1/2" de diámetro y sobre los hombros de dichas silleas se colocaron también placas de neopreno para permitir las contracciones o dilataciones de la tubería al presentarse cambios bruscos de temperatura. En el plano IV.4 se presentan con mayor detalle las características geométricas de dichas silleas.



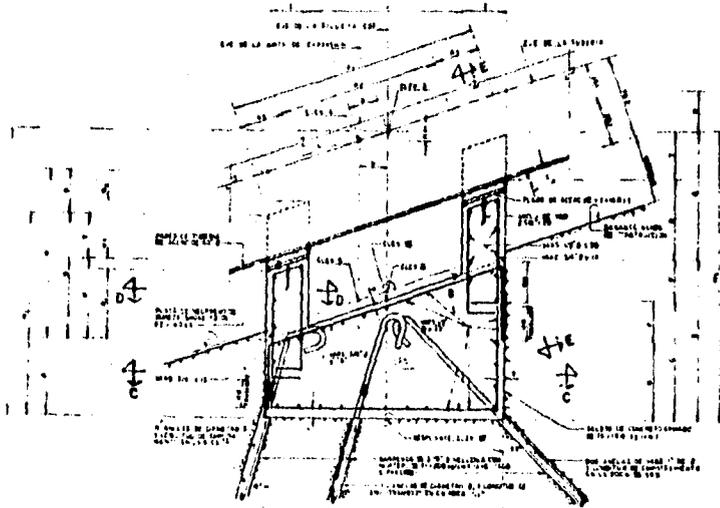
FOTOGRAFIA IV.7.- Junta de expansión cercana a un atraque donde se instaló una sileta sencilla en lugar de una sileta doble.



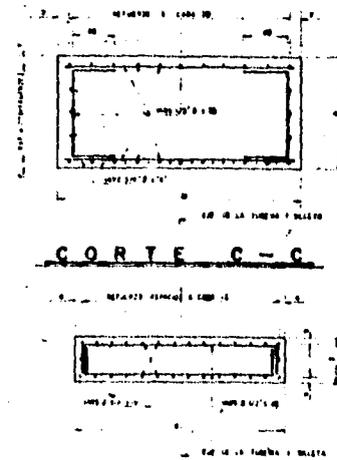
P L A N T A



(NO SE MUESTRAN LAS ANCLAS)
C O R T E B - B

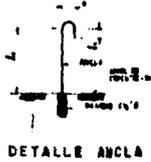


C O R T E A - A



C O R T E C - C

C O R T E D - D



DETALLE ANCLA

DISTRIB

ESPACIOS		ELEVACIONES		DIMENSIONES GENERALES																											
...	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
...

FOLIO DE DIMENSIONES

IV.4. INSTALACION DE LA TUBERIA EN LAS MARGENES.

Para la colocación de la tubería sobre las laderas adyacentes al cauce del río se empleo un sistema similar al de la instalación de tuberías de presión de los proyectos hidroeléctricos, el cuál consistió básicamente en lo siguiente:

En los extremos adyacentes a las excavaciones realizadas en las márgenes para la colocación de las silletas y atraques, se construyó una base de mampostería de altura variable a lo largo de ambas márgenes. En la parte superior de dichas bases se construyó una dala de concreto con un $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ reforzado con varillas de acero de $1/2"$, sobre las dalas se colocaron rieles de acero de 60 lbs/yd y se anclaron a la dala mediante grapas de sujeción y tornillos a cada metro. A todo este sistema se le denominó "VIA DE LANZADO" debido a que por medio de este sistema se llevaría a cabo el descenso o el "lanzado" de los tubos hasta su posición definitiva. Una vez construida la "vía de lanzado" se inició a la colocación de los tramos de tubería.

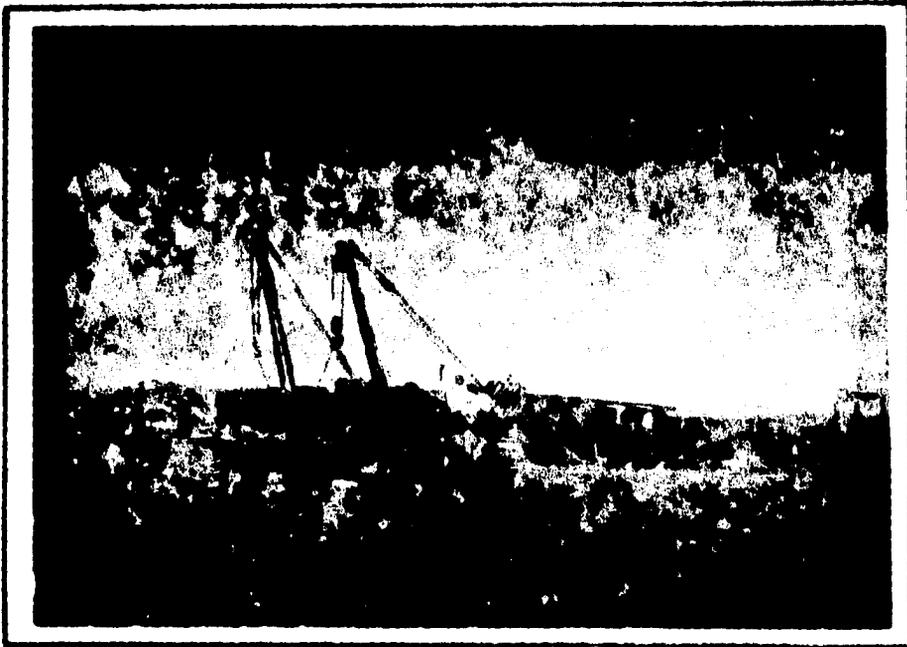
Para el transporte y colocación de la tubería a lo largo de ambas márgenes, se diseñaron 2 carritos de montaje con ruedas los cuales se deslizaban sobre los rieles, los carritos se diseñaron para soportar y transportar tramos de tubería de 12 m y de hasta 10 Ton de peso. Para transportar los tubos se instalaron dos diferenciales de cadena con capacidad de 6 Ton cada uno colocados al centro del eje del carro. En el plano IV.5 se indican las dimensiones de los carros de montaje.

Para la colocación de la tubería dentro del carrito de montaje se requirió el uso de un tiendetubos que transportaba los canutos desde la plataforma de almacenamiento hasta la parte superior de cada margen, posteriormente se colocaban dentro del carro de montaje. (Ver Fotografía No. IV.8). Una vez colocado el tubo dentro del carrito, por medio de una grúa hidráulica se instalaban ambos hasta la posición de lanzado que era la parte superior de cada margen, para iniciar así el descenso del mismo a lo largo de la vía.

Los carros de montaje se sujetaron en su parte superior con grilletes y con un cable de acero de 1" de diámetro el cuál a su vez se encontraba sujeto en el otro extremo a un malacate con capacidad para 60 Ton instalado en la parte superior de cada margen, y por medio de estos malacates, una vez instalado el tubo y el carrito en posición de lanzado, se iniciaba el descenso de ambos a lo largo de la vía de lanzado. En la figura IV.1 se muestra un esquema del traslado de la tubería.

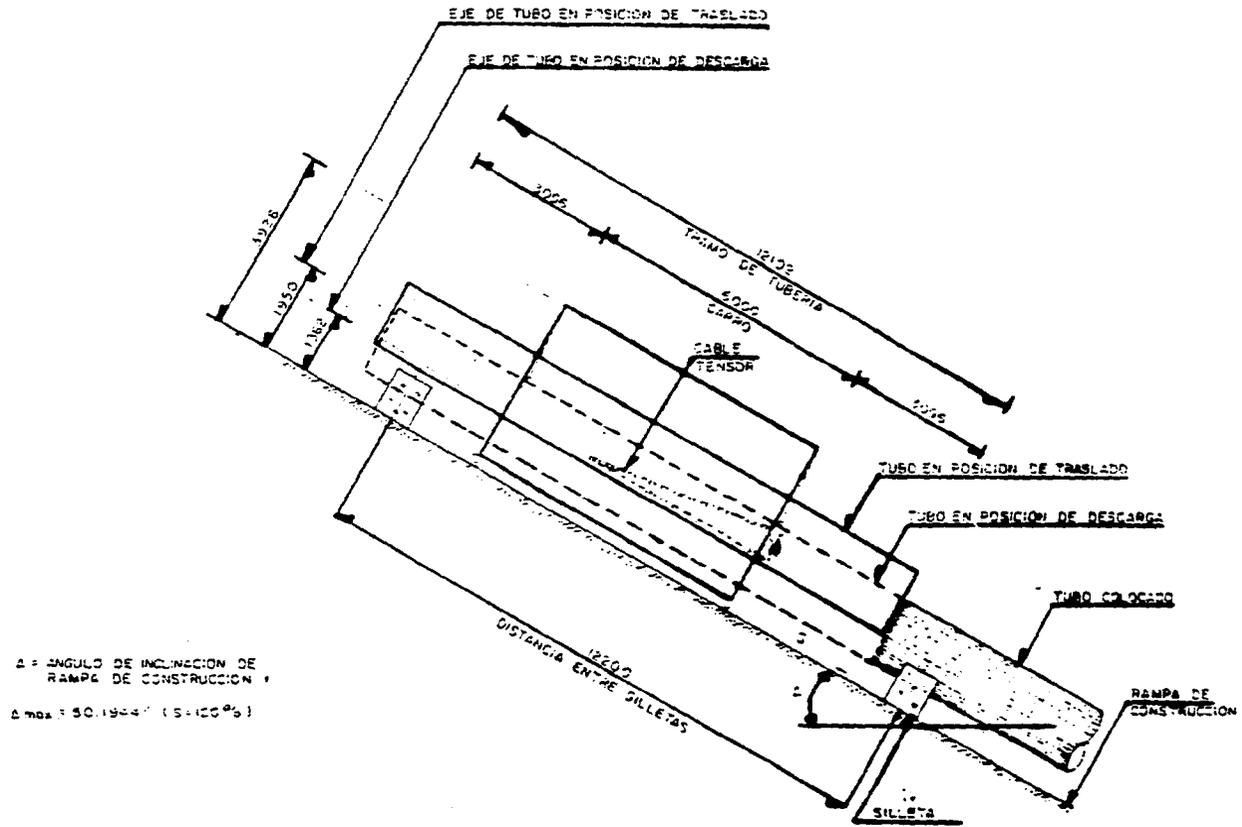
Una vez que se llegaba con el carrito y tubo hasta su posición, se iniciaban las maniohbras para alineación y ajuste del mismo, para lo anterior al carro de montaje se le adaptó un sistema con gatos hidráulicos que permitían levantar el tubo hasta su posición correcta. Posteriormente se fijaba, troquelaba y una vez verificada topográficamente la posición del tubo se iniciaba el proceso de soldadura, uniendo este tramo de tubería con el tramo colocado con anterioridad. Cuando el proceso de soldadura se encontraba al 50% se podía retirar el carro de montaje y trasladarlo hasta la parte superior para iniciar el lanzado del tramo de tubería siguiente.

Todo este procedimiento descrito anteriormente se repitió con cada tramo de tubería desde la parte inferior hasta el Atraque de la parte mas alta de cada margen. En la margen derecha se instaló la tubería mediante este sistema desde el cadenamiento 12+909 (Atraque No.1) hasta el 13+200 (Atraque No.9) mientras que en la margen izquierda desde el cadenamiento 13+439 (Atraque No.16) hasta el 13+283 (Atraque No,10).



FOTOGRAFIA IV.8.- Carro tiendetubos transportando un tramo de tubería.

FIGURA IV.1
ESQUEMA TRASLADO DE TUBO



IV.5. INSTALACION DE LA TUBERIA POR DEBAJO DEL CAUCE.

Otro de los aspectos relevantes en la construcción del Sifón lo fue la instalación de la tubería por debajo del río Santiago, la cuál se proyectó para ser instalada 8 m por debajo del cauce y cubierta con un encamisado de concreto con un $f'c = 150 \text{ Kg/cm}$. Para poder realizar lo anterior fue necesario desviar el cauce del río por uno de los costados para poder laborar libremente en el otro extremo.

El primer desvío se realizó hacia la margen izquierda con la ayuda de un tractor D8N iniciando el desvío del cauce del río desde unos 20 m aguas arriba del cruce con el trazo de la conducción, donde se construyó una pequeña ataguía. Este desvío se prolongó hasta unos 20 m aguas abajo de dicha zona, colocándose bolsas de polietileno a todo lo largo del nuevo cauce fijadas al terreno con sacos de arena, esto para evitar filtraciones de agua hacia la zona donde se realizaría la excavación para la instalación de la tubería. En la Fotografía IV.9 se muestra uno de los desvíos realizados en el cauce del río.

La excavación de la zanja se llevó a cabo por medio de una retroexcavadora hasta la profundidad de 6 m, mientras que para los 2 m restantes fue necesario el uso de explosivos debido a las características del macizo rocoso encontrado. Durante el proceso de excavación e instalación de la tubería se requirió el empleo de una bomba para desalojar el agua producto de las filtraciones que se presentan a pesar de la colocación de las bolsas de plástico.

Para la instalación de la tubería se construyó primero una base de mampostería a todo lo largo de la zanja, para posteriormente colocar la tubería mediante un tiendetubos hasta su posición definitiva. Después de instalada la tubería se procedió a la construcción del encamisado de concreto con un $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ de forma rectangular de 2.55 m por lado y reforzado con varillas de acero de 1/2" de diámetro. Posteriormente para recubrir el encamisado se colocó una capa de concreto ciclopeo (18% roca) hasta el mismo nivel del encamisado para terminar el relleno de la zanja hasta el nivel del terreno con arcilla.

Este mismo procedimiento se llevó a cabo para la instalación de la tubería cercana a la margen izquierda desviando el río hacia la margen derecha y una vez más para la instalación de la tubería por el centro del cauce desviando el agua nuevamente hacia la margen izquierda.



FOTOGRAFIA IV.9.- Desvío del río hacia Margen izquierda para instalar la tubería en la zona cercana a la Margen derecha

Finalmente y con el objeto de evitar que en época de avenidas el agua produjera deslaves en las partes cercanas a ambas márgenes ya que el NAME del río alcanzaba hasta los 6 m por encima del nivel normal del cauce, se proyectó la construcción de unos dentellones de concreto armado en ambos lados del encamisado, dichos dentellones se construyeron con concreto ciclopeo con un $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ y armados con acero de refuerzo con un diámetro de 1/2".



FOTOGRAFIA IV.10.- Construcción del dentellón para la Margen Izquierda.

IV.6. TRATAMIENTO DE TALUDES

Dadas las características geológicas del macizo rocoso donde se aloja el sifón, consistente de capas interestratificadas de basalto vesicular, toba limo-arenosa y arcilla con boleos, fue necesario proyectar un sistema de estabilización de los taludes próximos al sifón con la finalidad de protegerlo de fragmentos de roca que pudieran desprenderse y dañaran así la tubería.

Este sistema de protección de taludes proyectado, consistió básicamente de amacice, despirme y desyerbe de taludes, colocación de anclas de fricción, drenes, protección con concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada y un sistema de drenaje superficial a base de cunetas y contracunetas.

Estas actividades finales se llevaron a cabo de la manera siguiente: en primer lugar se localizaron zonas de mayor riesgo por desprendimientos de fragmentos de roca, y se realizaba el amacice de dicha zona ya sea con una limpieza superficial de dichos fragmentos o con la colocación de anclas para sujetar macizos rocosos de regular tamaño. Posteriormente se proseguía con la limpieza y desyerbe de las zonas donde se colocaría el concreto lanzado, esto para asegurar la correcta adhesión de la roca con el concreto.

Después se continuaba con una barrenación de 2" de diámetro con equipos de perforación en los taludes para la colocación de anclas de fricción de 1/2" de diámetro con inyección de mortero y drenes con tubería de PVC de 2" de diámetro. En la figura IV.2 se observan las cantidades de obra de estas actividades así como su ubicación en los taludes de ambas márgenes.

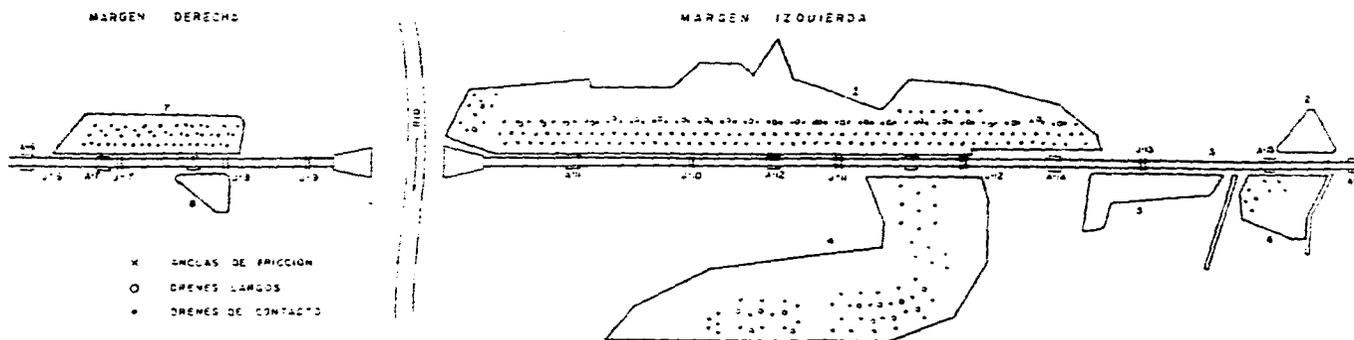
Una vez terminada esta actividad, se procedía con la colocación de la malla electrosoldada la cual se fijaba a la superficie mediante anclas cortas con varilla de 3/8" de diámetro y a las anclas de fricción por medio de un doblez final que se les realizó a dichas anclas. La Fotografía IV.11 muestra la colocación de la malla electrosoldada.

FIGURA IV.2

ACUEDUCTO PRESA CALDERON-SAN GASPAR
TRATAMIENTO DE TALUDES DEL SIFON DEL RIO SANTIAGO

ANCLAS DE FRICCION					
MARGEN	TALUD	CADENAMIENTO	No. ANCLAS	LONGITUD DE ANCLA	LONGITUD PARCIAL
IZQUIERDA	IZQUIERDO	13+293-13+388	102	6.0	1 032
IZQUIERDA	DERECHO	13+420-13+424	8	4.0	32
IZQUIERDA	DERECHO	13+320-13+365	36	5.5	198
IZQUIERDA	DERECHO	13 + 350	8	5.5	44
DERECHA	IZQUIERDO	13+158-13+190	30	3.5	105
SUMAS			254		1 411 M

DRENE S					
MARGEN	TALUD	CADENAMIENTOS	No. DRENE S	LONGITUD DE DREN	LONGITUD PARCIAL
IZQUIERDA	IZQUIERDO	13+293-13+388	25	6.0	150.0
IZQUIERDA	IZQUIERDO	13 + 380	2	2.3	4.6
IZQUIERDA	DERECHO	13+320-13+364	12	4.0	48.0
IZQUIERDA	DERECHO	13 + 350	6	0.8	4.8
DERECHA	IZQUIERDO	13+158-13+190	25	0.3	7.5
SUMAS			70		214.3 M



Finalmente se procedía con la colocación del concreto lanzado con un $f'c = 200$ Kg/cm² hasta cubrir la malla electrosoldada con un espesor promedio de 12 cm. El procedimiento del lanzado del concreto se llevó a cabo mediante un sistema de lanzado de mezcla seca, en la parte superior del sifón se colocó una mezcladora donde se le introducían los agregados secos (cemento, arena y grava), dicha mezcla se transportaba por medio de una tubería hasta las partes bajas y en la parte final de la tubería se contaba con una manguera con agua a presión con un chiflón que permitía la salida de la mezcla ya con agua para conformar así el concreto. (Ver Fotografía IV.12).

En la figura IV.3 se observan las zonas cubiertas con concreto lanzado y sus cantidades de obra. Las Fotografías IV.13 y IV.14 muestran los taludes de la Margen Izquierda antes y después de los trabajos de protección de taludes.



FOTOGRAFIA IV.11.- Colocación de la malla electrosoldada en el talud izquierdo de la Margen Izquierda.

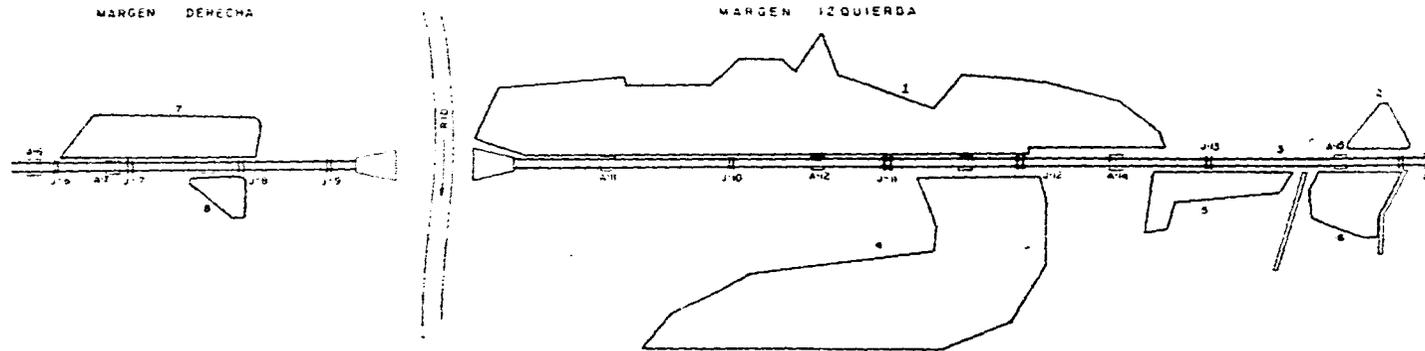


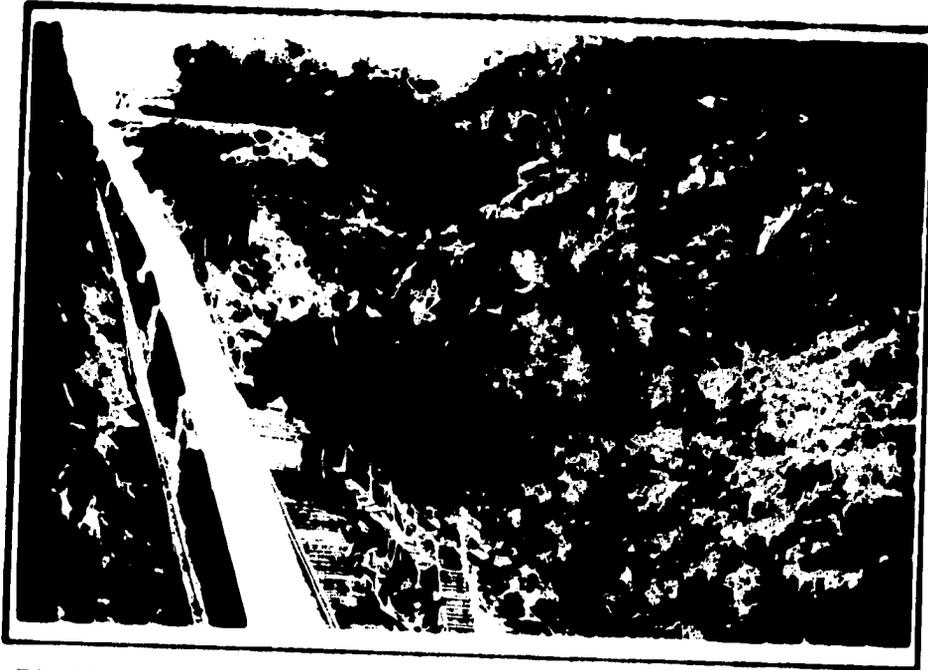
FOTOGRAFIA IV.12. - Procedimiento de lanzado de concreto con mezcla seca.

FIGURA IV.3

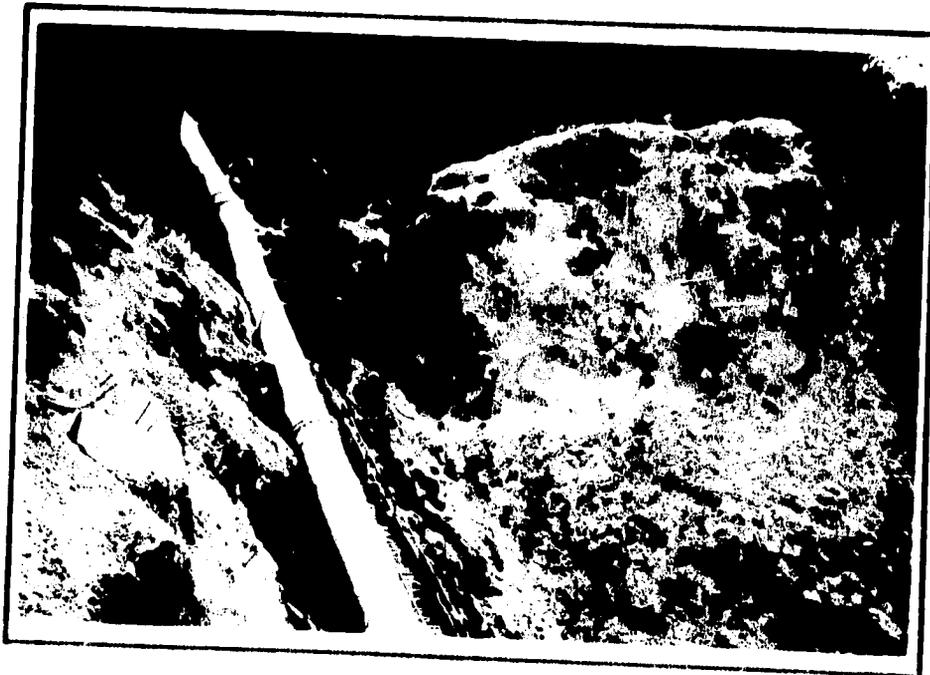
ACUEDUCTO PRESA CALDERON-SAN GASPAR
TRATAMIENTO DE TALUDES DEL SIFON DEL RIO SANTIAGO

PROTECCION CON CONCRETO LANZADO				
ZONA	MARGEN	TALUD	CADENAMIENTOS	AREA (M ²)
1	IZQUIERDA	IZQUIERDO	13+293-13+308	2 630.0
2	IZQUIERDA	IZQUIERDO	13 + 425	87.9
3	IZQUIERDA	BAJO TUBO	13+293-13+350	404.5
4	IZQUIERDA	DERECHO	13+320-13+366	2 740.0
5	IZQUIERDA	DERECHO	13+388-13+416	107.0
6	IZQUIERDA	DERECHO	13+416-13+434	187.0
7	DERECHA	IZQUIERDO	13+158-13+190	410.0
8	DERECHA	DERECHO	13+180-13+190	124.8
S U M A				6901.3 M ²





FOTOGRAFIA IV.13.- Taludes de la Margen Izquierda antes del tratamiento de protección de los mismos.



FOTOGRAFIA IV.14.- Taludes de la Margen Izquierda después del tratamiento.

CAPITULO V

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES".

V.1.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

V.1.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo pudimos conocer una obra civil de gran magnitud e importancia que proporciona actualmente grandes beneficios para la zona metropolitana de Guadalajara, así mismo conocimos y analizamos los aspectos más importantes que se toman en cuenta para el diseño y construcción de proyectos como el antes mencionado.

En primer lugar se describió la creciente necesidad de abastecer de agua potable a una población cada vez mayor y el poder prevenir a la vez el peligro ecológico que representaban los niveles de agua tan bajos en el lago de Chapala como consecuencia de ser la fuente principal de abastecimiento para esta zona. Una vez determinados y analizados los problemas se procedió a la búsqueda de una solución que nos permitiera abarcar ambos aspectos, es decir que se suministrara el líquido vital en la cantidad necesaria y que a la vez se permitiera una recuperación inmediata del lago de Chapala.

En este trabajo se describió y analizó una de las soluciones iniciales que ayudó a corto plazo a incrementar el suministro de agua y permitió una ligera recuperación de los niveles del lago antes mencionado. En este caso una de las fuentes de abastecimiento adicional lo fue el río Calderón, el cual mediante la construcción de una presa de almacenamiento y un acueducto para transportar el agua hasta las cercanías de la ciudad previamente tratada, suministró 3 m³/s adicionales a la zona metropolitana de Guadalajara.

Durante el desarrollo del presente pudimos conocer algunos de los aspectos relevantes que se consideran para el análisis y determinación del proyecto, así como para su construcción. Aspectos fundamentales como el gasto requerido, la ubicación de las obras necesarias para obtener dicho gasto, la conducción del agua hasta el sitio requerido, el tipo de conducción, el trazo para ubicar el mismo, las condiciones geológicas y topográficas de las zonas del trazo, los elementos de recepción y tratamiento del líquido en cuestión y todos los procesos constructivos que se requieren para llevar a cabo lo antes descrito, son elementos que se analizaron y se tomaron en cuenta para lograr la solución del problema y que nos permitieron comprender más a fondo la importancia y el funcionamiento de proyectos como el presente.

Después de haber analizado los aspectos antes mencionados se puede concluir que el acueducto cumplió con los objetivos deseados ya que el tipo de conducción fue el más económico y adecuado según las condiciones topográficas, en la tubería se empleó el material adecuado y más económico, así como el diámetro utilizado resultó ser el más económico al permitir conducir el gasto requerido con la pérdida de carga disponible, es decir que hidráulicamente el diseño cumplió satisfactoriamente todos los aspectos.

Por su parte el sifón invertido requirió para su diseño de un análisis especial, tanto hidráulica como estructuralmente, ya que fue una condición necesaria la instalación de tubería de mayor resistencia dados los desniveles estáticos tan grandes y las sobrepresiones por golpes de ariete. De igual manera que con el acueducto se verificó que el diámetro fue el adecuado y los espesores de la tubería capaces de resistir los incrementos de presión a diferentes elevaciones.

En el aspecto constructivo del sifón básicamente nos avocamos a realizar una descripción general de la manera como se llevaron a cabo dichos trabajos y de los problemas que se afrontaron para su realización.

Cabe señalar que este fue un proyecto que requirió de gran esfuerzo y dedicación por parte de la ingeniería mexicana, quienes se encargaron tanto del diseño como de la construcción de esta obra de gran magnitud. Con la construcción de este tipo de obras se generan grandes beneficios enfocados a la satisfacción de necesidades de la población, en eso radica la verdadera importancia de estos proyectos, en el empleo de la ingeniería mexicana para la solución de problemas a través de la transformación de los recursos de la naturaleza para satisfacer las necesidades vitales de la población.

En virtud de que México es un país en vías de desarrollo es de gran importancia que se continúe con la generación de obras de gran magnitud que benefician en todos los aspectos la economía del país, sobre todo si se llevan a cabo por medio de la ingeniería mexicana, la cual ha demostrado inclusive a nivel internacional, que cuenta con la capacidad técnica suficiente para el diseño y construcción de las mismas.

Un aspecto que poco se ha mencionado y que es de gran relevancia lo es el impacto ambiental que provocó la construcción de este proyecto, ya que modificó considerablemente el ecosistema del lugar, sobre todo en la zona del embalse. Sería recomendable que en proyectos futuros se le de mayor importancia a este aspecto y se obligue a los proyectistas a establecer un programa de reforestación y/o rehabilitación de las zonas afectadas.

Finalmente y para terminar sería recomendable que en las instituciones a nivel profesional se incluyera dentro del plan de estudios la realización de un proyecto completo a partir de visitas técnicas a sitios donde se estén llevando a cabo obras como la antes descrita, esto promovería significativamente el interés por la ingeniería y ayudaría a la comprensión de los aspectos relacionados con el diseño y construcción de obras civiles de gran importancia.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- **HIDRAULICA GENERAL. VOL. I FUNDAMENTOS.
GILBERTO SOTELO AVILA.
EDITORIAL LIMUSA.**
- 2.- **HIDRAULICA
HORACE W. KING, CHESTER O. WISLER, JAMES G. WOODBURN.
EDITORIL LIMUSA.**
- 3.- **HIDRAULICA
GEORGE E, RUSSELL
EDITORIAL C.E.C.S.A.**
- 4.- **HIDRAULICA
ALBERT SCHLAG.
EDITORIAL LIMUSA.**
- 5.- **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. HIDROTECNIA.
TOMO A.2.2. OBARS DE TOMA PARA PLANTAS HIDROELECTRICAS.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.**
- 6.- **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. HIDROTECNIA.
TOMO A.2.3. CONDUCCIONES A PRESION.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.**
- 7.- **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. HIDROTECNIA.
TOMO A.2.6. GOLPE DE ARIETE.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.**

- 8.- **INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRALICOS.
RAY K. LINSLEY, JOSEPH B. FRANZINI.
EDITORIAL C.E.C.S.A.**

- 9.- **ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
ERNEST W. STEEL, TERENCE J. MC. GHEE.
EDITORIAL GUSTAVO GILI S.A.**

- 10.- **ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES.
FAIR, GEYER, OKUN.
EDITORIAL LIMUSA.**